



UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Evaluación operacional de una red compuesta por 5 intersecciones a través del HCM, Synchro y Vissim

Trabajo de investigación para optar el Grado de
Máster en Ingeniería Civil con Mención en Vial

Manuel Elias Silvera Lima

Asesor(es):
Mgtr. Ing. Seyla Berrio Gonzales

Lima, Marzo del 2020



Dedicatoria:

Dedicado a mi compañera de vida, mi amada esposa Lucia por el apoyo brindado día a día y porque me motiva a alcanzar nuevas metas tanto profesionales como personales.

A mis padres Ana y Rubén por ser los pilares y guías en mi educación y ser las personas quienes más admiro.



Resumen Analítico-Informativo

Evaluación operacional de una red compuesta por 5 intersecciones a través del HCM, Synchro y Vissim

Manuel Elias Silvera Lima

Asesor(es): Seyla Berrio Gonzales, Mgtr.

Trabajo de investigación.

Máster en Ingeniería Civil con Mención en Vial

Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.

Lima, Marzo de 2020

Palabras claves: Evaluación operacional/Demora por control/Nivel de servicio/HCM 2010/Synchro/Vissim/ Intersección.

Introducción: Para la evaluación del comportamiento del tránsito en el Perú, es común utilizar metodologías americanas como el HCM y softwares de simulación como el Synchro y Vissim que sirven de apoyo a los especialistas para compensar la escasa normativa en nuestro país. Sin embargo, estos modelos al pertenecer a escalas distintas y al tener un nivel de detalle de análisis operacional diferente, pueden presentar diferencias en los resultados de la eficiencia de un sistema vial

Metodología: El presente trabajo de investigación plantea evaluar los resultados de las demoras por control del HCM 2010, Synchro 10 y el Vissim 11 para establecer cuál de ellas representa con mayor precisión el comportamiento operacional de los vehículos. Para el caso de estudio, se seleccionó una red ubicada en el distrito de Santiago de Surco compuesta por tres intersecciones semaforizadas, dos intersecciones con señalización de pare y una rotonda.

Resultados: Los resultados de la investigación demostraron que los tres modelos evidencian en algunos casos diferencias superiores a los 300 segundos en las demoras por control.

Conclusiones: El modelo de microsimulación calibrado y validado con Vissim 11 es el más recomendable para el análisis operacional de una red vial urbana en el Perú.

Fecha de elaboración del resumen: 02 de marzo de 2020



Analytical-Informative Summary

Operational evaluation of a road consisting of 5 intersections through HCM, Synchro and Vissim

Manuel Elias Silvera Lima

Advisor: Seyla Berrio Gonzales, Mgtr.

Research work.

Master in Civil Engineering with Mention in Road

University of Piura. Faculty of Engineering.

Lima, March 2020

Keywords: Operational evaluation/Control Delay/Level of Service/HCM 2010/Synchro/Vissim/ Intersection.

Introduction: For the evaluation of traffic behavior in Peru, it is common to use American methodologies such as HCM and simulation software such as Synchro and Vissim that support specialists to compensate for poor regulations in our country. However, these models, belonging to different scales and having a different level of detail of operational analysis, may present differences in the results of the efficiency of a road system.

Methodology: The present research work proposes to evaluate the results of the delays by control of the HCM 2010, Synchro 10 and Vissim 11 to establish which of them represents the operational behavior of the vehicles with greater precision. For the case study, a network located in the Santiago de Surco district was selected, consisting of three signalized intersections, two intersections with stop signs and a roundabout

Results: The results of the investigation showed that the three models show in some cases differences greater than 300 seconds in the control delays.

Conclusions: The results of the investigation showed that the three models show in some cases differences greater than 300 seconds in the control delays.

Summary date: March 2, 2020



Prefacio

En los últimos años, el incremento del uso del automóvil y la creciente demanda del transporte han generado en muchas ciudades del mundo problemas de congestión, demoras en los tiempos de viaje y contaminación ambiental que perjudica la calidad de vida de las personas. Específicamente en el Perú, las causas del problema de la congestión vehicular son: la mala regulación de los sistemas viales, la falta de planificación del crecimiento de las ciudades, la poca capacidad operativa para fiscalizar la demanda vehicular y la ausencia de manuales y normativas técnicas locales que sirvan de guía a los especialistas y autoridades.

Actualmente, los 50 distritos que componen Lima Metropolitana presentan problemas de sobresaturación vehicular en las llamadas horas punta. Las autoridades locales y regionales han realizado propuestas individuales para mejorar las condiciones de transitabilidad implementando planes de gestión del tránsito con la finalidad de disminuir los tiempos de viajes. Sin embargo, estos esfuerzos por mitigar la congestión han sido en vano debido a que muchas de las propuestas planteadas son aisladas y generalmente trasladan los problemas a otros puntos de la ciudad, lo que hace que la solución sea parcial y no sea sostenible en el tiempo. Las limitaciones presentes en estas propuestas son causadas, generalmente, por la falta de información para evaluar el comportamiento operacional de un sistema vial para una realidad peruana.

Existen investigaciones realizadas en algunas universidades en el Perú en donde se sugiere el uso de metodologías americanas y softwares de simulación para el cálculo de indicadores que sirvan para analizar el comportamiento operacional de un sistema vial. Sin embargo, sus resultados presentan alcances en donde solo se analiza los problemas de una intersección de forma aislada. En otros casos, los estudios de tránsito presentan limitaciones en la evaluación del comportamiento psicofísico del conductor debido a la gran cantidad de datos que se deben recolectar en campo.

Es por ello, que el presente trabajo de investigación busca analizar el comportamiento operacional de una red compuesta por cinco intersecciones ubicadas en el distrito de Santiago de Surco. Esta es una zona estudiantil, cerca de la Escuela de Dirección de la Universidad de Piura (PAD). Para esto se utilizó, como medio de análisis la metodología HCM 2010 y los softwares de simulación Synchro 10 y Vissim 11 con la finalidad de evaluar su aplicabilidad dentro de una realidad peruana. Los resultados de esta investigación

evidenciarán que los problemas de congestión, muchas veces nacen desde la concepción de los proyectos viales porque estos no utilizan las herramientas adecuadas para representar el comportamiento operacional real del sistema vial.

El desarrollo de este trabajo no hubiera sido posible sin la ayuda de la profesora Seyla B. Gonzales y el profesor Germán Gallardo, a quienes agradezco profundamente por la asesoría brindada.



Tabla de contenido

Introducción.....	1
Capítulo 1	3
Aspectos Generales	3
1.1. Planteamiento del Problema.....	3
1.2. Formulación del Problema	4
1.3. Objetivos	5
1.3.1. Objetivo General	5
1.3.2. Objetivos Específicos.....	5
1.4. Hipótesis.....	5
1.5. Alcances y limitaciones de la investigación.....	6
Capítulo 2	7
Marco Teórico	7
2.1. Estudio del flujo vehicular	7
2.2. Estudio de la circulación continua.....	8
2.2.1. Modelo fluido dinámico	8
2.2.2. Teoría del seguimiento vehicular (Car following theory)	11
2.3. Estudio de la circulación interrumpida.....	12
2.4. Modelamiento del tráfico	12
2.4.1. Modelos macroscópicos	13
2.4.2. Modelos mesoscópicos.....	13
2.4.3. Modelos microscópicos.....	13
2.5. Modelos determinísticos	14
2.6. Modelos estocásticos.....	15
2.7. Metodología del Manual de Capacidad de Carreteras HCM 2010	

2.7.3.	Rotondas.....	45
2.8.	Software Synchro	53
2.8.1.	Ajuste de la Demanda	54
2.8.2.	Ajuste de la Oferta	54
2.8.3.	Calculo de la capacidad.....	56
2.8.4.	Demoras	57
2.9.	Software Vissim.....	60
2.9.1.	Número semilla	61
2.9.2.	Número de Corridas	62
2.9.3.	Warm up.....	62
2.9.4.	Modelo de la General Motors.	63
2.9.5.	Modelo de Wiedemann.....	65
2.9.6.	Calibración del modelo	67
2.9.7.	Validación del modelo	69
Capítulo 3		71
Metodología		71
3.1.	Determinación y delimitación del área de estudio	72
3.2.	Recolección y procesamiento de datos de campo	73
3.2.1.	Aforo vehicular	73
3.2.2.	Aforo peatonal.....	77
3.2.3.	Ciclo semafórico	77
3.2.4.	Velocidad de los vehículos.....	79
3.2.5.	Flujogramas.....	81
3.2.6.	Medición de Tiempos de Viaje.	81
3.3.	Aplicación del HCM 2010.	83

3.3.1.	Aplicación del HCM 2010 en intersecciones semaforizadas.	83
3.3.2.	Aplicación del HCM 2010 en intersecciones con señalización Pare.	86
3.3.3.	Aplicación del HCM 2010 en la Rotonda los Delfines.	88
3.4.	Utilización del Software Synchro 10.....	90
3.5.	Utilización del Software Vissim 11.	98
3.5.1.	Construcción del modelo de simulación en Vissim 11.	98
3.5.2.	Calibración del modelo de simulación en Vissim 11.....	106
3.5.3.	Validación del modelo de simulación en Vissim 11.	110
Capítulo 4		113
Resultados.....		113
4.1.	Objetivo Específico 1 - Evaluación de resultados entre HCM 2010 y Synchro 10.	113
4.1.1.	Evaluación de resultados en intersecciones semaforizadas.....	113
4.1.2.	Evaluación de resultados en intersecciones con señalización de Pare.	117
4.1.3.	Evaluación de resultados en la rotonda Los Delfines	119
4.2.	Objetivo Específico 2 - Evaluación resultados en Vissim 11	121
4.2.1.	Resultados de la media de los tiempos de viaje al modificar los parámetros del modelo de Wiedemann 74.	122
4.2.2.	Resultados de las demoras por control y niveles de servicio al modificar los parámetros del modelo de Wiedemann 74.	123
4.3.	Objetivo Específico 3 - Fortalezas y limitaciones del HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11.....	124
4.3.1.	Análisis de resultados de demoras por control entre HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11.	125
4.3.2.	Análisis de resultados de niveles de servicio entre HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11.	128

Capítulo 5	133
Conclusiones y Recomendaciones	133
5.1. Conclusiones	133
5.2. Recomendaciones.....	136
Bibliografía.....	137
Anexo A	141
Anexo B.....	155
Anexo C.....	163
Anexo D	177



Lista de Tablas

Tabla 2.1: Determinación de grupos de movimiento y grupos de carriles	17
Tabla 2.2: Valores para el factor de ajuste por Ancho de Carril (f_w).....	19
Tabla 2.3: Valores para el factor de ajuste para el giro a la izquierda (f_{LT}) cuando se encuentra en fase protegida o sin flujos opuestos	22
Tabla 2.4: Valores para el factor de ajuste para el giro a la izquierda (f_{LT}) cuando existen flujos vehiculares opuestos.....	22
Tabla 2.5: Valores para el factor de ajuste por giro a la derecha (f_{RT}).....	23
Tabla 2.6: Valores para el factor de ajuste por presencia de peatones en el giro a la izquierda (f_{Lpb}).....	24
Tabla 2.7: Valores para el factor de ajuste por presencia de peatones y ciclistas en el giro a la derecha (f_{Rpb}).....	24
Tabla 2.8: Niveles de servicio para intersecciones semaforizadas.....	35
Tabla 2.9: Determinación del Intervalo Crítico Base ($t_{c,base}$).....	40
Tabla 2.10: Determinación del Intervalo de Seguimiento ($t_{f,base}$).....	41
Tabla 2.11: Niveles de servicio para intersecciones no semaforizadas.....	45
Tabla 2.12: Factores de equivalencia por presencia de vehículos pesados	47
Tabla 2.13: Niveles de servicio para rotondas.....	53
Tabla 2.14: Factor de utilización de carriles.....	55
Tabla 2.15: Niveles de Servicio criterio de Análisis ICU.	57
Tabla 2.16: Número desviaciones estándar basado en percentiles.....	59
Tabla 3.1: Ejemplo de formato de recolección de volúmenes de tránsito rotonda Los Delfines - Intersección 2	75
Tabla 3.2: Formato de recolección de volúmenes peatonales	77
Tabla 3.3: Ejemplo de formato para cálculo de velocidades de aproximación Los Delfines - Intersección 2.....	80
Tabla 3.4: Medición de tiempos de viaje de los vehículos en el área de estudio	82

Tabla 3.5: Cálculo del número mínimo de muestras en campo.	83
Tabla 3.6: Cálculo del flujo de saturación real utilizando la metodología HCM 2010.....	85
Tabla 3.7: Cálculo de los Niveles de Servicio de Intersecciones semaforizadas utilizando la metodología HCM 2010.....	86
Tabla 3.8: Cálculo de flujos en conflicto en intersecciones con señalización de Para utilizando la metodología HCM 2010	87
Tabla 3.9: Cálculo de flujos en conflicto en intersecciones con señalización de Para utilizando la metodología HCM 2010	88
Tabla 3.10: Cálculo del nivel de servicio de la rotonda Los Delfines utilizando la metodología HCM 2010.....	89
Tabla 3.11: Resultados de la evaluación de las tres intersecciones semaforizadas utilizando el programa Synchro 10	96
Tabla 3.12: Resultados de la evaluación de las dos intersecciones con señalización de Pare utilizando el programa Synchro 10	97
Tabla 3.13: Resultados de la evaluación de la rotonda Los Delfines utilizando el programa Synchro 10.....	97
Tabla 3.14: Resultados de la evaluación del número de corridas mínimas del modelo de microsimulación creado en el software Vissim 11.....	107
Tabla 3.15: Diferencia de resultados de la media de tiempos de viaje de los vehículos en función a los parámetros Wiedemann.	108
Tabla 4.1: Comparación de resultados entre los factores de reducción f_{LT} y f_{RT} calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en la intersección 3.	114
Tabla 4.2: Comparación de resultados entre los grados de saturación (X) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en las tres intersecciones semaforizadas del área de estudio. ...	115
Tabla 4.3: Comparación de los resultados de las demoras por control (DI) y niveles de servicio (LOS) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en las tres intersecciones semaforizadas del área de estudio.	116
Tabla 4.4: Comparación de porcentajes de capacidad en intersecciones semaforizadas entre HCM 2010 y Synchro 10.	116

Tabla 4.5: Comparación de resultados de intervalos críticos (t_c) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en intersecciones con señalización de Pare.	117
Tabla 4.6: Comparación de resultados de demoras por control (DI) y niveles de servicio (LOS) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en intersecciones con señalización de Pare.	118
Tabla 4.7: Comparación de porcentajes de capacidad en intersecciones con señalización de Pare entre HCM 2010 y Synchro 10.....	119
Tabla 4.8: Comparación de resultados entre flujos circulantes (V_c) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en la rotonda Los Delfines	119
Tabla 4.9: Comparación de resultados entre los grados de saturación (X) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en la rotonda Los Delfines	120
Tabla 4.10: Comparación de los resultados de las demoras por control (DI) y niveles de servicio (LOS) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en la rotonda Los Delfines	120
Tabla 4.11: Comparación de los porcentajes de capacidad en la rotonda Los Delfines entre HCM 2010 y Synchro 10.....	121
Tabla 4.12: Influencia de la variación de los parámetros de Wiedemann en la determinación de las medias de tiempo de viaje de los tramos 1, 2 y 3	122
Tabla 4.13: Influencia de la variación de los parámetros de Wiedemann en el cálculo de las demoras por control utilizando el programa Vissim 11.	123
Tabla 4.14: Influencia de la variación de los parámetros de Wiedemann 74 en la determinación de los niveles de servicio utilizando el programa Vissim 11.	124
Tabla 4.15: Análisis comparativo de valores de la demoras por control entre Vissim 11, HCM 2010 y Synchro 10.....	125
Tabla 4.16: Análisis comparativo de valores de niveles de servicio entre HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11	128
Tabla 4.17: Fortalezas y limitaciones del HCM 2010	129
Tabla 4.18: Fortalezas y limitaciones del Synchro 10	130
Tabla 4.19: Fortalezas y limitaciones del Vissim 11	131



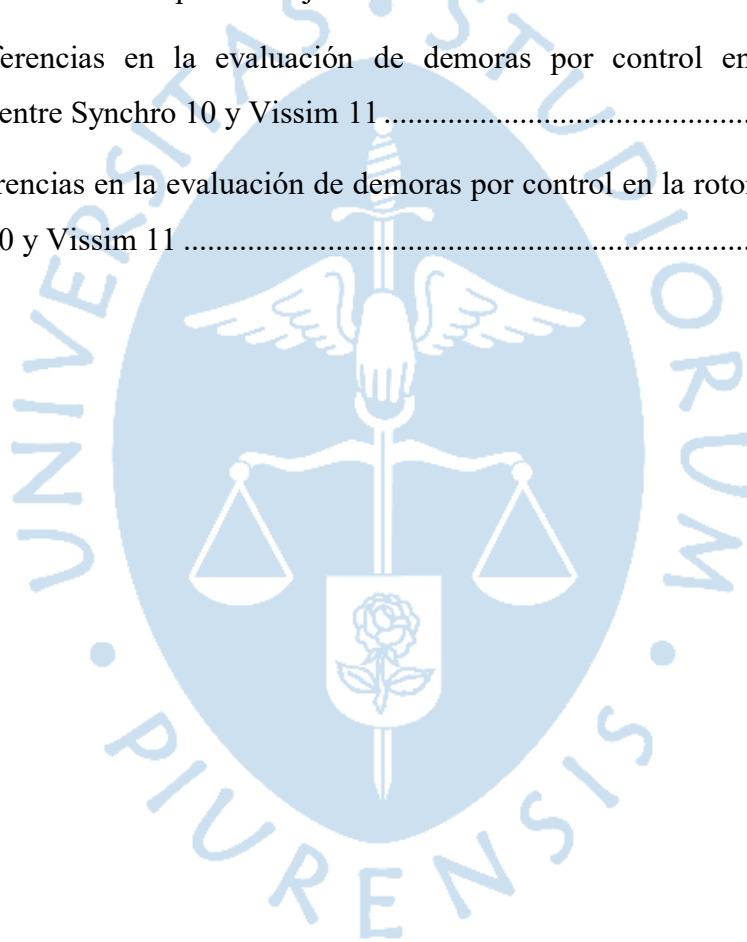
Lista de figuras

Figura 2.1 Conflictos en el tráfico	8
Figura 2.2 Representación gráfica de la relación Velocidad-Densidad.....	9
Figura 2.3 Representación gráfica de la relación Flujo-Densidad.....	10
Figura 2.4 Representación gráfica de la relación Flujo-Velocidad	11
Figura 2.5 Representación gráfica de la teoría del seguimiento vehicular	11
Figura 2.6 Escalas del modelamiento del tráfico.....	14
Figura 2.7 Metodología de análisis operacional para intersecciones semaforizadas	16
Figura 2.8 Zonas de conflicto en una intersección semaforizada para maniobras a la izquierda y a la derecha	23
Figura 2.9 Metodología de análisis operacional para intersecciones no semaforizadas	36
Figura 2.10 Flujos vehiculares y peatonales en conflicto para maniobras a la izquierda ...	37
Figura 2.11 Concepto de Intervalo o Headway	39
Figura 2.12 Determinación de la probabilidad de conducción libre de conflictos para calles secundarias	43
Figura 2.13 Flujos vehiculares presentes en una rotonda.....	46
Figura 2.14 Metodología de análisis operacional de rotondas	46
Figura 2.15 Determinación del Flujo circulante.....	48
Figura 2.16 Determinación del Flujo de salida	49
Figura 2.17 Vehículos en cola en una intersección semaforizada.....	57
Figura 2.18 Periodo de Warm-up	63
Figura 2.19 Modelo de Wiedemann	67
Figura 2.20 Metodología de Calibración del Modelo de Simulación	68
Figura 3.1 Determinación del área de estudio	72
Figura 3.2 Fragmento de la publicación Surco: entre la inseguridad y congestión vehicular	73

Figura 3.3 Aforo vehicular del área de estudio	74
Figura 3.4 Ejemplo de clasificación de maniobras de vehículos en la rotonda Los Delfines - Intersección 2	75
Figura 3.5 Variación del volumen vehicular en la rotonda Los Delfines el martes 16 de agosto del 2016	76
Figura 3.6 Variación del volumen vehicular en la rotonda Los Delfines el miércoles 17 de agosto del 2016.....	76
Figura 3.7 Movimiento de los peatones y ubicación de los aforadores	77
Figura 3.8 Ciclo semafórico de la intersección en cruz de la Av. Central con Jr. Alonso de Molina – Intersección 3.....	78
Figura 3.9 Ciclo semafórico intersección de la Av. Primavera con cruce Peatonal Puerta Principal de la UPC – Intersección 5.....	78
Figura 3.10 Ciclo semafórico de la intersección en T de la Av. Primavera con Jr. Alonso de Molina – Intersección 6.....	79
Figura 3.11 Ejemplo de muestreo de velocidades de uno de los accesos de la rotonda Los Delfines	79
Figura 3.12 Grafico de frecuencias relativas acumuladas para la determinación del percentil 85	80
Figura 3.13 Medición de tiempos de viaje de los vehículos en el área de estudio.....	81
Figura 3.14 Intersecciones semaforizadas presentes en el área de estudio	84
Figura 3.15 Intersecciones con señalización de Pare presentes en el área de estudio.....	87
Figura 3.16 Rotonda presente en el área de estudio	89
Figura 3.17 Construcción del modelo en el software Synchro 10.....	90
Figura 3.18 Cálculo de flujos de saturación por acceso en intersecciones semaforizadas utilizando Synchro 10.....	91
Figura 3.19 Cálculo de flujos de saturación por acceso en la rotonda Los Delfines utilizando Synchro 10.....	91
Figura 3.20 Ajuste de volúmenes vehiculares y peatonales por acceso en intersecciones semaforizadas utilizando Synchro 10.....	92

Figura 3.21 Uso del comando Timing Settings para el cálculo de las demoras por control y niveles de servicio en intersecciones semaforizadas utilizando Synchro 10	93
Figura 3.22 Uso del comando Signing Settings en intersecciones con señalización de Pare	94
Figura 3.23 Uso del comando Signing Settings en la rotonda Los Delfines	95
Figura 3.24 Uso del comando Background Images para insertar imágenes satelitales en Vissim 11.....	98
Figura 3.25 Uso del comando Links para la construcción de accesos e intersecciones en Vissim 11.....	99
Figura 3.26 Uso del comando Desired Speed para el ingreso de las velocidades de aproximación en cada intersección.....	100
Figura 3.27 Uso del comando Vehicle Compositions para el ingreso de información de la composición vehicular presente en el área de estudio.....	100
Figura 3.28 Uso del comando Reduced Speed Areas en la intersección 4 para modelar la presencia de reductores de velocidad.	101
Figura 3.29 Uso del comando Signal Controllers para la creación de la plantilla de ciclo semafórico de la intersección 3.	102
Figura 3.30 Uso del comando Vehicle Route para la creación de rutas en el acceso 1 de la rotonda Los Delfines.	102
Figura 3.31 Parámetros de Wiedemann en el software Vissim 11.....	103
Figura 3.32 Periodo de simulación y número de corridas en el software Vissim 11.	104
Figura 3.33 Definición de parámetros de eficiencia y periodo de warm up en Vissim 11.....	105
Figura 3.34 Modelo del área de estudio construido en Vissim 11.	105
Figura 3.35 Simulación en 3D de la Rotonda Los Delfines en Vissim 11.....	106
Figura 3.36 Uso de la prueba de hipótesis nula para la calibración del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 1.....	109
Figura 3.37 Uso de la prueba de hipótesis nula para la calibración del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 2.....	109

Figura 3.38 Uso de la prueba de hipótesis nula para la calibración del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 3.....	110
Figura 3.39 Uso de la prueba de hipótesis nula para la validación del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 1.....	111
Figura 3.40 Uso de la prueba de hipótesis nula para la validación del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 2.....	111
Figura 3.41 Uso de la prueba de hipótesis nula para la validación del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 3.....	112
Figura 4.1 Diferencias en la evaluación de demoras por control en la intersección semaforizada 5 entre Synchro 10 y Vissim 11	126
Figura 4.2 Diferencias en la evaluación de demoras por control en la rotonda Los Delfines entre Synchro 10 y Vissim 11	127



Introducción

La preocupación que siempre ha estado presente en los ingenieros especialistas en transporte es la selección de un modelo matemático que les permita comprender y analizar con precisión el comportamiento operacional de los vehículos para implementar soluciones en una red vial evaluada. En el mundo, no todos los sistemas vehiculares funcionan igual y muchas veces el comportamiento del conductor influye en el cálculo de indicadores de operación vehicular. Esto hace que la mala selección de un modelo matemático pueda generar indicadores de operación que confundan al diseñador y lo lleven a implementar propuestas inadecuadas al problema.

Actualmente, en Lima existen ordenanzas municipales que regulan el procedimiento de estudios de impacto vial. En este tipo de estudios se utiliza usualmente HCM 2010, Synchro y Vissim como modelos para evaluar el comportamiento operacional de los vehículos. Sin embargo, estos presentan diferencias en el análisis que hacen cuestionar cuál de ellos es el más recomendable para la evaluación de los sistemas viales en la ciudad de Lima.

La presente investigación propone como objetivo evaluar el comportamiento operacional de una red compuesta por cinco intersecciones utilizando el HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11 a través de las demoras por control.

En el capítulo 1, se expone el planteamiento del problema, la formulación de la problemática, los objetivos del trabajo de investigación, las hipótesis y las limitaciones de la investigación.

En el capítulo 2, se presentan los conceptos fundamentales necesarios para el desarrollo del trabajo de investigación. Aquí se muestran las diferencias entre los modelos estocásticos, determinísticos, macroscópicos, mesoscópicos y microscópicos. También, se desarrolla el procedimiento que se debe seguir para la aplicación de la metodología HCM 2010 y se detallan las variables que se necesitan para la utilización de los softwares Synchro 10 y Vissim 11.

En el capítulo 3, se explica toda la metodología utilizada en el trabajo de investigación, donde se especifica la delimitación del área de estudio y la recolección de datos de campo. También, en este capítulo se expone la aplicación del HCM 2010 y la construcción de los modelos de simulación en los softwares Synchro 10 y Vissim 11.

En el capítulo 4, se presentan todos los resultados obtenidos, cumpliendo con los objetivos planteados en el trabajo de investigación y validando las hipótesis formuladas. Aquí se realizó un análisis comparativo entre los resultados de las demoras por control y niveles de servicio del HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11. También, se presentaron las fortalezas y limitaciones de cada modelo.

Finalmente en el capítulo 5, se presentan las conclusiones y recomendaciones de la investigación. Esta da como resultado que los modelos de microsimulación de Wiedemann 74 usado por el programa Vissim 11 es el más adecuado para representar el comportamiento operacional de un sistema vial urbano en una realidad peruana.



Capítulo 1

Aspectos Generales

1.1. Planteamiento del Problema

La congestión vehicular es un fenómeno que se manifiesta comúnmente en países en vías de desarrollo. Esta se debe en la mayoría de los casos, al aumento del parque automotor, a la escasa capacidad de las vías, a la inadecuada planificación del crecimiento de una ciudad, al insipiente control de dispositivos viales, al mal diseño geométrico de las vías, a la falta de educación vial, a las inadecuadas costumbres de manejo y a la informalidad del transporte público.

Este fenómeno se presenta físicamente a través de demoras en el tiempo de viaje, en la aparición de colas y en las constantes detenciones de los vehículos. Estas manifestaciones pueden medirse directamente en las calles o predecirse a través de modelos matemáticos con el objetivo de plantear soluciones en el sistema (Fernández, 2008).

Dentro de la gestión de vías para mitigar los problemas de congestión existen dos tendencias muy marcadas: la gestión de la oferta y de la demanda. La gestión de la oferta busca mejorar el funcionamiento de los dispositivos viales existentes e intervenir sobre la geometría de la vía. En cambio la gestión de la demanda busca mitigar la congestión interviniendo sobre el flujo vehicular (Fernández, 2008).

El Highway Capacity Manual 2010 (HCM) es un manual que contiene la metodología usada en los Estados Unidos para la gestión de la oferta. Su objetivo principal es mitigar la congestión a través de la obtención indicadores determinísticos llamados niveles de servicio, que miden el comportamiento operacional del sistema vial. Parte de esta metodología es adoptada por el programa de simulación SYNCHRO (trafficware, 2014) y la utiliza para resolver problemas de congestión a través de la sincronización semafórica. El programa de microsimulación VISSIM en cambio utiliza las teorías de seguimiento vehicular, para evaluar el comportamiento e interacción de los diferentes modos de transporte y detectar problemas congestión en un sistema vial.

En el Perú, específicamente en la ciudad de Lima, el HCM y los softwares de simulación son utilizados para estudios de tránsito. Esto sirve de apoyo a los especialistas para compensar la escasa normativa de estudio de tránsito que existe en nuestro país.

Siendo la congestión un problema presente en las diferentes ciudades en el Perú esta investigación utilizará la metodología HCM 2010 y los programas de simulación SYNCHRO 10 y VISSIM 11 para evaluar la circulación vehicular de una rotonda y cinco intersecciones continuas (tres semaforizadas y dos no semaforizadas) ubicadas entre las cuadras 20 y 23 de la avenida prolongación Primavera en el distrito de Santiago de Surco en la ciudad de Lima. El aporte de este trabajo de investigación consistirá en detallar paso a paso el uso de la metodología HCM y los softwares de simulación SYNCHRO y VISSIM, lo cual ayudará a determinar cuál de estas herramientas es la más adecuada para representar el comportamiento vehicular en una zona representativa del distrito de Santiago de Surco, contribuyendo así a que futuras investigaciones puedan estudiar este tema en otras zonas de Lima y del Perú.

1.2. Formulación del Problema

Para la evaluación del comportamiento operacional de intersecciones semaforizadas y rotondas en la ciudad de Lima, usualmente se ha utilizado herramientas macro-determinísticas, como la metodología HCM y el software Synchro sin tomar en cuenta sus limitaciones.

En otro contexto se sabe que los modelos de Microsimulación son mucho más precisos para representar el comportamiento de los vehículos. Sin embargo, para esto se requiere de una gran cantidad de data para la creación del modelo, es por este motivo que la mayoría de investigaciones se centra en modelar microscópicamente una sola intersección dejando de lado el comportamiento de los sistemas viales en red.

En base a estos cuestionamientos se plantean las siguientes preguntas: ¿Es recomendable utilizar modelos macro determinísticos para evaluar las demoras por control en las intersecciones de Santiago de Surco? ¿En qué situaciones es recomendable utilizar un modelo macro determinístico o de microsimulación? ¿Qué tan importante es la evaluación del comportamiento operacional en red utilizando la microsimulación?

Tomando como punto de partida la formulación de estas preguntas se establecerán los objetivos generales y específicos. Para verificar el cumplimiento de cada objetivo se determinarán algunas hipótesis, las cuales deberán ser validadas durante el desarrollo de la investigación para sustentar el cumplimiento de los alcances planteados.

1.3. Objetivos

La presente investigación presenta los siguientes objetivos:

1.3.1. Objetivo General. Evaluar el comportamiento operacional de las intersecciones presentes en la Avenida Prolongación Primavera entre las cuadras 20 y 23 utilizando el HCM 2010, SYNCHRO 10 y VISSIM 11, identificando sus fortalezas y limitaciones a través de los resultados de las demoras por control.

1.3.2. Objetivos Específicos.

- Examinar si al aplicar, en el área de estudio, la metodología del HCM 2010 y el software SYNCHRO 10, se obtienen los mismos resultados de demora por control y niveles de servicio.
- Analizar la interacción de los diferentes modos de transporte, en la zona de estudio, mediante el cálculo de las demoras de cada intersección utilizando el software microscópico VISSIM 11.
- Establecer las fortalezas y limitaciones que presentan la metodología HCM 2010 y los softwares SYNCHRO 10 y VISSIM 11 al modelarse la zona de estudio.

1.4. Hipótesis

En el presente trabajo de investigación, se plantean las siguientes hipótesis:

- La metodología HCM 2010 y el software SYNCHRO 10, a pesar de basarse en parámetros semejantes y pertenecer a la misma escala de modelación, presentan diferentes resultados, según el tipo de intersección analizada y los niveles de tráfico presentados en el sistema.
- La interacción intermodal abarca dimensiones psicofísicas y estilos de manejo agresivos que determinan patrones de desplazamiento particulares en la zona de estudio.

- Los modelos de Microsimulación son los más recomendables para evaluar el comportamiento operacional de las intersecciones cuando las mismas se encuentran al límite de su capacidad.

1.5. Alcances y limitaciones de la investigación

El trabajo de investigación presentado se limita a evaluar el comportamiento operacional de seis intersecciones usando la metodología HCM 2010 y los softwares SYNCHRO 10 y VISSIM 11. Estas intersecciones son continuas y regulan el movimiento de los vehículos de diferente forma. Tres de ellas, regulan el flujo vehicular a través de semáforos, dos a través de señalización y la última utiliza una rotonda. Cada una podría presentar características particulares en cuanto a la infraestructura, manejo agresivo de los conductores, presencia de vehículos de transporte y peatones. Por lo tanto, la investigación no busca proponer medidas de solución a la congestión, tampoco analizar el comportamiento de los peatones y su efecto sobre la infraestructura vial. El principal fin de esta investigación es determinar las fortalezas y limitaciones del uso de estas tres herramientas en el análisis vehicular de las intersecciones del distrito de Santiago de Surco.

Finalmente, es importante mencionar que los resultados obtenidos en este trabajo de investigación, no deben ser generalizados para todas las intersecciones presentes en la ciudad de Lima. A través de este trabajo, se pretende brindar criterios generales que pueden ser tomados en cuenta para el análisis del comportamiento operacional de las intersecciones. Al ser replicadas las conclusiones de este trabajo en otras intersecciones, se deberá verificar los criterios tomados y complementarlos de acuerdo a las características particulares de cada proyecto.

Capítulo 2

Marco Teórico

2.1. Estudio del flujo vehicular

El flujo vehicular y sus variables, están ligados directamente al estudio de los conflictos del tráfico. Un conflicto se produce, cuando dos o más personas pretenden usar en simultaneo un mismo recurso del sistema de transporte. Se entenderá como recurso del sistema de transporte a una porción de vía, un área dentro de una intersección, un lugar en un terminal o un espacio en el interior de un vehículo (Fernández, 2008).

Los conflictos se pueden clasificar en tres:

- Conflictos concurrenciales: los cuales se producen en una misma porción de vía, cuando los vehículos circulan en una misma dirección, pero con distintas velocidades.
- Conflictos direccionales: se producen dentro de una intersección debido a las distintas maniobras que realizan los vehículos.
- Conflictos funcionales: Son similares a los conflictos concurrenciales, pero la diferencia es que el primer vehículo se encuentra detenido. Este tipo de conflictos normalmente se produce en un paradero formal o informal.

En la figura 2.1 podemos apreciar gráficamente cada uno de los conflictos definidos.

Tomando en cuenta los tipos de conflictos que existen, podemos entonces agrupar el estudio del tráfico en dos perspectivas:

- Estudio de la circulación continua (analiza los conflictos concurrenciales)
- Estudio de la circulación interrumpida (analiza los conflictos direccionales y funcionales)

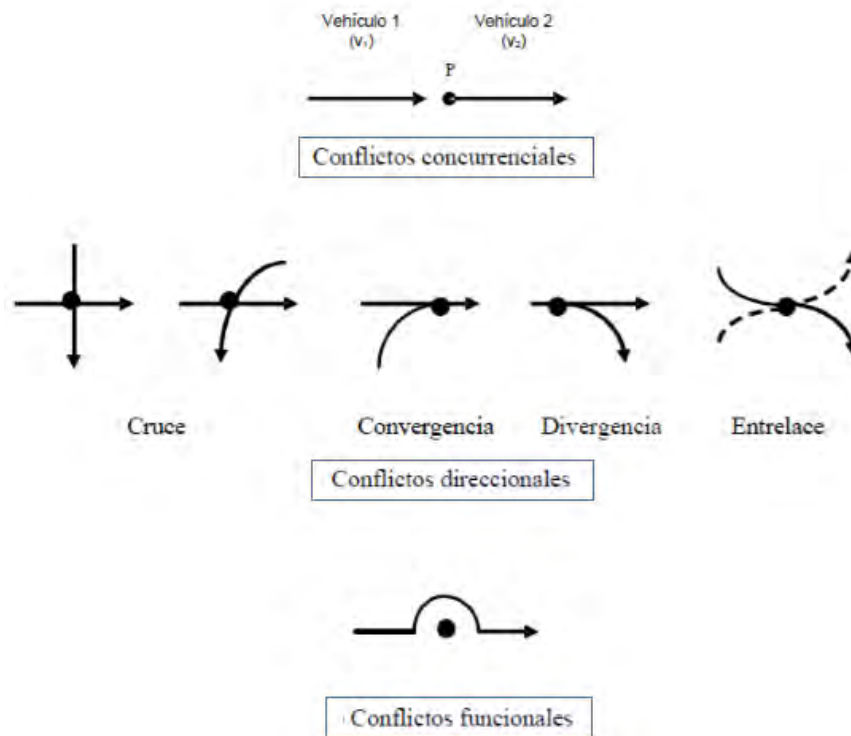


Figura 2.1 Conflictos en el tráfico

Fuente: Fernández (2008)

2.2. Estudio de la circulación continua

El estudio de la circulación continua se caracteriza por la ausencia de detenciones obligadas a lo largo de un tramo de vía. Estas detenciones puedan deberse a la presencia de dispositivos viales como intersecciones y paraderos. No obstante, debido a la presencia de conflictos concurrentes se pueden producir detenciones debido a las interacciones entre vehículos circulando en el mismo sentido, pero con diferentes velocidades (Fernández, 2008).

Existen dos modelos de circulación continua que dan nacimiento a las escalas de modelamiento, estos son: el modelo fluidodinámico y la teoría del seguimiento vehicular.

2.2.1. Modelo fluido dinámico. Mirando desde un avión en una autopista, uno puede visualizar el tráfico vehicular como una corriente o un fluido continuo. Por lo tanto, parece bastante natural asociar el tráfico con el flujo de un fluido y por lo tanto, describirlo en términos de flujo, concentración y velocidad (Kuhne & Michalopoulos, 1992). Tomando

como base este análisis el modelo fluidodinámico analiza el comportamiento de tránsito utilizando la ecuación fundamental del tránsito la cual presentamos a continuación:

$$q = V * K \dots\dots\dots (2.1)$$

Donde:

q = Flujo vehicular (Veh/h)

V = Velocidad media espacial (Km/h)

K = Densidad (Veh /Km)

Existen relaciones de la ecuación fundamental que sirven para describir el comportamiento del tráfico. Estas son:

2.2.1.1. Relación Velocidad-Densidad. Propuesto por Greenshield en 1933 esta relación muestra como el incremento del número de vehículos en el sistema afecta directamente en la velocidad de operación. En la figura 2.2 se puede observar la representación gráfica de la relación velocidad-densidad. Entre las variables más representativas, podemos mencionar a u_f que representa la velocidad de flujo libre. En el HCM podemos encontrarla también como *FFS* (Free Flow Speed). Otra variable importante es k_{jam} que representa la densidad de embotellamiento. Cuando el sistema alcanza el valor de la densidad de embotellamiento la velocidad de operación será igual a cero.

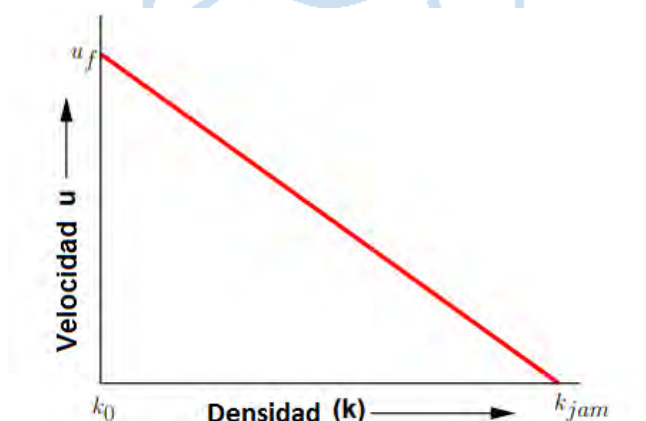


Figura 2.2 Representación gráfica de la relación Velocidad-Densidad

Fuente: Mathew (2014)

2.2.1.2. Relación Flujo-Densidad. Esta relación muestra que en todo sistema existe un valor máximo de flujo vehicular. Este valor máximo es llamado capacidad, que está representado por la letra q_{max} . Se puede definir como capacidad al máximo número de vehículos por unidad de tiempo que pueden pasar por una sección de una vía, bajo condiciones prevalecientes del tráfico (Mathew, 2014). En la figura 2.3 se puede observar que la capacidad define un límite entre un régimen de circulación denominado no saturado ($k < k_{max}$) y otro llamado saturado o sobresaturado ($k > k_{max}$). En el primero, a medida que aumenta el número de vehículos en la vía, su flujo también aumenta. Pero cuando hay saturación, al aumentar los vehículos presentes en la vía, el flujo comienza a disminuir producto de las interferencias entre ellos que afectan directamente en la velocidad de circulación.

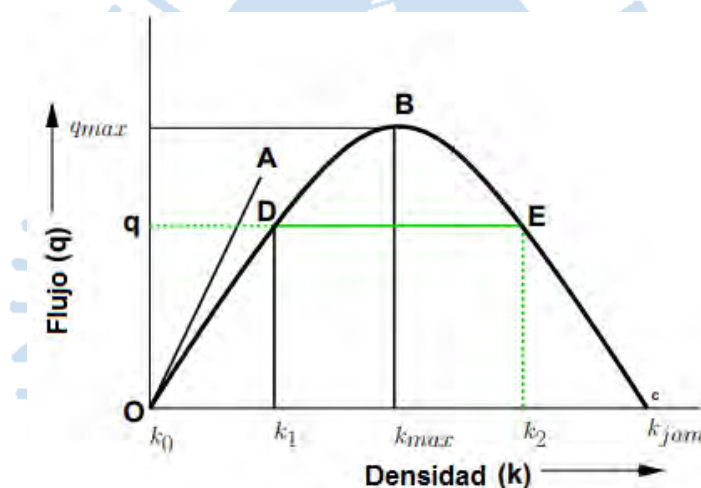


Figura 2.3 Representación gráfica de la relación Flujo-Densidad

Fuente: Mathew (2014)

1.2.1.3. Relación Flujo-Velocidad. Llamada también relación Flujo-Demora. Esta relación suele ser utilizada por el Highway Capacity Manual (TRB, 2010) para definir niveles de servicio. Estos niveles son utilizados como indicadores, para medir el buen funcionamiento de un tramo de vía, tomando en cuenta la apreciación de los usuarios del sistema. La figura 2.4 muestra una relación entre flujo de tráfico máximo con la densidad de tráfico óptima. En este diagrama se puede visualizar que existen dos regímenes, lo que significa que es posible tener dos velocidades en el mismo flujo de tráfico (TRB, 2011).

Más adelante cuando definamos la metodología del HCM 2010, explicaremos a detalle cada uno de estos conceptos.

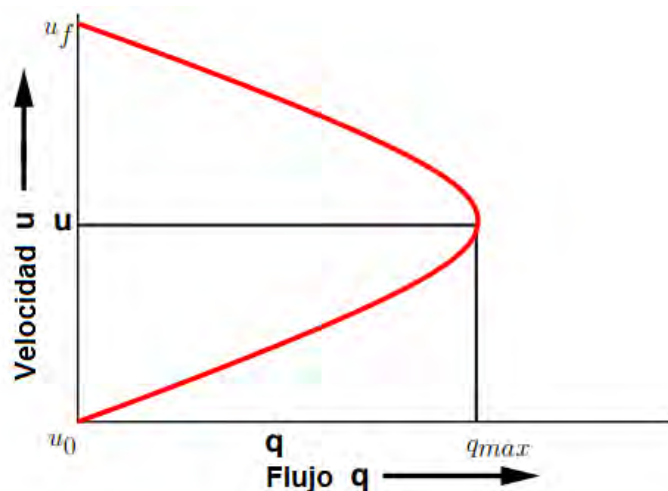


Figura 2.4 Representación gráfica de la relación Flujo-Velocidad

Fuente: Mathew (2014)

2.2.2. Teoría del seguimiento vehicular (Car following theory). La teoría del seguimiento vehicular es un enfoque microscópico que se utiliza para modelar el comportamiento de los conductores que circulan por un tramo de vía (Gibson, 2001). En la figura 2.5 podemos observar cómo se analiza la teoría del seguimiento vehicular. En ella se describe el comportamiento del vehículo sucesor representado por $n+1$ en función de la forma de conducción del vehículo predecesor representado por n (Fernández, 2008).

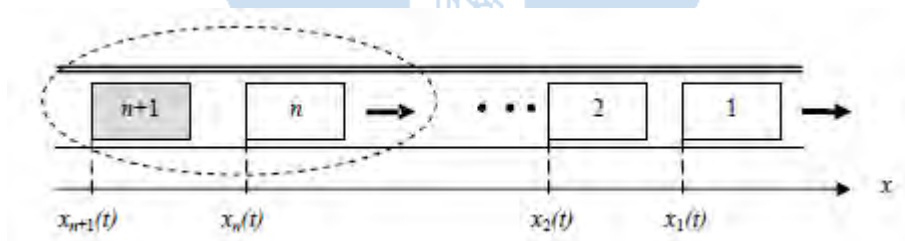


Figura 2.5 Representación gráfica de la teoría del seguimiento vehicular

Fuente: Fernández (2008)

Dentro de este comportamiento se pueden definir las siguientes variables:

$x_n(t)$ = posición de un vehículo n en el instante t

$\dot{x}_n(t)$ = velocidad de un vehículo n en el instante t

$\ddot{x}_n(t)$ = aceleración de un vehículo n en el instante t

Car following theory tiene varios precursores en la década de 1950, pero su formalización se consolida con el trabajo de Hernán en el año 1958 dentro de los laboratorios de General Motors (Fernández, 2008). Este modelo es conocido mundialmente como el modelo de la General Motors y se basa en el principio de estímulo-respuesta del conductor.

Existen otros modelos que también siguen el principio de la teoría del seguimiento vehicular como es el modelo de Wiedemann que a diferencia del modelo de la General Motors toma como principio la relación psicofísico del conductor, el cual puede representar la edad del conductor, el estado de ánimo, la condición física, etc.

2.3. Estudio de la circulación interrumpida

Como se ya se mencionó en la primera parte del marco teórico, al estudiar la circulación interrumpida los conflictos relevantes son los direccionales y funcionales. Estos conflictos se manifiestan en el instante en que dos o más vehículos pretenden utilizar una misma área de la vía. Bajo esta situación, este estudio se enfoca principalmente en la capacidad de esta área en común, analizando que vehículo deberá pasar primero y cual debería detenerse para ceder el paso.

La aparición de conflictos direccionales y funcionales no solo genera variaciones en la velocidad sino que también produce detenciones, las que su vez se transforman en demoras en el sistema. Para representar la circulación interrumpida es necesario primero modelar la capacidad del área común y después relacionarla con las demoras que experimenta el sistema. Por lo tanto en redes viales densas, como las urbanas, la capacidad global de la red estará determinada principalmente por la capacidad de las intersecciones y no por la capacidad de los tramos de vía. De allí la importancia de profundizar en el estudio de las intersecciones (Gibson, 2001).

Dentro de una realidad urbana siempre predominan las condiciones de circulación interrumpida, pero lógicamente ésta incluye etapas de circulación continua entre los lugares donde se producen conflictos direccionales o funcionales. (Gibson, 2001).

2.4. Modelamiento del tráfico

El tráfico o tránsito es la circulación de personas dentro de un determinado sistema. Algunas de estas personas pueden transportarse utilizando vehículos y otras simplemente se

pueden desplazar a través de la caminata, dentro de un determinado espacio público. Pero debemos considerar que el tránsito es dinámico por lo que su representación se hace difícil e incierta.

La modelación nos permite conocer y evaluar la situación actual de un proyecto y estimar su comportamiento a futuro a través de la representación matemática de un sistema. Debido a los diversos problemas que presentan las ciudades para gestionar, predecir y estimar el tráfico, se han desarrollado nuevos modelos para estudiar el flujo vehicular. Estos modelos son: el macroscópico, mesoscópico y microscópico y buscan simular tráfico bajo distintos enfoques. A continuación detallaremos cada uno de estos modelos.

2.4.1. Modelos macroscópicos. Modelo que busca simular la circulación vehicular a grandes escalas mediante la utilización de la ecuación fundamental del tránsito, la cual posee dentro de sus variables la velocidad media espacial de los vehículos y la densidad del tráfico. La principal característica de estos modelos es la representación del flujo vehicular en forma genérica.

El nivel de detalle de estos modelos macroscópicos no es muy profundo sin embargo sus resultados podrían ser productivos cuando se trata de analizar proyectos de ingeniería de gran magnitud, ya que se invierte menor tiempo en su análisis y simulación.

2.4.2. Modelos mesoscópicos. Los modelos mesoscópicos poseen algunas características de los modelos macroscópicos y microscópicos. Este tipo de modelo analiza a los vehículos por grupos asumiendo que sus características son similares (Zambrano, 2008). Dentro de sus limitaciones está que no detallan el comportamiento individual de los vehículos, ni el cambio entre carriles pero sí permiten realizar el análisis de intersecciones semaforizadas y no semaforizadas.

Los modelos mesoscópicos son muy útiles para representar el comportamiento vehicular de redes razonablemente grandes (Valladares, 2016)

2.4.3. Modelos microscópicos. Los modelos microscópicos permiten analizar detalladamente el tráfico tomando en cuenta el comportamiento individual de cada vehículo. Típicamente los vehículos ingresan a la red utilizando distribuciones estadísticas de arribos,

luego se les asigna: un destino, un tipo de vehículo y un tipo de conductor, todo esto en función a un número inicial escogido aleatoriamente, llamado también número semilla (Cabrera, 2010).

Tomando en cuenta que los modelos microscópicos se basan en la teoría del seguimiento vehicular, no son recomendables para simular redes muy grandes debido a la cantidad de data que se tiene que recolectar y procesar (Valladares, 2016).

Los modelos de Microsimulación, en su mayoría son efectivos al evaluar la evolución dinámica de la congestión, pero requieren de mucho tiempo para ser construidos y calibrados. Es precisamente en la etapa de calibración, donde se determina la aceptación del modelo para posteriormente ser usado como herramienta de predicción del tránsito. (Cabrera, 2010). En la figura 2.6 se observa las características de cada modelo.

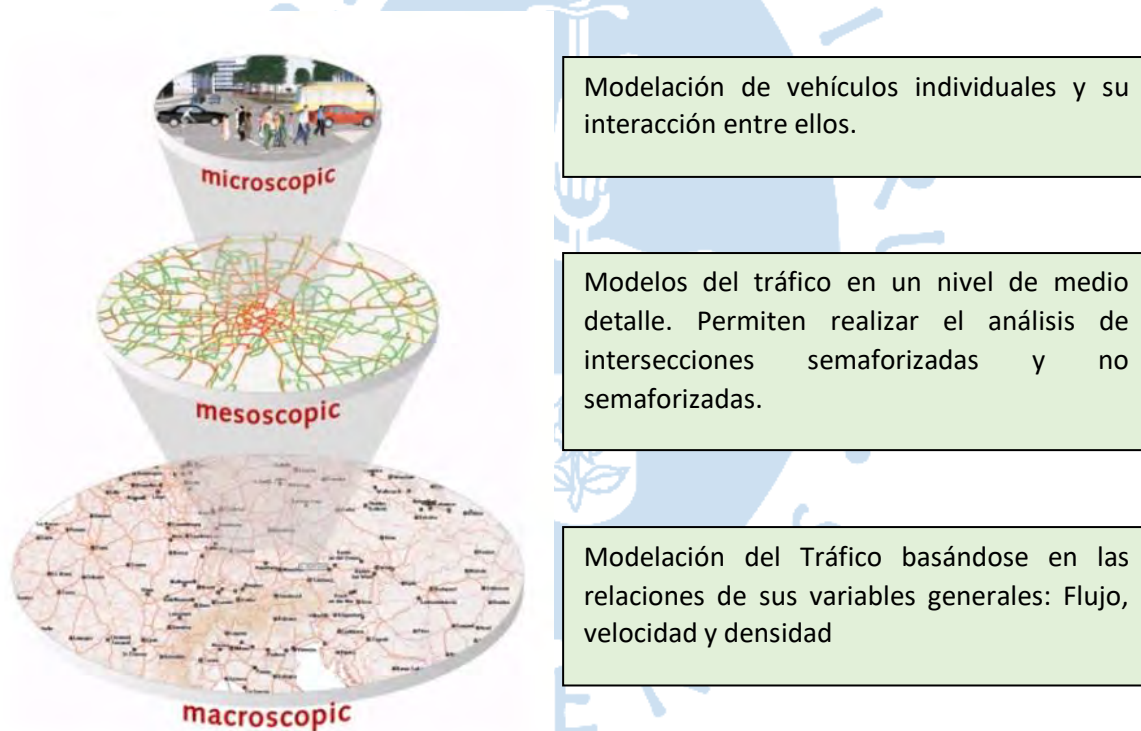


Figura 2.6 Escalas del modelamiento del tráfico

Fuente: Adaptado de PTV GROUP (2015)

2.5. Modelos determinísticos

Son llamados así porque necesitan de un método analítico para su solución (Valladares, 2016). Estos modelos se caracterizan principalmente porque los datos ingresados dan como

resultado los mismos datos de salida, es decir su solución es única. Para la Federal Highway Administration (FHWA, 2004), los modelos determinísticos asumen que tanto los conductores como los vehículos no presentaran variabilidad, sino que todas sus características son controladas dentro del modelo (Flores, 2016). Al no existir variabilidad, esto quiere decir que los modelos determinísticos no requieren de la estadística ni del azar, cuando se está evaluando el comportamiento del tráfico.

La metodología del HCM 2010 y el software Synchro utilizan estos principios al calcular los niveles de servicio. Es por este motivo que son considerados modelos determinísticos.

2.6. Modelos estocásticos

A diferencia de los modelos determinísticos en donde se asume que las características de los conductores siempre son las mismas, los modelos estocásticos se basan en la premisa de que cada conductor presenta características distintas. Es por ello que el análisis de este modelo se sustenta en distribuciones estadísticas por medio de componentes aleatorios de entrada que se asigna en cada simulación (Flores, 2016).

El programa Vissim utiliza este principio para analizar el comportamiento del tráfico y su componente aleatorio es llamado número semilla.

2.7. Metodología del Manual de Capacidad de Carreteras HCM 2010

En esta parte del trabajo de investigación, se presenta la metodología utilizada por el Highway Capacity Manual 2010 (HCM 2010), para el cálculo de indicadores cualitativos que miden el comportamiento operacional de los vehículos llamados niveles de servicio. Cabe mencionar que la mayor parte de las definiciones, tablas y formulas descritas en este subcapítulo pertenecen a la publicación realizada por Transportation Research Board en el año 2010 (TRB, 2010).

A continuación nos centraremos en los capítulos 18, 19 y 21 del HCM 2010 en donde se detalla paso a paso, el procedimiento necesario para el cálculo de la capacidad de intersecciones semaforizadas, intersecciones no semaforizadas y rotondas.

2.7.1. Intersecciones semaforizadas. En el Capítulo 18 del HCM 2010, el Transportation Research Board describe una metodología para evaluar la capacidad y la

calidad del servicio brindada a los usuarios en intersecciones semaforizadas. Para el TRB, esta metodología es mucho más que solo una herramienta, ya que dentro de este capítulo se incluye también una serie de medidas de rendimiento, que describen la operación de este tipo de intersecciones para diferentes modos de viaje.

Dependiendo del tamaño, número y tipos de intersecciones semaforizadas que se quieren estudiar, esta metodología puede ser aplicada para el análisis de proyectos viales a nivel operacional, a nivel de diseño y a nivel de planificación e ingeniería preliminar. De todos los niveles mencionados el análisis operacional es el que demanda mayor detalle porque requiere de una gran información de tráfico, condiciones geométricas y señalización.

En la figura 2.7 se describe la secuencia de cálculos utilizada para determinar medidas de eficiencia en intersecciones semaforizadas.

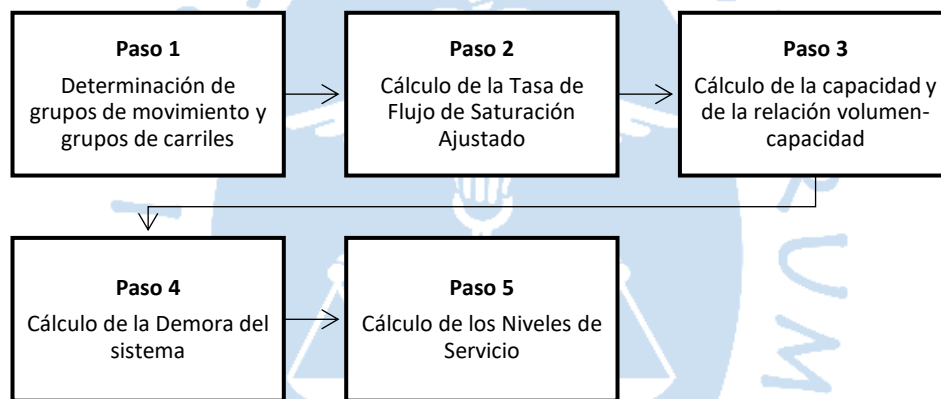


Figura 2.7 Metodología de análisis operacional para intersecciones semaforizadas

Fuente: Adaptado del TRB (2010)

2.7.1.1. Paso 1. Determinación de grupos de movimiento y grupos de carriles. Para el análisis de intersecciones semaforizadas se utiliza los conceptos de grupos de movimiento y grupos de carriles para describir y evaluar la operación de una intersección. El significado de estos dos conceptos es muy similar y solo surgen sus diferencias cuando existen carriles compartidos.

A continuación detallaremos las reglas que se utilizan para la designación de grupos de movimientos (MG):

- Los movimientos de giro presentes en uno o más carriles exclusivos deben designarse como un grupo de movimiento.

- Todos los carriles compartidos tomando en cuenta la regla anterior deben ser combinados en un grupo de movimiento.

La designación de grupos de carriles requiere de mayor detalle y de un mayor número de cálculos. Sin embargo es muy útil cuando la intersección es muy compleja y cuesta mucho trabajo identificar si los carriles son exclusivos o compartidos. Las reglas utilizadas para designar grupos de carriles (LG) son las siguientes:

- Los movimientos de giro exclusivo a la izquierda deben agruparse por separado. Esta misma regla se aplica para los giros exclusivos hacia la derecha.
- Cualquier carril compartido debe designarse como grupo de carril separado.
- Todos los carriles que no sean carriles de giros exclusivos o compartidos deben ser combinados en un grupo de carril.

En la Tabla 2.1 se muestran algunos grupos de movimientos comunes y grupos de carriles.

Tabla 2.1: Determinación de grupos de movimiento y grupos de carriles

Fuente: TRB (2010)

Número de Carriles	Movimientos por Carril	Grupos de Movimiento (MG)	Grupos de Carril (LG)
1	Izquierda, Directo y Derecha: 	MG1: 	LG1: 
2	Exclusivo Izquierda:  Directo y Derecha: 	MG1:  MG2: 	LG1:  LG2: 
2	Izquierda y Directo:  Directo y Derecha: 	MG1: 	LG1:  LG2: 
3	Exclusivo Izquierda:  Exclusivo Izquierda:  Directo:  Directo:  Directo y Derecha: 	MG1:  MG2:  MG2:  MG2:  MG2: 	LG1:  LG2:  LG2:  LG3:  LG3: 

2.7.1.2. Paso 2 - Cálculo de la Tasa de Flujo de Saturación Ajustado. Se define flujo de saturación a la máxima descarga de vehículos que se presenta en uno o más accesos de

una intersección en tiempo de verde. El flujo de saturación puede ser calculado directamente a través de un estudio de campo o indirectamente utilizando la metodología del HCM 2010.

Para nuestro caso de estudio utilizaremos el cálculo indirecto llamado también cálculo de flujo de saturación ajustado, el cual puede ser utilizado para grupos de movimientos o grupos de carriles. El HCM 2010 calcula el flujo de saturación ajustado aplicando una serie de factores de corrección sobre un denominador flujo de saturación base (S_0). El valor de esta tasa de flujo de saturación base es considerado 1.900 pasajeros de autos por hora por carril (pc/h/ln). En la ecuación 2.2 se observa la fórmula que se utiliza para el cálculo de la tasa de flujo de saturación ajustado.

$$S = S_0 f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb} \dots \dots \dots (2.2)$$

Donde:

S	=	Tasa de flujo de saturación ajustado (veh/h/ln)
S_0	=	Tasa de flujo de saturación base (1900 pc/h/ln)
f_w	=	Factor de ajuste por ancho de carril del grupo.
f_{HV}	=	Factor de ajuste por vehículo pesado.
f_g	=	Factor de ajuste por pendiente en el acceso.
f_p	=	Factor de ajuste por estacionamientos adyacentes.
f_{bb}	=	Factor de ajuste por bloqueo de buses.
f_a	=	Factor de ajuste por tipo de área.
f_{LU}	=	Factor de ajuste por utilización de carril.
f_{LT}	=	Factor de ajuste por giro a la izquierda en un grupo.
f_{RT}	=	Factor de ajuste por giro a la derecha en un grupo.
f_{Lpb}	=	Factor de ajuste por presencia de peatones en el giro a la izquierda
f_{Rpb}	=	Factor de ajuste por presencia de peatones y ciclistas en el giro a la derecha

El factor de ajuste por ancho de carril (f_w) representa el impacto negativo de carriles estrechos en la tasa de flujo de saturación. Los valores utilizados para el factor de ajuste por ancho de carril se presentan en la Tabla 2.2. El HCM 2010 considera como valor de ancho de carril estándar 12 pies (3.65 metros aproximadamente) y como valor mínimo de ancho de carril 8 pies (2.44 metros aproximadamente).

Tabla 2.2: Valores para el factor de ajuste por Ancho de Carril (f_w)

Fuente: TRB (2010)

Ancho promedio del carril (Pies)	Factor de ajuste (f_w)
< 10.0 ^a	0.96
≥ 10.0 – 12.9	1.00
> 12.9	1.04

Nota: Los factores de ajuste se aplican en anchos promedio de carril a partir de 8.0 pies en adelante.

El factor de ajuste por vehículos pesados (f_{HV}) representa el espacio adicional ocupado por vehículos pesados dentro de la intersección y la diferencia de sus capacidades operativas en comparación con los automóviles. Este factor no contempla a los buses que se quedan detenidos dentro de la intersección. El factor de ajuste por vehículo pesado puede ser calculado utilizando la ecuación 2.3.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + P_{HV} (E_T - 1)} \dots \dots \dots (2.3)$$

Donde:

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

E_T = Número equivalente de vehículos pesados. Para cada vehículo pesado se considera un valor de 2.0.

El factor de ajuste por pendiente (f_g) representa el efecto que puede causar una pendiente ascendente o descendente sobre el rendimiento de los vehículos que se aproximan a una intersección. Según el HCM 2010, este factor puede ser aplicado en pendientes que van desde -6.0% al + 10.0%. Se considera pendiente ascendente aquella que tiene signo positivo y pendiente descendente aquella que tiene signo negativo. El factor de ajuste por pendiente en el acceso puede ser calculado utilizando la ecuación 2.4.

$$f_g = 1 - \frac{P_g}{200} \dots \dots \dots (2.4)$$

Donde:

P_g = Valor de la pendiente en el acceso para el grupo de movimiento o grupo de carril (%).

El factor de ajuste de estacionamientos (f_p) representa el efecto que causa sobre el flujo de saturación, el bloqueo de vehículos que entran y salen de los estacionamientos adyacentes a la vía. Si no hay estacionamientos cercanos a la intersección, este factor se considera con un valor de 1. Si hay estacionamientos cercanos a la intersección, entonces el valor de este factor se puede calcular con la ecuación 2.5.

$$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18N_m}{3600}}{N} \geq 0.050 \dots \dots \dots (2.5)$$

Donde:

N_m = Número de maniobras de ingreso al estacionamiento adyacente para el grupo de movimiento o grupo de carril (maniobras / h).

N = Número de carriles para el grupo de movimiento o grupo de carril.

El factor de ajuste por bloqueo de buses (f_{bb}) representa el impacto que tienen los buses en el flujo de saturación al recoger y descargar pasajeros en un paradero cercano a la intersección. Para este análisis, se consideran todos aquellos paraderos que se encuentran a 250 pies (76 m) de la línea de parada del acceso. Los valores de este factor se pueden calcular con la ecuación 2.6.

$$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4 N_b}{3600}}{N} \geq 0.050 \dots \dots \dots (2.6)$$

Donde:

N_b = Número de buses que se detienen en el paradero bloqueando el flujo de saturación por hora (buses / h).

N = Número de carriles para el grupo de movimiento o grupo de carril.

El factor de ajuste por tipo de área (f_a) representa la influencia del uso del suelo en el incremento de los vehículos dentro de un sistema vial. Es importante mencionar que cuando cerca de la intersección evaluada, se realizan diferentes actividades que incrementan el tráfico, se recomienda utilizar un valor de 0.90 como factor por tipo de área. Si la intersección evaluada está ubicada en una zona residencial se podrá utilizar un valor de 1 como factor de tipo de área.

El factor de ajuste por utilización de carril (f_{LU}) es utilizado para estimar el flujo de saturación para grupos de movimiento y grupos de carriles con más de un carril exclusivo. Si el grupo de movimiento o de carriles está conformado por un carril compartido o un carril exclusivo entonces este factor se considera con un valor de 1.

El factor de ajuste por giro a la izquierda (f_{LT}) es utilizado para reflejar únicamente el efecto del giro a la izquierda sobre el flujo de saturación. Los valores de este factor se pueden calcular con la ecuación 2.7.

$$f_{LT} = \frac{1}{E_L} \dots \dots \dots (2.7)$$

En las Tablas 2.3 y 2.4 se muestran los valores E_L que se pueden utilizar en la ecuación 2.7 para el cálculo del factor de ajuste por giro a la izquierda.

Tabla 2.3: Valores para el factor de ajuste para el giro a la izquierda (f_{LT}) cuando se encuentra en fase protegida o sin flujos opuestos

Fuente: Adaptado del TRB (2010)

TIPO DE CARRIL	E_L Vehículos Equivalentes para giros a la izquierda	f_{LT}
Giros a la izquierda con fase protegida o sin oposición		
Un carril exclusivo o compartido	1.05	0.95
Dos o más carriles exclusivos o compartidos	1.09	0.92
Calles de un solo sentido o intersecciones en T		
Un carril exclusivo o compartido	1.18	0.85
Dos o más carriles exclusivos o compartidos	1.33	0.75

Tabla 2.4: Valores para el factor de ajuste para el giro a la izquierda (f_{LT}) cuando existen flujos vehiculares opuestos

Fuente: Adaptado del TRB (2010)

Giros a la Izquierda en carriles compartidos con presencia de flujo opuesto							
Flujo Opuesto (Vehículos/hora)	1	200	400	600	800	1000	1200
E_L	1.4	1.7	2.1	2.5	3.1	3.7	4.5
Giros a la Izquierda en carriles exclusivos con presencia de flujo opuesto							
Flujo Opuesto (Vehículos/hora)	1	200	400	600	800	1000	1200
E_L	1.3	1.6	1.9	2.3	2.8	3.3	4

El factor de ajuste por giro a la derecha (f_{RT}) es utilizado para reflejar únicamente el efecto del giro a la derecha sobre el flujo de saturación. Los valores de este factor se pueden calcular con la ecuación 2.8.

$$f_{RT} = \frac{1}{E_R} \dots\dots\dots (2.8)$$

En la Tabla 2.5 se muestran los valores E_R que se pueden utilizar en la ecuación 2.8.

Tabla 2.5: Valores para el factor de ajuste por giro a la derecha (f_{RT})

Fuente: Adaptado del TRB (2010)

TIPO DE CARRIL	E_R Vehículos Equivalentes para giros a la derecha	f_{RT}
Un carril exclusivo o compartido	1.18	0.85
Dos o más carriles exclusivos o compartidos	1.33	0.75

El procedimiento para el cálculo de los factores de ajuste por presencia de peatones en los giros a la izquierda (f_{Lpb}) y de peatones y ciclistas en los giros a la derecha (f_{Rpb}) se basa en el concepto de área de ocupación, que explica el conflicto entre vehículos, peatones y ciclistas. En la figura 2.8 podemos apreciar las zonas de conflicto presentes en una intersección.

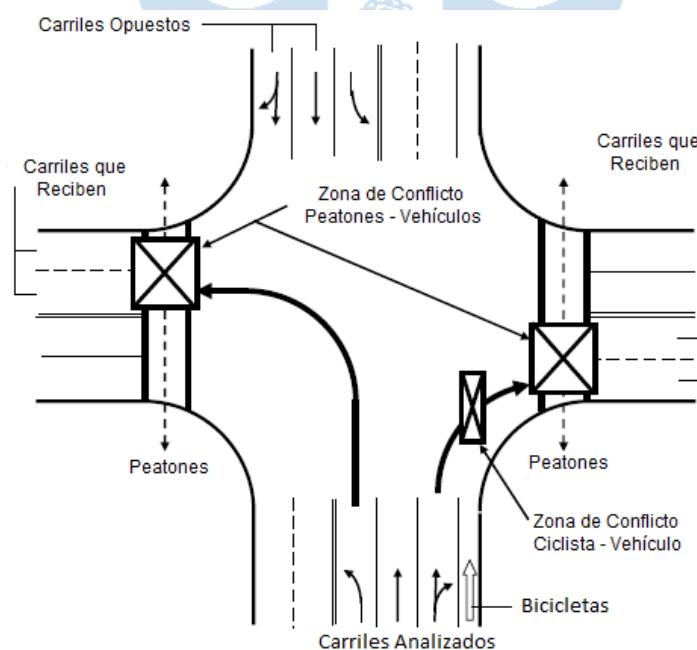


Figura 2.8 Zonas de conflicto en una intersección semaforizada para maniobras a la izquierda y a la derecha

Fuente: TRB (2010)

Tomando en cuenta estas zonas de conflicto, el TRB 2010 recomienda algunos valores para los factores de ajuste por presencia de peatones en el giro a la izquierda (f_{Lpb}) y por presencia de peatones y ciclistas en el giro a la derecha (f_{Rpb}) los cuales se resumen en las Tablas 2.6 y 2.7. En caso de que los factores ajuste sean diferentes a 1, se deberá calcular el valor del tiempo en que la zona de conflicto está desocupada por peatones y ciclistas (A_{pbT}).

Tabla 2.6: Valores para el factor de ajuste por presencia de peatones en el giro a la izquierda (f_{Lpb})

Fuente: Adaptado del TRB (2010)

Situación de la Intersección - Giro a la Izquierda	f_{Lpb}
Si no hay peatones en conflicto	1.00
Calle en dos sentidos que usa giro protegido a la izquierda o división de fases en el semáforo.	1.00
Calle en dos sentidos que usa giro permitido o giro protegido-permitido	A_{pbT}
Calle de un solo sentido	A_{pbT}

Tabla 2.7: Valores para el factor de ajuste por presencia de peatones y ciclistas en el giro a la derecha

(f_{Rpb})

Fuente: Adaptado del TRB (2010)

TIPO DE CARRIL	f_{Rpb}
Si no hay peatones o ciclistas en conflicto	1.00
Si se usa giro protegido a la derecha.	1.00
Si se usa giro permitido o giro protegido-permitido	A_{pbT}

Si el número de carriles de recepción de la intersección es igual al número de carriles de giro, entonces los vehículos que giran, no podrán maniobrar alrededor de peatones o ciclistas. En esta situación, el tiempo en que la zona de conflicto se encuentra desocupada (A_{pbT}) se calcula con la ecuación 2.9.

$$A_{pbT} = 1 - OCC_{\gamma} \dots \dots \dots (2.9)$$

Donde:

A_{pbT} = Tiempo en que la zona de conflicto se encuentra desocupada.

OCC_{γ} = Ocupación de peatones y ciclistas en la zona de conflicto

Por otra parte si el número de carriles de recepción, supera el número de carriles de giro, es probable que los vehículos que realizan la maniobra de giro, se desplacen alrededor de los peatones y ciclistas. Bajo esta situación, la presencia de peatones y ciclistas en la zona de conflicto afecta menos el flujo de saturación. Para estos casos el tiempo en que la zona de conflicto se encuentra desocupada se calcula con la ecuación 2.10.

$$A_{pbT} = 1 - 0.6 OCC_{\gamma} \dots \dots \dots (2.10)$$

El cálculo de la ocupación en la zona de conflicto (OCC_{γ}) estará en función del sentido del giro. A continuación explicaremos primero las formulas del OCC_{γ} para el giro a la izquierda y luego detallaremos el procedimiento para el cálculo del OCC_{γ} para el giro a la derecha.

El cálculo del OCC_{γ} para giros a la izquierda, se basa en el principio de la brecha crítica que se necesita en los flujos vehiculares y peatonales opuestos, para que los automóviles que giran a la izquierda puedan completar su trayectoria. Este factor se puede calcular utilizando la ecuación 2.11.

$$OCC_{\gamma} = \frac{g_{ped} - g_q}{g_p - g_q} (OCC_{pedu}) e^{-5.00 v_0/3600} \dots \dots \dots (2.11)$$

Donde:

OCC_{pedu} = Factor de ocupación peatonal cuando la cola del flujo vehicular opuesto se despeja.

v_o = Flujo vehicular opuesto (vehículos / h)

g_p = Tiempo de verde efectivo para un giro permitido a la izquierda (Segundos)

g_{ped} = Tiempo de verde para el paso de peatones (Puede suponerse $g_{ped} = g$ = verde efectivo de la fase)

g_q = Tiempo verde efectivo donde existe bloqueo de la cola del flujo vehicular opuesto (Se puede calcular con $g_q = g_p - g_u$)

g_u = Tiempo verde efectivo donde no existe bloqueo de la cola del flujo vehicular opuesto (Segundos)

Para el cálculo OCC_{pedu} se utilizan las ecuaciones 2.12 o 2.13.

Si $g_q < g_{ped}$:

$$OCC_{pedu} = OCC_{pedg} (1 - 0.5 g_q / g_{ped}) \dots \dots \dots (2.12)$$

De no cumplirse la condición anterior, entonces se considera:

$$OCC_{pedu} = 0.0 \dots \dots \dots (2.13)$$

Donde:

OCC_{pedg} = Factor de ocupación promedio de peatones.

Para el cálculo del factor de ocupación promedio de peatones (OCC_{pedg}) se utilizarán las ecuaciones 2.14 o 2.15. La selección de las mismas dependerá del flujo de peatones presentes en el giro a la izquierda por hora.

Si el flujo de peatones es menor o igual 1000 peatones/hora se recomienda utilizar la ecuación 2.14

$$OCC_{pedg} = \frac{v_{pedg}}{2000} \dots \dots \dots (2.14)$$

Donde:

v_{pedg} = Flujo promedio ajustado de peatones durante el tiempo de verde (peatones/h)

En cambio si el flujo de peatones es mayor 1000 peatones/hora se recomienda utilizar la ecuación 2.15

$$OCC_{pedg} = 0.4 + \frac{v_{pedg}}{10000} \leq 0.90 \dots \dots \dots (2.15)$$

Para estimar el valor del flujo promedio ajustado de peatones durante el tiempo de servicio (v_{pedg}) el TRB 2010 recomienda conocer previamente la duración de las fases del semáforo y el ciclo semafórico. Utilizando la ecuación 2.16 se puede calcular el valor del v_{pedg} .

$$v_{pedg} = v_{ped} \frac{C}{g_{ped}} \leq 5000 \dots \dots \dots (2.16)$$

Donde:

v_{ped} = Tasa de flujo de peatones/ hora (En ambas direcciones)

C = Longitud del Ciclo semafórico

Para el cálculo del OCC_{γ} para giros a la derecha se utilizaran las ecuaciones 2.17 o 2.18. La selección de cada una de estas ecuaciones estará en función de las condiciones presentes en la intersección.

Si los giros a la derecha no presentan conflicto o interferencias con ciclistas se utilizara la ecuación 2.17.

$$OCC_{\gamma} = \frac{g_{ped}}{g} OCC_{pedg} \dots \dots \dots (2.17)$$

Donde:

g = Tiempo de verde efectivo de la fase (Puede suponerse $g_{ped} = g$)

C = Longitud del ciclo semafórico

OCC_{pedg} = Factor de ocupación promedio de peatones que se calcula con las ecuaciones 2.14 o 2.15

Si los giros a la derecha presentan conflicto o interferencias con ciclistas se utilizara como alternativa la ecuación 2.18.

$$OCC_{\gamma} = \left(\frac{g_{ped}}{g} OCC_{pedg} \right) + OCC_{big} - \left(\frac{g_{ped}}{g} OCC_{pedg} OCC_{bicg} \right) \dots (2.18)$$

Donde:

OCC_{bicg} = Factor de ocupación promedio de bicicletas.

Para el cálculo del factor de ocupación promedio de bicicletas (OCC_{bicg}) se utilizara la ecuación 2.19.

$$OCC_{bicg} = 0.02 + \frac{v_{bicg}}{2700} \dots \dots \dots (2.19)$$

Donde:

v_{bicg} = Es el flujo promedio ajustado de bicicletas durante el tiempo de verde (bicicletas/hora)

El flujo promedio ajustado de bicicletas durante el tiempo de verde (v_{bicg}) se puede calcular utilizando la ecuación 2.20.

$$v_{bicg} = v_{bic} \frac{C}{g} \leq 1900 \dots \dots \dots (2.20)$$

Donde:

- v_{bic} = Tasa de flujo de bicicletas/ hora
 g = Tiempo de verde efectivo de la fase
 C = Longitud del ciclo semafórico

2.7.1.3. Paso 3 - Cálculo de la capacidad y de la relación volumen-capacidad. La capacidad de los accesos para los grupos de movimientos y grupos de carriles se puede calcular con la ecuación 2.21.

$$c = NS (g/C) \dots\dots\dots (2.21)$$

Donde:

- c = Capacidad (veh/hora/acceso)
 S = Tasa de flujo de saturación ajustado (veh/h/ln)
 g = Tiempo de verde efectivo de la fase
 C = Longitud del ciclo semafórico
 N = Número de carriles para el grupo de movimiento o grupo de carril.

Para la estimación del flujo de demanda es necesario calcular el factor de hora pico (*PHF*), el cual se puede determinar utilizando la ecuación 2.22.

$$PHF = n_{60}/4 n_{15} \dots\dots\dots (2.22)$$

Donde:

- PHF = Factor de Hora Pico (Típico entre 0.85 y 0.95)
 n_{60} = Aforo de vehículos durante un periodo de 1 hora (conocido también como el volumen horario de máxima demanda – VHMD)
 n_{15} = Aforo de vehículos durante en los 15 minutos más cargados

Una vez calculado el *PHF* se puede calcular el flujo de demanda utilizando la ecuación 2.23.

$$v = \frac{n_{60}}{PHF} \dots \dots \dots (2.23)$$

Donde:

v = Flujo de demanda (veh/h/acceso)

PHF = Factor de Hora Pico

n_{60} = Aforo de vehículos durante un periodo de 1 hora (veh mixtos/hora)

La relación volumen – capacidad llamada también grado de saturación para grupos de carriles o grupos de movimiento se puede calcular, utilizando la ecuación 2.24.

$$X = v/c \dots \dots \dots (2.24)$$

Donde:

X = Relación volumen - capacidad

v = Flujo de demanda (veh/h/acceso)

c = Capacidad (veh/hora/acceso)

2.7.1.4. Paso 4 - Cálculo de la Demora del sistema. La demora del sistema representa el tiempo promedio perdido que experimentan todos los vehículos que llegan a la intersección durante el periodo de análisis. Para el cálculo de la demora del sistema se utiliza la ecuación 2.25.

$$d = d_1 + d_2 + d_3 \dots \dots \dots (2.25)$$

Donde:

d = Demora total del sistema(s/veh).

- d_1 = Demora uniforme (s/veh).
 d_2 = Demora incremental (s/veh).
 d_3 = Demora por cola inicial (s/veh).

La demora total del sistema, también se puede definir como la diferencia entre el tiempo de viaje experimentado por un vehículo, menos el tiempo de viaje referencial en condiciones base, con ausencia de tráfico, no considerando la configuración geometría de la vía, ni los incidentes presentados durante el recorrido (Pinochet, 2012).

El HCM nos brinda un procedimiento para estimar el valor de d_1 asumiendo un flujo vehicular estable con llegadas uniformes a la intersección, sin generación de colas iniciales en los accesos. La ecuación 2.26 es utilizada para el cálculo d_1 y se basa en el primer término de la fórmula de demora de Webster's, la cual es aceptada por el TRB como una representación precisa de la demora, tomando en cuenta un caso ideal de llegadas uniformes (TRB, 2000).

$$d_1 = \frac{0.5 C (1 - g/C)^2}{1 - [\min(1, X) g/C]} \dots \dots \dots (2.26)$$

Donde:

- d_1 = Demora uniforme (s/veh).
 C = Longitud del Ciclo Semafórico (s).
 g = Tiempo de verde efectivo de la fase.
 X = Relación volumen – capacidad.

Según el HCM 2010 la demora incremental (d_2) representa la pérdida de tiempo en el sistema debido a la variación aleatoria en el número de vehículos que llegan a la intersección ciclo a ciclo. También simboliza la pérdida de tiempo causada por la demanda de vehículos, cuando esta supera la capacidad de la intersección durante el periodo de análisis (llamada también demanda no satisfecha). Para el cálculo de d_2 se utiliza la ecuación 2.27.

$$d_2 = 900 T \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{c T}} \right] \dots\dots\dots (2.27)$$

Donde:

d_2 = Demora incremental (s/veh).

T = Duración del periodo de análisis (Se considera 0.25 horas si los aforos son cada 15 minutos)

X = Relación volumen – capacidad

k = Factor de demora incremental que depende de la forma de control de la intersección. Para intersecciones semaforizadas con giros permitidos, se recomienda un valor de $k = 0.5$

I = Factor de ajuste por presencia de intersecciones aguas arriba.

c = Capacidad (veh/hora/acceso)

El factor de ajuste por presencia de intersecciones aguas arriba corresponde al efecto que produce, el controlador de tránsito (semaforización, señales de tránsito, etc.) de una intersección ubicada aguas arriba sobre la intersección estudiada. Específicamente este factor sirve para estimar el valor aleatorio del número de vehículos que arriban a la zona de estudio por efecto del controlador de tránsito de la intersección aguas arriba. Los valores de este factor varían entre 0.09 y 1.00 siendo el valor 1.00 apropiado para una intersección aislada (Se considera intersección aislada aquella que presenta una distancia de 0.6 millas (965 metros aproximadamente) o más de las otras intersecciones presentes en el sistema). Para el cálculo del factor I se utiliza la ecuación 2.28.

$$I = 1.0 - 0.91 X^{2.68} \geq 0.09 \dots\dots\dots (2.28)$$

Donde:

I = Factor de ajuste por presencia de intersecciones aguas arriba.

X = Relación volumen – capacidad

Dependiendo de las características propias del flujo vehicular presente en la intersección, cabe la posibilidad que no exista formación de colas iniciales en los accesos. Si la intersección estudiada presenta estas características entonces para efectos de cálculo se considera como valor de la demora por cola inicial (d_3) cero.

Si la intersección estudiada presenta formación de cola inicial en los accesos de la intersección, entonces se utilizara las ecuaciones 2.29, 2.30, 2.31 y 2.32 para el cálculo de d_3 .

$$d_3 = \frac{3600}{v T} \left[t_A \frac{Q_b + Q_e - Q_{ev}}{2} + \frac{Q_e^2 - Q_{ev}^2}{2 c} - \frac{Q_b^2}{2 c} \right] \dots \dots \dots (2.29)$$

$$Q_e = Q_b + t_A (v - c) \dots \dots \dots (2.30)$$

Si $v \geq c$ entonces:

$$Q_{ev} = T (v - c) \dots \dots \dots (2.31)$$

Donde: $t_A = T$

Si $v < c$ entonces:

$$Q_{ev} = 0.0$$

$$t_A = Q_b / (c - v) \dots \dots \dots (2.32)$$

Donde:

d_3 = Demora por cola inicial (s/veh).

c = Capacidad (veh/hora/acceso)

v = Flujo de demanda (veh/h/acceso)

T = Duración del periodo de análisis (horas)

- t_A = Tiempo de espera de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (horas)
 Q_b = Cola inicial al comienzo del período de análisis (veh),
 Q_e = Cola al final del período de análisis (veh),
 Q_{ev} = Cola ajustada al final del período de análisis (veh),

Para el cálculo de la demora de la intersección se utiliza la ecuación 2.33

$$d_I = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i} \dots\dots\dots (2.33)$$

Donde:

- d_I = Demora de la intersección (s/veh).
 d = Demora total del sistema por acceso (veh/hora/acceso)
 v = Flujo de demanda por acceso (veh/h/acceso)

2.7.1.5. Paso 5 - Cálculo de los Niveles de Servicio. Los niveles de servicio son indicadores cualitativos que nos ayudan a determinar el grado de aceptación por parte de los automovilistas de las demoras presentadas en una intersección semaforizada (Albrieu, 2012). El nivel de servicio se define a través de las demoras, las cuales representan para el usuario una medida del tiempo perdido de viaje, del consumo de combustible, de la incomodidad y de la frustración (Cal y Mayor, 2007).

Para el cálculo de los niveles de servicio se utiliza la tabla 2.8

Tabla 2.8: Niveles de servicio para intersecciones semaforizadas

Fuente: TRB (2010)

Demoras por control (s/veh)	Niveles de Servicio por relación Volumen – Capacidad (Grado de Saturación)	
	$v/c \leq 1.0$	$v/c > 1.0$
≤ 10	A	F
$> 10 - 20$	B	F
$> 20 - 35$	C	F
$> 35 - 55$	D	F
$> 55 - 80$	E	F
≥ 80	F	F

2.7.2. Intersecciones no semaforizadas. En el Capítulo 19 del HCM 2010, el Transportation Research Board describe una metodología para evaluar la capacidad y la calidad del servicio de intersecciones no semaforizadas (intersecciones contraladas por señalización de pare).

Los criterios para determinar los niveles de servicio de intersecciones contraladas por señalización de pare, son algo diferentes que los criterios descritos en el capítulo 18 del HCM 2010, principalmente por la percepción de los conductores, ya que las intersecciones contraladas por señalización son asociadas con la incertidumbre de prioridad de pase del vehículo, lo cual puede reducir la tolerancia de los usuarios del sistema.

En la figura 2.9 se describe la secuencia de cálculos utilizada para determinar medidas de eficiencia en intersecciones controladas por señalización de pare.

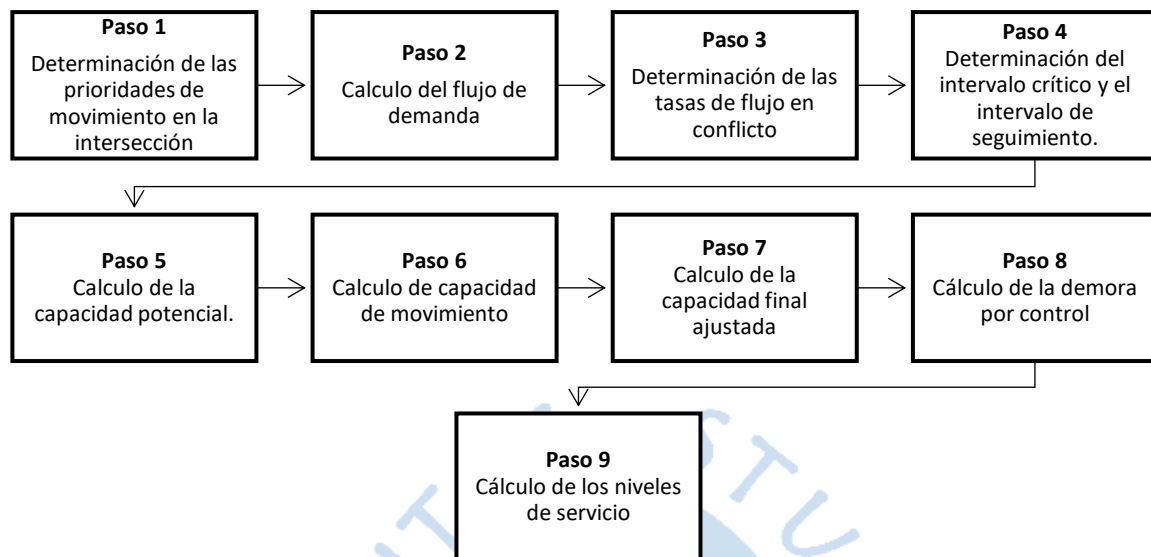


Figura 2.9 Metodología de análisis operacional para intersecciones no semaforizadas

Fuente: Adaptado del TRB (2010)

2.7.2.1. Paso 1 – Determinación de las prioridades de movimiento en la intersección.

Para garantizar el correcto cálculo de la capacidad y de los niveles de servicio en una intersección no semaforizada, es necesario primero identificar los movimientos realizados por el flujo vehicular en los diferentes accesos. La designación de la prioridad de movimientos estará sujeta a la presencia de brechas entre los vehículos y a las maniobras presentes en la intersección clasificándose en el siguiente orden:

- Giros a la izquierda de la calle principal
- Giros a la derecha desde la calle secundaria
- Giros en U desde la calle principal
- Movimientos directos desde la calle secundaria
- Giros a la izquierda desde la calle secundaria.

2.7.2.2. Paso 2 - Calculo del flujo de demanda. Para este paso se utilizara la ecuación 2.23 detallada en el subcapítulo de intersecciones semaforizadas.

2.7.2.3. Paso 3 – Determinación de las tasas de flujo en conflicto. Los flujos vehiculares presentes en una intersección controlada por señalización de pare, enfrentan diferentes tipos de conflictos los cuales están relacionados directamente con la naturaleza del movimiento de cada vehículo. A continuación se detallara el procedimiento para el cálculo de la tasa de flujo en conflicto (v_c), es decir, la tasa de flujo total que entra en conflicto en vehículos por hora (veh/h).

En el análisis de conflictos los peatones también son incluidos, ya que ellos definen el principio o el final de una brecha que puede ser utilizada para el paso de un vehículo. Aunque el TRB reconoce que existen ciertas particularidades asociadas con los movimientos peatonales, el método asumido por el HCM 2010 adopta un enfoque uniforme para los movimientos vehiculares y peatonales.

Para el paso 3, el presente trabajo de investigación utilizara las recomendaciones del HCM 2010 para calcular el flujo en conflicto de una intersección no semaforizada, que controla por medio de señalización de pare, los flujos vehiculares de una calle principal de dos carriles por dirección y una calle secundaria de un carril por dirección. Tomando como base este caso en particular, el movimiento más difícil de ejecutar en la intersección es el giro a la izquierda de la calle secundaria, ya que esta maniobra enfrenta todos los movimientos de la calle principal y los giros a la derecha de la calle secundaria del carril opuesto. En la figura 2.10 se muestra la evaluación de los flujos críticos vehiculares en conflicto en dos etapas, en donde los movimientos 7 y 10 son los flujos críticos de giro a la izquierda de la calle secundaria y los movimientos 13, 14, 15 y 16 son los flujos de peatones.

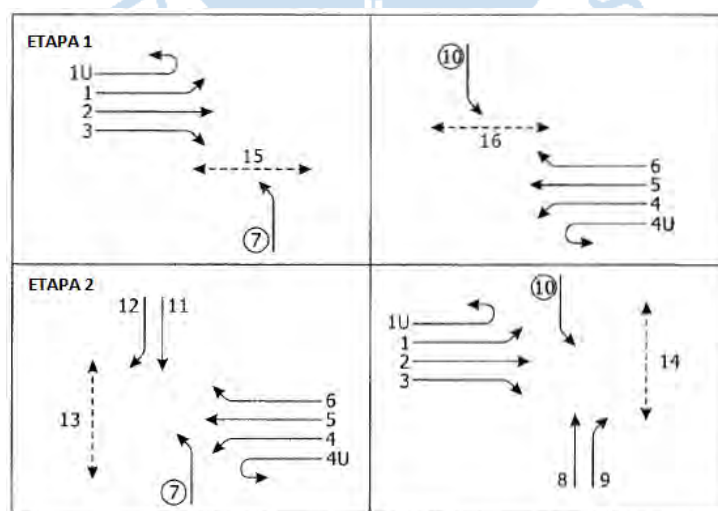


Figura 2.10 Flujos vehiculares y peatonales en conflicto para maniobras a la izquierda

Fuente: Adaptado del TRB (2010)

Si la calle principal tiene dos carriles por dirección, para el cálculo de la tasa de flujo crítico se utilizarán las ecuaciones 2.34 y 2.35 en la Etapa 1 y las ecuaciones 2.36 y 2.37 en la Etapa 2.

Etapa 1

$$v_{C,I,7} = 2v_1 + v_2 + 0.5v_3 + v_{15} \dots \dots \dots (2.34)$$

$$v_{C,I,10} = 2v_4 + v_5 + 0.5v_6 + v_{16} \dots \dots \dots (2.35)$$

Etapa 2

$$v_{C,II,7} = 2v_4 + v_5 + 0.5v_6 + 0.5v_{12} + 0.5v_{11} + v_{13} \dots \dots (2.36)$$

$$v_{C,II,10} = 2v_1 + v_2 + 0.5v_3 + 0.5v_9 + 0.5v_8 + v_{14} \dots \dots (2.37)$$

Donde:

$v_1, v_2, v_3, v_4, v_5, v_6$ = Flujo vehicular de calle principal (veh/h).

v_8, v_9, v_{12}, v_{11} = Flujo vehicular de calle secundaria (veh/h).

$v_{13}, v_{14}, v_{15}, v_{16}$ = Flujo peatones (peatones/h).

Finalmente los flujos críticos serán combinados debido a que en el caso particular de este trabajo de investigación, la calle principal no presenta una mediana de recuperación (separador central) y por lo tanto el conductor que realiza el giro a la izquierda de la calle secundaria evaluará la brecha disponible en ambos sentidos de la calle principal. Bajo este escenario se utilizarán las ecuaciones 2.38 y 2.39.

$$v_{C,7} = v_{C,I,7} + v_{C,II,7} \dots \dots \dots (2.38)$$

$$v_{C,10} = v_{C,I,10} + v_{C,II,10} \dots \dots \dots (2.39)$$

Donde:

v_c = Tasa de Flujo en conflicto (veh/h).

2.7.2.4. Paso 4 – Determinación del intervalo crítico y el intervalo de seguimiento. El intervalo crítico (t_c), se define como el periodo de tiempo mínimo dentro del flujo vehicular de la calle principal, que permita el ingreso de un vehículo de la calle secundaria en la intersección. Por lo tanto un intervalo menor que el intervalo crítico impediría que el conductor de la calle secundaria pueda ingresar a la intersección, lo cual generaría mayor demora en el sistema. En la figura 2.11 se puede apreciar gráficamente la definición de intervalo o Headway.

Para el cálculo de intervalo crítico el HCM 2010 utiliza la ecuación 2.40.



Figura 2.11 Concepto de Intervalo o Headway

Fuente: Adaptado de Cal y Mayor y Cárdenas James (2007)

$$t_c = t_{c,base} + t_{c,HV}P_{HV} + t_{c,G}G - t_{3,LT} \dots \dots \dots (2.40)$$

Donde:

t_c = Intervalo crítico (s).

$t_{c,base}$ = Intervalo crítico base (s). Usar tabla 2.9.

$t_{c,HV}$ = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (1.0 para calles principales con un carril en cada dirección, 2.0 para calles principales con dos o tres carriles en cada dirección).

P_{HV} = Proporción de vehículos pesados para el movimiento (expresada como un decimal; por ejemplo: $P_{HV} = 0.02$ para vehículos pesados al 2%).

$t_{c,G}$ = Factor de ajuste por pendiente (Se recomienda utilizar 0.1 segundos para giros a la derecha y 0.2 para movimientos directos y giros a la izquierda).

G = Porcentaje de pendiente en la calle secundaria (por ejemplo, $G = -2$ para un 2% pendiente descendente).

$t_{3,LT}$ = Factor de ajuste por geometría de la intersección (considerar 0.7 segundos para giros a la izquierda de la calle secundaria en intersecciones con 3 accesos, para otros casos utilizar 0.0 segundos).

Para la selección del intervalo crítico base se utiliza la tabla 2.9 para intersecciones administradas con señal de pare.

Tabla 2.9: Determinación del Intervalo Crítico Base ($t_{c,base}$).

Fuente: TRB (2010)

Movimiento del vehículo	Intervalo Crítico Base , $t_{c,base}$ (s)		
	Dos Carriles	Cuatro Carriles	Seis Carriles
Giro a la izquierda desde calle principal	4.1	4.1	5.3
Giro en U desde calle principal	N/A	6.5 (amplio) 6.9 (estrecho)	5.6
Giro a la derecha desde calle secundaria	6.2	6.9	7.1
Movimiento Directo desde calle secundaria atravesando el tránsito de la calle principal	1 Etapa: 6.5	1 Etapa: 6.5	1 Etapa: 6.5*
	2 Etapas, Etapa I: 5.5	2 Etapas, Etapa I: 5.5	2 Etapas, Etapa I: 5.5*
	2 Etapas, Etapa II: 5.5	2 Etapas, Etapa II: 5.5	2 Etapas, Etapa II: 5.5*
Giro a la izquierda desde calle secundaria	1 Etapa: 7.1	1 Etapa: 7.5	1 Etapa: 6.4
	2 Etapas, Etapa I: 6.1	2 Etapas, Etapa I: 6.5	2 Etapas, Etapa I: 7.3
	2 Etapas, Etapa II: 6.1	2 Etapas, Etapa II: 6.5	2 Etapas, Etapa II: 6.7

*Use con precaución; valores estimados

El tiempo que transcurre entre la salida de un vehículo y la salida del otro, ambos provenientes de la calle secundaria se le denomina intervalo de seguimiento (t_f). Por lo tanto, este es el intervalo que define el flujo de saturación y la generación de colas en la calle secundaria. El intervalo de seguimiento se puede calcular utilizando la ecuación 2.41.

$$t_f = t_{f,base} + t_{f,HV}P_{HV} \dots \dots \dots (2.41)$$

Donde:

t_f = Intervalo de seguimiento (s).

$t_{f,base}$ = Intervalo de seguimiento base (s). Usar tabla 2.10.

$t_{f,HV}$ = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (0.9 para calles principales con un carril en cada dirección, 1.0 para calles principales con dos o tres carriles en cada dirección).

P_{HV} = Proporción de vehículos pesados para el movimiento (expresada como un decimal; por ejemplo: $P_{HV} = 0.02$ para vehículos pesados al 2%).

Para la selección del intervalo de seguimiento base se utiliza la tabla 2.10.

Tabla 2.10: Determinación del Intervalo de Seguimiento ($t_{f,base}$).

Fuente: TRB (2010)

Movimiento del vehículo	Intervalo Crítico Base, $t_{f,base}$ (s)		
	Dos Carriles	Cuatro Carriles	Seis Carriles
Giro a la izquierda desde calle principal	2.2	2.2	3.1
Giro en U desde calle principal	N/A	2.5 (amplio) 3.1 (estrecho)	2.3
Giro a la derecha desde calle secundaria	3.3	3.3	3.9
Movimiento Directo desde calle secundaria atravesando el tránsito de la calle principal	4.0	4.0	4.0
Giro a la izquierda desde calle secundaria	3.5	3.5	3.8

2.7.2.5. Paso 5 – Calculo de la capacidad potencial. Tomando en cuenta que en los pasos anteriores se mostró el procedimiento el cálculo de: La tasa de flujo en conflicto (v_c), el intervalo crítico (t_c) y el intervalo de seguimiento (t_f), utilizando estos datos en la ecuación 2.42 se puede determinar la capacidad potencial de una intersección contralada por señalización de pare.

$$C_p = v_c \frac{e^{-v_c t_c / 3600}}{1 - e^{-v_c t_f / 3600}} \dots \dots \dots (2.42)$$

Donde:

C_P = Capacidad Potencial (veh/h).

2.7.2.6. Paso 6 – Calculo de capacidad de movimiento. Para el cálculo de la capacidad de movimiento de los giros a la izquierda en calles secundarias, es necesario calcular como paso previo, la probabilidad de conducción libre de obstáculos en la calle principal (p''). Para el cálculo de esta probabilidad se utiliza la ecuación 2.43.

$$p'' = 1 - \frac{v}{C_P} \dots \dots \dots (2.43)$$

Donde:

p'' = Probabilidad de conducción libre de obstáculos y colas en la calle principal.

v = $v_1, v_2, v_3, v_4, v_5, v_6$ - Flujo vehicular de calle principal (veh/h).

C_P = Capacidad Potencial (veh/h).

A continuación se debe determinar la probabilidad de conducción libre de obstáculos del flujo vehicular de la calle secundaria (p'). Para la determinación de esta probabilidad, el HCM 2010 utiliza el grafico representado en la figura 2.12, el cual facilita el cálculo de esta probabilidad en función de la probabilidad de un estado libre de conflictos en la calle principal (p'').

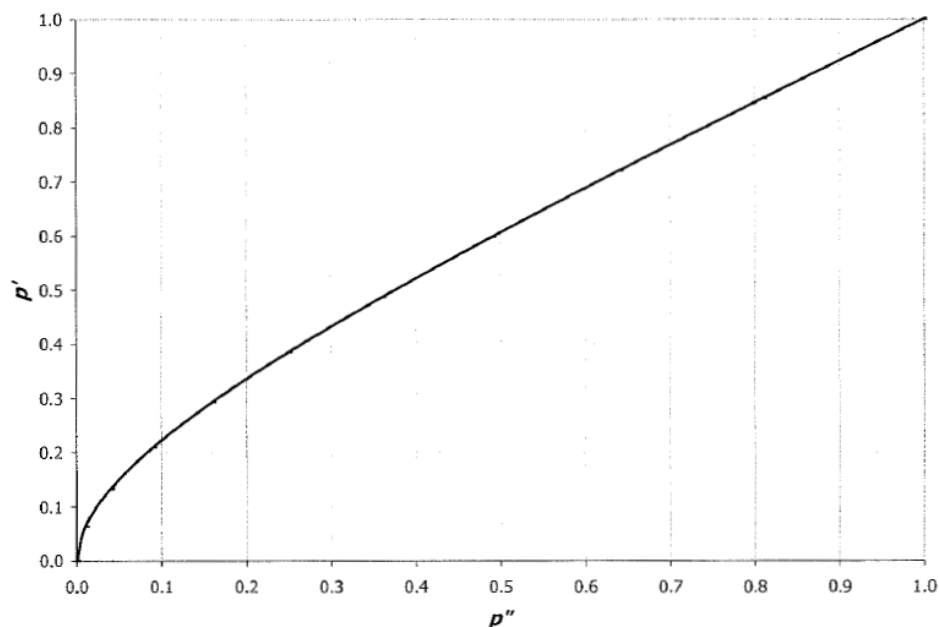


Figura 2.12 Determinación de la probabilidad de conducción libre de conflictos para calles secundarias

Fuente: TRB (2010)

La capacidad de movimiento (C_m) se determina a través de multiplicar la capacidad potencial (C_p) por un factor de ajuste que toma en cuenta las limitaciones en el movimiento de flujos vehiculares. El HCM utiliza las ecuaciones 2.44 y 2.45 para el cálculo de la capacidad de movimiento.

$$f_p = (p')(p'') \dots \dots \dots (2.44)$$

$$C_m = (C_p)(f_p) \dots \dots \dots (2.45)$$

Donde:

C_m = Capacidad de movimiento (veh/h).

C_p = Capacidad Potencial (veh/h).

f_p = Factor de ajuste de la capacidad que toma en cuenta las limitaciones de movimiento en flujos vehiculares.

p'' = Probabilidad de conducción libre de obstáculos y colas en la calle principal.

p' = Probabilidad de conducción libre de obstáculos y colas en la calle secundaria

2.7.2.7. Paso 7 – Cálculo de la capacidad final ajustada. Para el cálculo de la capacidad final ajustada se utiliza la ecuación 2.46.

$$C_{SH} = \frac{\sum_y v_y}{\sum_y \left(\frac{v_y}{C_m} \right)} \dots \dots \dots (2.46)$$

Donde:

C_{SH} = Capacidad final ajustada para accesos con carriles compartidos (veh/h).

C_m = Capacidad de movimiento (veh/h).

v_y = v_8, v_9, v_{12}, v_{11} - Flujo vehicular de calle secundaria (veh/h).

2.7.2.8. Paso 8 – Cálculo de la demora por control. Para el cálculo de la demora por control se utiliza la ecuación 2.47.

$$d = \frac{3600}{C_{SH}} + 900 T \left[\frac{v_y}{C_{SH}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_y}{C_{SH}} - 1 \right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{C_{SH}} \right) \left(\frac{v_y}{C_{SH}} \right)}{450T}} \right] + 5 \dots (2.47)$$

Donde:

d = Demora por control (s/veh).

C_{SH} = Capacidad final ajustada para accesos con carriles compartidos (veh/h).

v_y = v_8, v_9, v_{12}, v_{11} - Flujo vehicular de calle secundaria (veh/h).

T = Duración del periodo de análisis (Se considera 0.25 horas si los aforos son cada 15 minutos).

2.7.2.9. Paso 9 – Cálculo de los niveles de servicio. Para el cálculo de los niveles de servicio para intersecciones no semaforizadas se utiliza la tabla 2.11.

Tabla 2.11: Niveles de servicio para intersecciones no semaforizadas

Fuente: TRB (2010)

Demoras por control (s/veh)	Niveles de Servicio por relación Volumen – Capacidad	
	$v/c \leq 1.0$	$v/c > 1.0$
0 - 10	A	F
> 10 – 15	B	F
> 15 – 25	C	F
> 25 – 35	D	F
> 35 – 50	E	F
≥ 50	F	F

2.7.3. Rotondas. En el Capítulo 21 del HCM 2010, el Transportation Research Board describe una metodología para evaluar la capacidad y la calidad del servicio de rotondas.

La capacidad de una rotonda está directamente influenciada por tres tipos de flujos:

V_e = Flujo de entrada

V_{ex} = Flujo de salida

V_c = Flujo circulante

A medida que se incrementa el valor del flujo circulante dentro de la rotonda, aumenta también su posibilidad de conflicto con los flujos vehiculares de entrada y de salida, esto afecta directamente la capacidad del sistema y también incrementa el tiempo de espera del conductor que desea ingresar a la rotonda. Este fenómeno es muy similar al efecto que se produce en una intersección regulada por señal de pare. La figura 2.13 muestra gráficamente la representación de estos tres flujos.

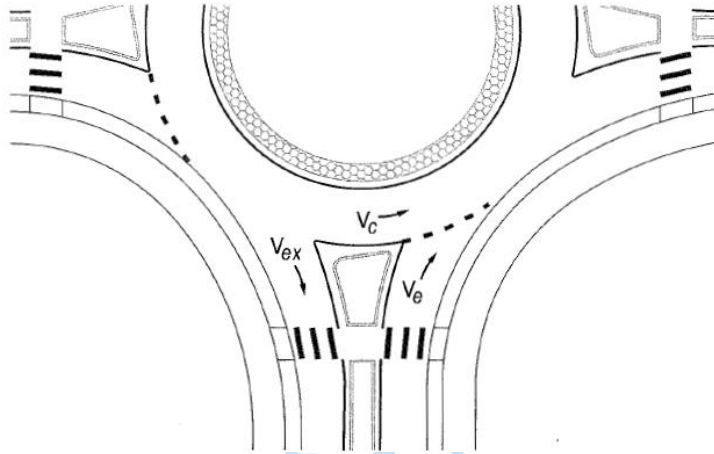


Figura 2.13 Flujos vehiculares presentes en una rotonda

Fuente: TRB (2010)

Según el TRB 2010 se puede estimar la capacidad de una rotonda utilizando el proceso ilustrado en la figura 2.14.

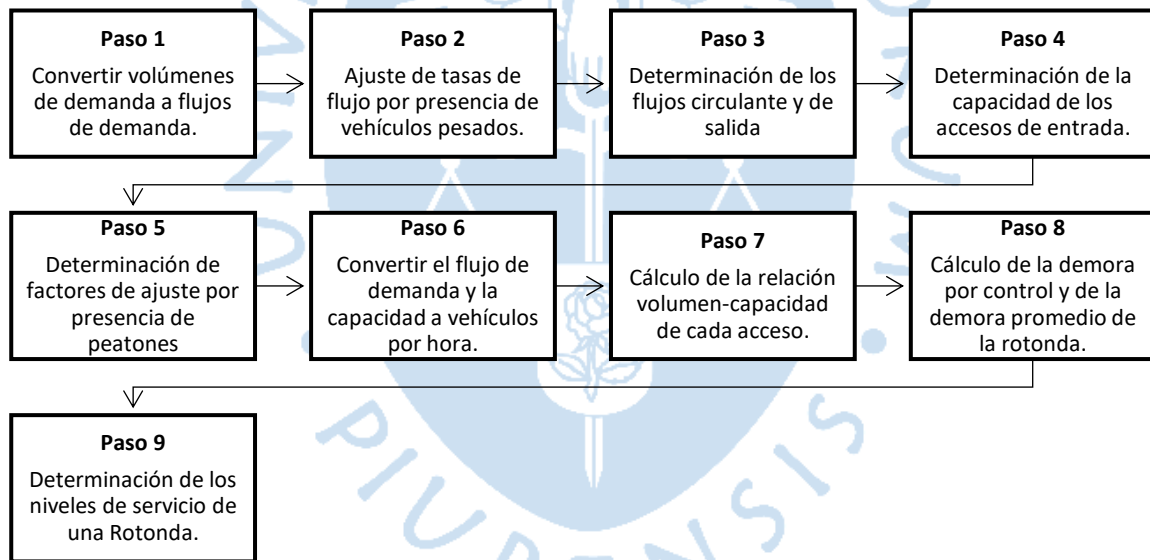


Figura 2.14 Metodología de análisis operacional de rotondas

Fuente: Adaptado del TRB (2010)

2.7.3.1. Paso 1 – Convertir volúmenes de demanda a flujos de demanda. Para este paso se utilizara la ecuación 2.23 detallada en el subcapítulo de intersecciones semaforizadas.

2.7.3.2. Paso 2 – Ajuste de tasas de flujo por presencia de vehículos pesados. El flujo de cada movimiento se ajusta por presencia de vehículos pesados utilizando los factores de equivalencia que se presentan en la tabla 2.12.

Tabla 2.12: Factores de equivalencia por presencia de vehículos pesados

Fuente: TRB (2010)

Tipo de vehículos	Vehículos Equivalentes, (E_T)
Vehículo Ligero	1.0
Vehículo Pesado	2.0

Estos factores son utilizados en la ecuación 2.48 para el cálculo del flujo de demanda ajustada por movimiento.

$$v_{i,pce} = \frac{v_i}{f_{HV}} \dots\dots\dots (2.48)$$

Donde:

$v_{i,pce}$ = Flujo de demanda ajustada por movimiento (pc/h)

v_i = Flujo de demanda por movimiento (veh/h).

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados. Para el cálculo de este factor se utiliza la ecuación 2.3 descrita en el subcapítulo intersecciones semaforizadas. Los valores ajuste por vehículos equivalentes (E_T) de la tabla 2.12

2.7.3.3. Paso 3 – Determinación de los flujos circulante y de salida. Para el cálculo del flujo circulante es necesario contar con la información de los flujos de entrada de demanda ajustada de todos los accesos de la rotonda. En la ecuación 2.49 se muestra la forma de calcular el flujo circulante hacia el norte (northbound). En la figura 2.15 se puede apreciar todas las variables utilizadas en la ecuación 2.49.

$$V_{c,NB} = V_{WBU} + V_{SBL} + V_{SBU} + V_{EBT} + V_{EBL} + V_{EBU} \dots \dots (2.49)$$

Donde:

$V_{c,NB}$ = Flujo circulante (pc/h).

$V_{W,BU}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento en U hacia el oeste (pc/h).

$V_{S,BL}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento a la izquierda hacia el sur (pc/h).

$V_{S,BU}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento en U hacia el sur (pc/h).

$V_{E,BT}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento directo hacia el este (pc/h).

$V_{E,BL}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento a la izquierda hacia el este (pc/h).

$V_{E,BU}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento en U hacia el este (pc/h).

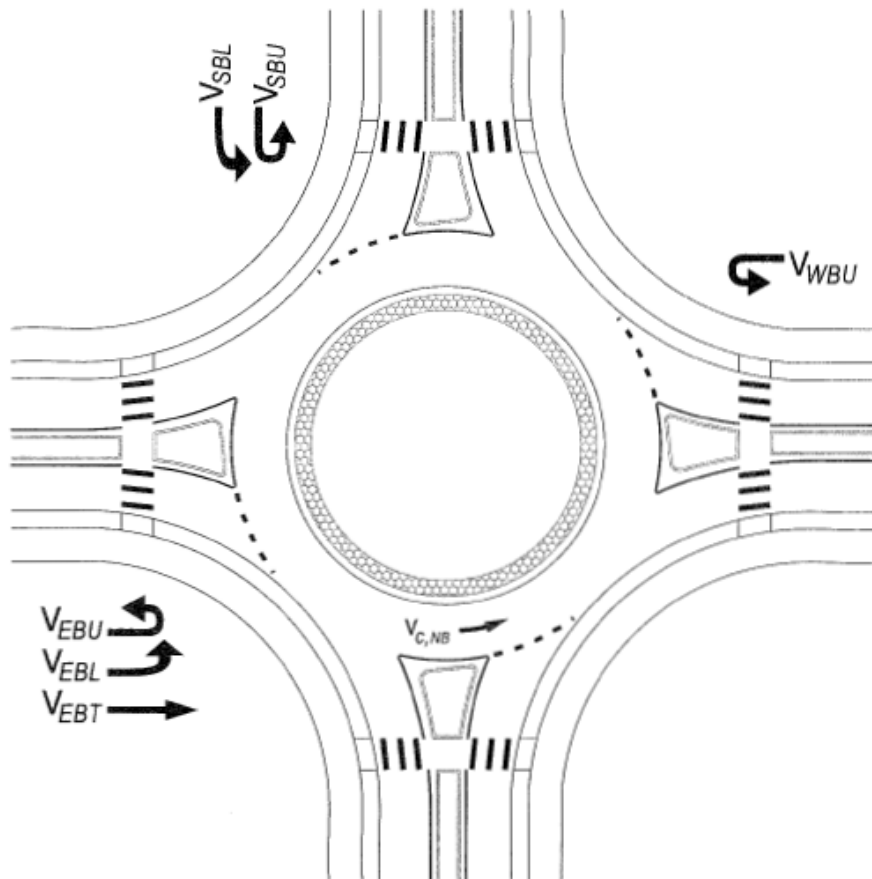


Figura 2.15 Determinación del Flujo circulante

Fuente: TRB (2010)

La ecuación 2.50 muestra la forma de calcular el flujo de salida hacia el sur. En la figura 2.16 se puede apreciar todas las variables utilizadas en la ecuación 2.50.

$$V_{ex,SB} = V_{NBU} + V_{WBL} + V_{SBT} + V_{EBR} - V_{bypass} \dots \dots (2.50)$$

Donde:

$V_{ex,SB}$ = Flujo de salida de demanda ajustada, hacia el sur (pc/h).

$V_{N,BU}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento en U hacia el norte (pc/h).

$V_{W,BL}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento a la izquierda hacia el oeste (pc/h).

$V_{S,BT}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento directo hacia el sur (pc/h).

$V_{E,BR}$ = Flujo de demanda ajustada, movimiento a la derecha hacia el este (pc/h).

V_{bypass} = Flujo de demanda ajustada, proveniente de un bypass (pc/h). Para el caso específico de este trabajo de investigación, este dato no será considerado ya que dentro del área de estudio no existe presencia de bypass.

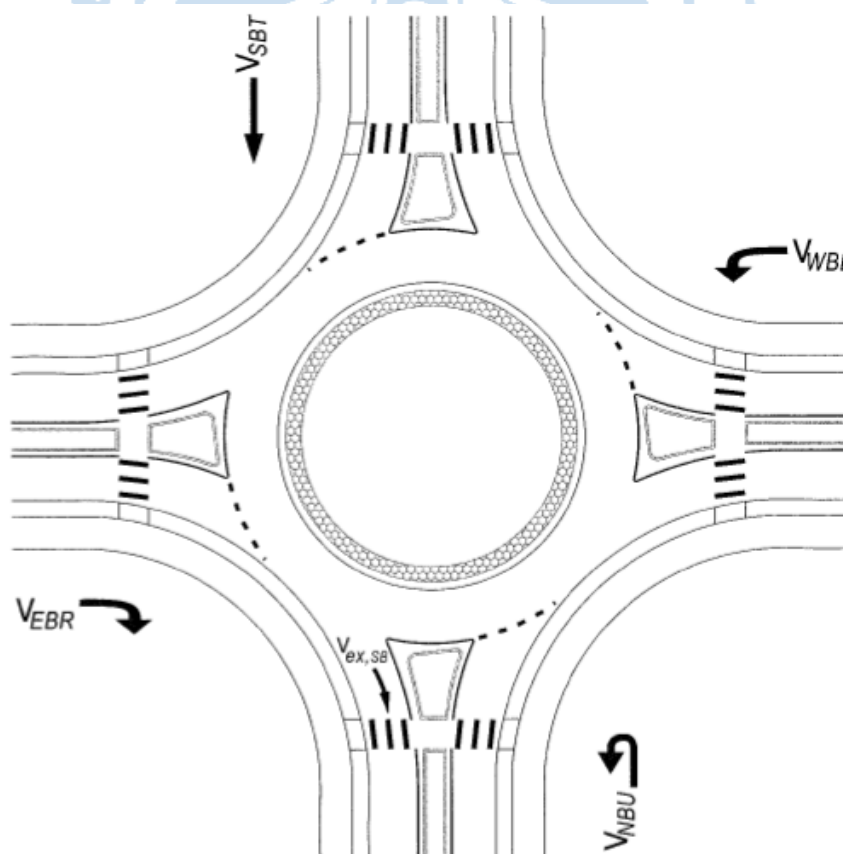


Figura 2.16 Determinación del Flujo de salida

Fuente: TRB (2010)

2.7.3.4. Paso 4 – Determinación de la capacidad de los accesos de entrada. Para el cálculo de la capacidad de los accesos entrada, para el caso específico de este trabajo de investigación utilizaremos la ecuación 2.51, debido a que la avenida primavera y la avenida central cuentan con dos carriles por dirección.

$$C_e = 1130 e^{(-0.7 \times 10^{-3})V_c} \dots\dots (2.51)$$

Donde:

C_e = Capacidad del acceso (pc/h).

V_c = Flujo Circulante (pc/h).

2.7.3.5. Paso 5 – Determinación de factores de ajuste por presencia de peatones. El paso de peatones puede afectar la capacidad de los accesos de una rotonda. En flujos vehiculares altamente conflictivos, los peatones usualmente pasan a través de los vehículos que se encuentran en cola, por lo tanto su impacto no es representativo. En cambio cuando los accesos a la rotonda presentan flujos vehiculares bajos los peatones generan un conflicto adicional para los vehículos que ingresan a la rotonda, lo cual disminuye la capacidad del sistema.

La metodología del TRB 2010 toma en cuenta este efecto y establece factores de ajuste por presencia de peatones. Para el caso particular de este trabajo de investigación se tomara en cuenta las ecuaciones 2.52 y 2.53 recomendadas por el HCM 2010 para rotondas cuyos accesos presentan dos carriles por sentido.

Si $n_{ped} < 100$

$$f_{ped} = \min \left[1 - \frac{n_{ped}}{100} \left(1 - \frac{1260.6 - 0.329V_c - 0.381 \times 100}{1380 - 0.5V_c} \right), 1 \right] \dots\dots (2.52)$$

Si $n_{ped} \geq 100$

$$f_{ped} = \min \left[\frac{1260.6 - 0.329V_c - 0.381n_{ped}}{1380 - 0.5V_c}, 1 \right] \dots\dots\dots (2.53)$$

Donde:

f_{ped} = Factor de ajuste por presencia de peatones en los accesos de la rotonda.

n_{ned} = Número de Peatones (peatones/h).

V_c = Flujo Circulante (pc/h).

2.7.3.6. Paso 6 – Convertir el flujo de demanda y la capacidad a vehículos por hora.

Para convertir el flujo de demanda del flujo vehicular de unidad coche patrón por hora a vehículos por hora se utiliza la ecuación 2.54.

$$v_i = v_{i,pc} f_{HV} \dots \dots \dots (2.54)$$

Donde:

v_i = Flujo de demanda (veh/h).

$v_{i,pc}$ = Flujo de demanda ajustada por movimiento (pc/h)

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados. Se utiliza la ecuación 2.3.

Para convertir la capacidad a vehículos por hora usaremos la ecuación 2.55.

$$c_i = C_e f_{HV} f_{ped} \dots \dots \dots (2.55)$$

Donde:

C_i = Capacidad por acceso (veh/h).

C_e = Capacidad del acceso (pc/h).

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados. Se utiliza la ecuación 2.3.

f_{ped} = Factor de ajuste por presencia de peatones en los accesos de la rotonda.

2.7.3.7. Paso 7 – Cálculo de la relación volumen - capacidad de cada acceso. La

relación volumen – capacidad de cada acceso se puede calcular utilizando la ecuación 2.56

$$X_i = v_i/c_i \dots\dots\dots (2.56)$$

Donde:

X_i = Relación volumen-capacidad por acceso

C_i = Capacidad por acceso (veh/h).

v_i = Flujo de demanda por acceso (veh/h/acceso)

2.7.3.8. Paso 8 – Cálculo de la demora por control y de la demora promedio de la rotonda. Para el cálculo de la demora por control de una rotonda se utiliza la ecuación 2.57

$$d = \frac{3600}{c_i} + 900 T \left[X_i - 1 + \sqrt{(X_i - 1)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_i}\right) X_i}{450 T}} \right] + 5 x \min[x, 1] \dots(2.57)$$

Donde:

d = Demora por control (s/veh/acceso).

C_i = Capacidad por acceso (veh/h).

X_i = Relación volumen-capacidad por acceso

T = Duración del periodo de análisis (Se considera 0.25 horas si los aforos son cada 15 minutos)

Para el cálculo de la demora promedio de la rotonda utilizaremos la ecuación 2.58

$$d_{rotonda} = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i} \dots\dots\dots (2.58)$$

Donde:

$d_{rotonda}$ = Demora promedio de la rotonda (s/veh).

d_i = Demora por control de cada acceso (veh/hora/acceso)

v_i = Flujo de demanda por acceso (veh/h/acceso)

2.7.3.9. Paso 9 – Determinación de los niveles de servicio de una Rotonda. Para determinar los niveles de servicio de una rotonda se utiliza la tabla 2.13. Es importante mencionar que los valores indicados en esta tabla, son iguales a los utilizados en la tabla 2.11 para determinar los niveles de servicio de intersecciones no semaforizadas. El TRB 2010 sustenta la utilización de estos valores en el análisis operacional de rotondas, indicando que el comportamiento de un conductor al ingresar a una rotonda es muy similar a cuando este, ingresa a una intersección no semaforizada.

Tabla 2.13: Niveles de servicio para rotondas

Fuente: TRB (2010)

Demoras por control (s/veh)	Niveles de Servicio por relación Volumen – Capacidad	
	$v/c \leq 1.0$	$v/c > 1.0$
0 - 10	A	F
> 10 – 15	B	F
> 15 – 25	C	F
> 25 – 35	D	F
> 35 – 50	E	F
≥ 50	F	F

2.8. Software Synchro

Synchro, desarrollado por Trafficware Inc. es un paquete de software que tiene la capacidad de modelar el tránsito y de calcular los tiempos óptimos de los ciclos semaforicos en una intersección. (Benekohal, Elzohairy , & Saak, 2001).

Según la empresa Trafficware, el programa Synchro es compatible con la metodología Highway Capacity Manual (HCM) para intersecciones semaforizadas, intersecciones no semaforizadas y rotondas.

A continuación detallaremos brevemente los valores considerados por Synchro para el cálculo de los Niveles de servicio.

2.8.1. Ajuste de la Demanda. Synchro divide los volúmenes de tráfico en vehículos por hora entre el Factor de Hora Pico (*FHP*) para determinar la tasa de flujo en 15 minutos más cargado durante el periodo de análisis de una hora, tal cual es indicado por el HCM. (Vera Lino, 2012).

2.8.2. Ajuste de la Oferta. Para la estimación de la oferta en intersecciones semaforizadas, conforme a lo indicado en el manual de usuario del programa Synchro 10, el flujo de saturación se calcula a través de la fórmula del HCM 2000 la cual se representa en la ecuación 2.59.

$$S = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb} \dots \dots \dots (2.59)$$

Las definiciones de todos los valores de la ecuación 2.59, es igual a los valores que se presentan en la ecuación 2.2, la única variación es el valor de *N* que significa el número de carriles por grupo. Esta diferencia del programa Synchro con la metodología HCM 2010 podría traer variaciones en los resultados del flujo saturación al comparar las respuestas.

Otra de las diferencias encontradas en el ajuste de la oferta en intersecciones semaforizadas es el criterio utilizado por el Synchro para el cálculo del factor utilización de carril (*f_{LU}*) con respecto a la metodología HCM 2010. Para el cálculo de este factor este programa utiliza los valores indicados en la tabla 2.14 según el movimiento del grupo de carriles. Un valor igual a uno (1) indica uniformidad en la distribución del flujo vehicular en todos los carriles. Valores menores a uno indican que todos los carriles no funcionan a plena capacidad, lo cual afecta directamente en el cálculo del flujo de saturación del acceso. (Trafficware, 2014).

Para el cálculo de los factores de ajuste en intersecciones semaforizadas por giro a la izquierda (*f_{LT}*) y giro a la derecha (*f_{RT}*), Synchro utiliza la metodología HCM 2000. Esta diferencia en la aplicación de criterios para el cálculo de factores de reducción por giro entre el programa Synchro y el HCM 2010 podría traer incompatibilidades al comparar los resultados del flujo de saturación. Más adelante analizaremos este punto para evaluar que tanto influye esta diferencia encontrada en el análisis operacional de intersecciones semaforizadas.

Tabla 2.14: Factor de utilización de carriles

Fuente: Trafficware (2014)

Movimiento de Grupo de Carriles	Número de Carriles	Factor de Utilización de carriles
Directo o Compartido	1	1
Directo o Compartido	2	0.95
Directo o Compartido	3	0.91
Directo o Compartido	4+	0.86
Izquierda	1	1
Izquierda	2	0.97
Izquierda	3+	0.94
Derecha	1	1
Derecha	2	0.88
Derecha	3	0.76

Para factores de ajuste a la derecha (f_{RT}), Synchro utiliza las siguientes consideraciones:

Para carriles exclusivos:

$$f_{RT} = 0.85$$

Para carriles compartidos:

$$f_{RT} = 1 - 0.15P_{RT} \dots\dots\dots (2.60)$$

Para accesos con un solo carril compartido:

$$f_{RT} = 1 - 0.135P_{RT} \dots\dots\dots (2.61)$$

Donde:

P_{RT} = Proporción de vehículos que giran a la derecha en el grupo de carriles

Para factores de ajuste a la izquierda (f_{LT}), Synchro utiliza las siguientes consideraciones:

Para carriles exclusivos:

$$f_{LT} = 0.95$$

Para carriles compartidos:

$$f_{LT} = \frac{1}{1+0.05 P_{LT}} \dots\dots\dots (2.62)$$

Donde:

P_{LT} = Proporción de vehículos que giran a la Izquierda en el grupo de carriles.

En cuanto a la estimación de la demanda para intersecciones no semaforizadas administradas por señales de pare y rotondas, según el manual de usuario el Synchro utiliza las mismas formulas del HCM 2010. Esto nos indica que este programa está diseñado para analizar la operación en intersecciones semaforizadas con su propia metodología. Si se analiza otro tipo de intersección, Synchro calcula los niveles de servicio utilizando la metodología establecida por el HCM sin cuestionarla.

2.8.3. Cálculo de la capacidad. Para el cálculo de la relación volumen-capacidad (v/c), Synchro incorpora todos los ajustes y estimaciones del HCM 2010 y HCM 2000, pero adicionalmente provee un método alternativo denominado ICU que significa utilización de la capacidad de la intersección. (Vera Lino, 2012).

Para Synchro el ICU da una idea de cómo está funcionando una intersección y cuánta capacidad adicional está disponible para manejar las fluctuaciones e incidentes del tráfico. ICU no es un valor que se pueda medir con tiempo, pero da una buena lectura de las condiciones que se pueden esperar en la intersección. (Trafficware, 2014)

ICU utiliza rangos desde la letra A hasta letra H para medir los niveles de servicio, esto con el objetivo de diferenciar aún más las condiciones de operación del sistema analizado. En la tabla 2.15 se muestran los valores utilizados para medir los niveles de servicio ICU. Los valores menores al 100% indican que la intersección tiene aún una capacidad adicional mientras que valores mayores indican que la intersección está por encima de la capacidad.

Tabla 2.15: Niveles de Servicio criterio de Análisis ICU.

Fuente: Trafficware (2014)

ICU	Nivel de Servicio
0 a 55%	A
> 55% a 64%	B
> 64% a 73%	C
> 73% a 82%	D
> 82% a 91%	E
> 91 a 100%	F
> 100% a 109%	G
> 109%	H

2.8.4. Demoras. Para el cálculo de la demora en intersecciones semaforizadas Synchro utiliza el método de la demora percentil. Este método está diseñado para modelar intersecciones administradas por semáforos coordinados y actuados. La figura 2.17 explica el método de demora percentil en donde el área del triángulo representa la demora promedio para un grupo de carriles en un intersección semaforizada y la altura representa la máxima extensión de la cola (Trafficware, 2014).

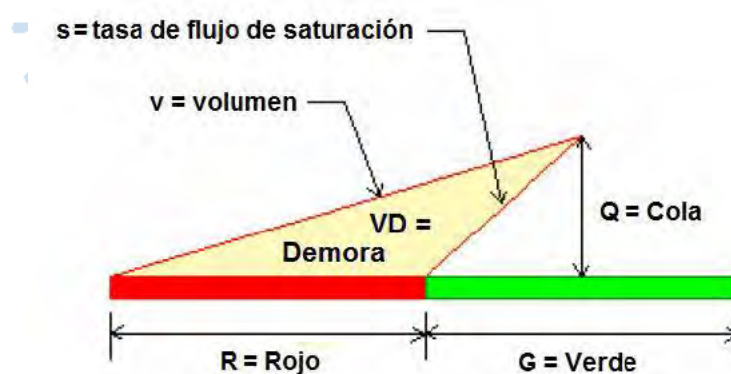


Figura 2.17 Vehículos en cola en una intersección semaforizada

Fuente: Trafficware (2014)

De esta forma el Synchro utiliza este criterio para deducir la fórmula de la demora uniforme (d_p), la cual se presenta en la ecuación 2.63.

$$d_p = 0.5 C \frac{[1 - (\frac{g}{C})]^2}{[1 - X(\frac{g}{C})]} \dots\dots\dots (2.63)$$

Donde:

d_p = Demora uniforme por vehículo, para el escenario percentil “p” (s/veh.)

X = Grado de Saturación (Ecuación 2.24)

C = Longitud del Ciclo semafórico (s)

g = Tiempo de verde efectivo (s)

La ecuación 2.63 es idéntica a la definición de la fórmula de Webster de la ecuación 2.26. Las principales diferencias entre los cálculos del método de la demora percentil y Webster usado por el HCM 2010 se encuentran en la determinación del tiempo verde y en el manejo de condiciones casi saturadas y sobresaturadas (Vera Lino, 2012).

El criterio para el uso del método de la demora percentil se basa en 5 escenarios, los percentiles 90, 70, 50, 30 y 10. Por ejemplo, si en el trabajo realizado se toma en consideración la observación de 100 ciclos en una intersección, el percentil 90 será el noventaavo ciclo más activo del sistema, mientras que si analiza el percentil 10 este representará el décimo ciclo menos activo del sistema (Trafficware, 2014). Este concepto es adoptado por Trafficware considerando que los vehículos no llegan a una intersección de manera uniforme, por este motivo el flujo vehicular analizado deberá ser afectado por una fórmula de corrección en función del análisis de percentiles. Synchro utiliza la ecuación 2.63 y la tabla 2.16 para realizar el ajuste del flujo vehicular observado.

$$vP = v + \left[z \sqrt{v \frac{C}{3600}} \right] \left(\frac{3600}{C} \right) \dots\dots\dots (2.63)$$

Donde:

vP = Flujo vehicular ajustado para un percentil 90°, 70°, 50°, 30° y 10° (veh/h)

donde $vP \geq 0$.

- v = Flujo vehicular (veh/h)
 z = Número desviaciones estándar basado en percentiles (ver tabla 2.16)
 C = Longitud del Ciclo semafórico (s)

Tabla 2.16: Número desviaciones estándar basado en percentiles

Fuente: Trafficware (2014)

Percentil	Z
10	-1.28
30	-0.52
50	0
70	0.52
90	1.28

Antes de calcular la demora percentil promedio se debe considerar primero las condiciones en que opera el sistema vial analizado. Si la intersección estudiada es semaforizada y opera en condiciones no saturadas con llegadas uniforme de los vehículos entonces se utiliza la ecuación 2.64 para determinar la relación vehículo-demora para un percentil “p”.

$$VD(P) = 0.5 \left(\frac{vP}{\left(1 - \frac{vP}{S}\right)} \right) \left(\frac{R^2}{C} \right) 3600 \dots\dots\dots (2.64)$$

Donde:

$VD(P)$ = Relación vehículo-demora para un percentil “p”

vP = Flujo vehicular ajustado para un percentil “p” (veh/h)

R = Tiempo de Rojo (s)

C = Longitud del ciclo semafórico (s)

S = Flujo de Saturación (veh/h)

Si la intersección estudiada es semaforizada y opera en condiciones saturadas, se utiliza para el cálculo de la demora uniforme, el análisis de la capacidad de la intersección en lugar

del volumen vehicular. Tomando en cuenta estas condiciones el programa Synchro utiliza la ecuación 2.65 para determinar de la relación vehículo-demora para un percentil “p”

$$VD(P) = 0.5 \left(\frac{S}{3600} \right) \left(\frac{R^2}{C} \right) \dots\dots\dots (2.65)$$

Una vez establecida la relación vehículo-demora para un determinado percentil se puede calcular la demora percentil promedio utilizando la ecuación 2.66

$$D_1 = \frac{VD(10) + VD(30) + VD(50) + VD(70) + VD(90)}{(v_{10} + v_{30} + v_{50} + v_{70} + v_{90})(C/3600)} \dots\dots\dots (2.66)$$

Donde:

D_1 = Demora percentil promedio

$VD10$ = Relación vehículo-demora para un percentil 10

$v10$ = Flujo vehicular para un percentil 10th (ecuación 2.63)

Cabe resaltar que para el cálculo de la demora incremental (d_2) en intersecciones semaforizadas, el manual de usuario del Synchro especifica que se utilizan las mismas variables definidas en la metodología HCM 2010 (ver ecuación 2.27).

2.9. Software Vissim

PTV VISSIM es un programa desarrollado por la empresa PTV GROUP y creado para que mediante el uso de su plataforma se pueda realizar la simulación microscópica del tráfico. Este tipo de simulación permite a los usuarios VISSIM, evaluar el comportamiento operacional de una intersección, planificar la infraestructura vial tanto urbana como inter-urbana y analizar el impacto en la red vial al implementar un distinto plan de semaforización. Este simulador de tráfico describe el comportamiento de los vehículos mediante modelos de seguimiento y cambio de carril desarrollados por Wiedemann (1974). VISSIM requiere como datos de entrada la demanda de tráfico, en forma de una matriz de origen-destino, la

topología de red, los parámetros de las señales de tráfico y los parámetros de simulación. (Burgos & Fernández, 2004)

En el mercado existen una diversidad de programas que también pueden ser utilizados para simular microscópicamente el comportamiento del tráfico tales como: PARAMICS, SIMTRAFFIC, AIMSUN, CORSIM, WATSIM, INTEGRATION entre otros. Sin embargo este trabajo de investigación, solo utilizara el software VISSIM, debido a las características que ofrece para comparar sus resultados con otras metodologías que no utilizan la microsimulación para el análisis operacional de intersecciones.

La microsimulación se encarga de estudiar el flujo vehicular en áreas pequeñas, pero con gran detalle, basándose en el comportamiento de los conductores de manera individual y en su interacción con los otros para determinar el estado del tráfico en su escenario real. (Fellendorf & Vortisch, 2001).

Tomando en cuenta estas ventajas ofrecidas en la simulación microscópica a continuación detallaremos los fundamentos teóricos utilizados por este tipo de modelo.

2.9.1. Número semilla. El número semilla es un parámetro aleatorio que sirve para determinar las características que podrían presentar los conductores al realizar una microsimulación (Flores, 2016).

Los modelos estocásticos simulan el flujo vehicular asignando las características del conductor y del vehículo a partir de distribuciones estadísticas usando números aleatorios. La secuencia de estos números depende del valor semilla asignado, si estos valores cambian, originan automáticamente secuencias diferentes de números aleatorios, que a su vez producen diferentes valores de características del modelo dentro de relación conductor/vehículo tales como: aceptación de la brecha en una intersección no semaforizada, decisión de cambiar de carril, nivel de agresividad del conductor, etc. Se ha observado en investigaciones respecto al modelo de microsimulación que los resultados pueden variar hasta en un 25% simplemente cambiando el valor del número semilla. Esto resalta la importancia de realizar múltiples corridas dentro de los modelos de microsimulación con diferentes números semillas, para tener confianza de que resultado final es estable y representativo con la realidad (CIHT, 2006).

2.9.2. Número de Corridas. Dentro de la simulación estocástica de sistemas viales existe una gran aleatoriedad en los reportes obtenidos que hacen necesario replicar la simulación varias veces (utilizando mismos datos de entrada) tomando como resultados las medias y desviación estándar de interés. (Burghout, 2004). Pero ¿Cómo sabemos cuál es el número mínimo de corridas que necesita una simulación? Para esto es necesario elegir primero un nivel de confianza que vaya acorde con los objetivos de la investigación (Guisado Rojas, 2015). La FHWA recomienda utilizar un intervalo de confianza del 95% para la calibración y validación de los modelos de redes de tráfico. La ecuación 2.67 muestra el cálculo del número de corridas recomendadas para una simulación.

$$n_{min} \geq (t_{\alpha/2} \frac{S}{e})^2 \dots\dots\dots (2.67)$$

Donde:

- n_{min} = Número mínimo de corridas para la simulación.
- e = Margen de error
- $t_{\alpha/2}$ = Valor de la distribución “t” student
- S = Desviación estándar de la muestra

Sin embargo, también se podría obviar este proceso y seguir las recomendaciones de diversos autores, por ejemplo PTV indica que el número de corridas debe estar entre 5 a 20 dependiendo de la aplicación utilizada (Flores, 2016).

2.9.3. Warm up. El warm up llamado también periodo que necesita el simulador para estabilizar el sistema y registrar resultados confiables del área de estudio evaluada. Pero ¿Por qué es importante el warm up dentro de una simulación? Todo trabajo de simulación siempre comienza con una red vacía y los primeros minutos no representan el comportamiento real del sistema vial estudiado (PTV Group, 2014). Para evitar este problema se recomienda esperar un tiempo apropiado para que el sistema se estabilice e inicie con el registro de mediciones y características de la simulación (Guisado Rojas, 2015).

La FHWA recomienda que el periodo warm up se puede estimar una vez que el número de vehículos presentes en la red deja de aumentar en una cantidad mínima especificada. Por ejemplo en la figura 2.18 se muestra parte de un trabajo de microsimulación en donde se observa que cuando pasan los primeros 20 minutos, el número de vehículos presentes en el sistema deja de aumentar exponencialmente, tomando en cuenta el criterio adoptado por la FHWA el tiempo de estabilización del sistema debe ser de 20 minutos.

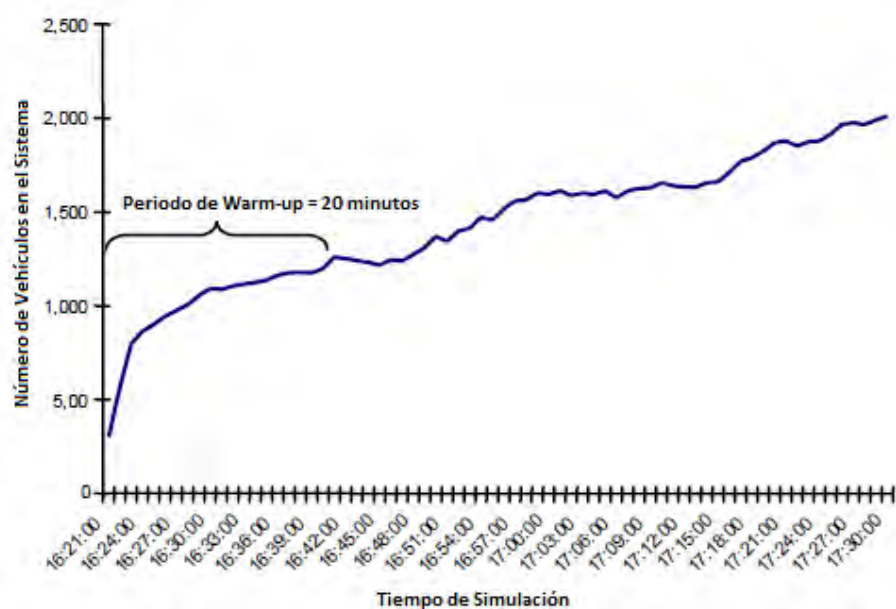


Figura 2.18 Periodo de Warm-up

Fuente: FHWA (2004)

Otra recomendación que podemos tomar en cuenta, es que el analista debe elegir un período de warm up que sea igual a al menos el doble del tiempo estimado de viaje de un vehículo en condiciones de flujo libre al circular la longitud de la red estudiada. Por ejemplo, si la autopista que se está modelando tiene una longitud de 8,1 km (5 millas) y el vehículo se tarda aproximadamente 5 minutos en recorrerla a una velocidad de flujo libre, se establece como tiempo de warm up un periodo de 10 minutos (FHWA, 2004).

2.9.4. Modelo de la General Motors. Los modelos de seguimiento vehicular generalmente toman la forma de la ecuación 2.68 que representa la relación estímulo-respuesta.

$$Respuesta(t) = Sensibilidad \times Estimulo(t - T) \dots \dots \dots (2.68)$$

La *Respuesta* es la reacción de un vehículo ante las maniobras o el estímulo de un vehículo líder. Esta respuesta es para acelerar o desacelerar en proporción a la magnitud del estímulo después de un determinado tiempo T denominado tiempo de reacción del conductor. El tiempo de reacción incluye el tiempo necesario para percibir y responder ante una situación (Subramanian, 1996).

Existe diferentes teorías sobre el seguimiento vehicular como: Hernan and Montroll, Gipps, Pipes, Forbes, entre otras y todas ellas han surgido debido a los diferentes puntos de vista con respecto a la naturaleza del estímulo. El estímulo puede estar compuesto por la velocidad del vehículo, velocidades relativas, avance de distancia, etc., y por lo tanto, no es una sola variable, sino una función y se puede representar como se muestra en la ecuación 2.69 (Mathew, 2014).

$$\alpha_n^t = f_{sti}(v_n, \Delta x_n, \Delta v_n) \dots \dots \dots (2.69)$$

Donde α_n^t representa la aceleración en un tiempo t y f_{sti} es la función de estímulo que depende de la velocidad del vehículo, la posición relativa y la velocidad con el vehículo delantero. El modelo de General Motors es el más popular de las teorías de seguimiento vehicular ya que parte del concepto de seguimiento del vehículo líder. Esto se apoya en dos suposiciones; (a) cuanto mayor sea la velocidad de los vehículos, mayor será el espacio entre ellos y (b) para evitar colisiones, el conductor debe mantener una distancia segura con el vehículo que se encuentra delante (Mathew, 2014). Ambas suposiciones se reflejan en la ecuación 2.70

$$\alpha_n(t + T) = \lambda [V_{n-1}(t) - V_n(t)] \dots \dots \dots (2.70)$$

Donde:

$\alpha_n(t + T)$ = Aceleración del vehículo que sigue al vehículo líder

λ = Sensibilidad

V_{n-1}	=	velocidad del vehículo líder
V_n	=	velocidad del vehículo que sigue al vehículo líder
t	=	Tiempo

Si bien es cierto el software VISSIM utiliza el modelo de Wiedemann, el modelo de la General Motors me ha servido como base en el presente trabajo de investigación para entender un poco más los conceptos utilizados por los modelos de seguimiento vehicular.

2.9.5. Modelo de Wiedemann. Modelo adoptado por el programa VISSIM y que fue desarrollado por R. Wiedemann en 1974. Este modelo se apoya en el comportamiento psicofísico de los conductores en base a estudios de seguimiento vehicular y de velocidades dinámicas. (Casares & Galarraga, 2015). El modelo representa la percepción de los conductores respecto al movimiento de los vehículos dentro de un sistema vial, principalmente la percepción de las distancias y las diferencias de velocidad. Esto permite modelar como las personas reaccionan de forma diferente ante una situación al cambiar su comportamiento de conducción (Wiedemann & Reiter, 1992).

La base principal del modelo de Wiedemann es el comportamiento de conducción de las personas “diferentes personas tienen diferentes habilidades de conducción, diferentes habilidades de percepción y estimación, diferentes necesidades de seguridad, diferentes velocidades deseadas y diferentes valores máximos de aceleración y desaceleración”. Todo esto nos ayuda a caracterizar el nivel de agresividad del conductor (Wiedemann & Reiter, 1992).

El Modelo de Wiedemann se puede simplificar en las ecuaciones 2.71, 2.72 y 2.73:

$$ABX = AX + BX \dots\dots\dots (2.71)$$

$$AX = L + AXadd + RND1(I) \cdot AXmult \dots\dots\dots (2.72)$$

$$BX = (BXadd + BXmult \cdot RND1(I)) \sqrt{V} \dots\dots\dots (2.73)$$

Donde:

ABX = Distancia mínima deseada a una mínima diferencia de velocidad entre el vehículo líder y el vehículo que sigue al vehículo líder.

AX = Distancia deseada entre el vehículo líder y el vehículo que sigue al vehículo líder.

BX = Termino que mide la velocidad de los vehículos

L = Longitud del Vehículo.

$RND1(I)$ = Parámetro distribuido normalmente con un valor de media de 0.5 y una desviación estándar de 0.15. $[N(0.5, 0.15)]$.

V = Velocidad

$AXadd$ y $AXmult$ = Parámetros de calibración multiplicativos y aditivos adicionales para la definición de rango de la distancia mínima.

$BXadd$ y $BXmult$ = Parámetros de calibración multiplicativos y aditivos adicionales que consideran la diferencia de velocidades entre el vehículo líder y el vehículo que sigue al líder.

Existen otros parámetros que también se consideran en el modelo de Wiedemann y que se presentan en la figura 2.19, por ejemplo SDV representa el umbral de percepción de la diferencia de velocidad a distancias largas entre vehículo y vehículo, SDX representa el umbral de percepción de la distancia entre vehículos, CLDV representa el umbral para reconocer pequeñas diferencias de velocidad a distancias cortas y decrecientes y finalmente OPDV representa el umbral de percepción para reconocer pequeñas diferencias de velocidad a distancias cortas pero crecientes.

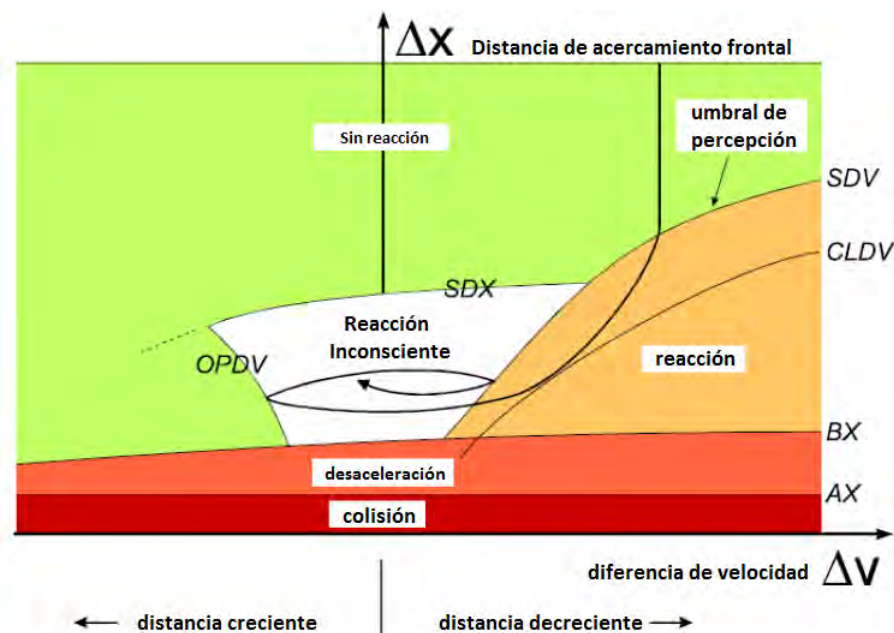


Figura 2.19 Modelo de Wiedemann

Fuente: Wiedemann y Reiter (1992)

2.9.6. Calibración del modelo. Los investigadores y profesionales utilizan modelos de microsimulación de tráfico para un análisis detallado del rendimiento de los sistemas de transporte. La mayoría de estos modelos incluyen una gran cantidad de parámetros que representan diversas características de los viajeros, los vehículos y del sistema vial. Estos parámetros deben calibrarse antes de que el modelo de microsimulación de tráfico se utilice como herramienta de predicción o de evaluación del comportamiento del tráfico. (Hollander & Liu, 2008).

Para realizar la calibración del modelo se debe seguir un proceso iterativo. En el programa VISSIM para realizar este proceso se recomienda ajustar las variables de Wiedemann, hasta lograr que el modelo sea lo más parecido a la realidad. Para ello se debe tomar algunos parámetros de eficiencia, que pueden ser la longitud de cola, tiempo de viaje, demoras, entre otros. La selección del parámetro de eficiencia depende mucho de los datos recolectados en el trabajo de campo y del tipo de proyecto que se está analizando (Flores, 2016). Se dice que el modelo está calibrado cuando el parámetro de eficiencia coincide con los datos recolectados en campo.

La calibración de los modelos de microsimulación de tráfico es un componente clave para el éxito del proyecto de simulación. La metodología de calibración se puede simplificar en

tres principales etapas; 1) Desarrollo del modelo base, 2) Planificación del enfoque de calibración, y 3) calibración y validación del modelo (Woody, 2006). En la figura 2.20 se presenta un diagrama de flujo que detalla mejor el proceso de calibración del modelo.

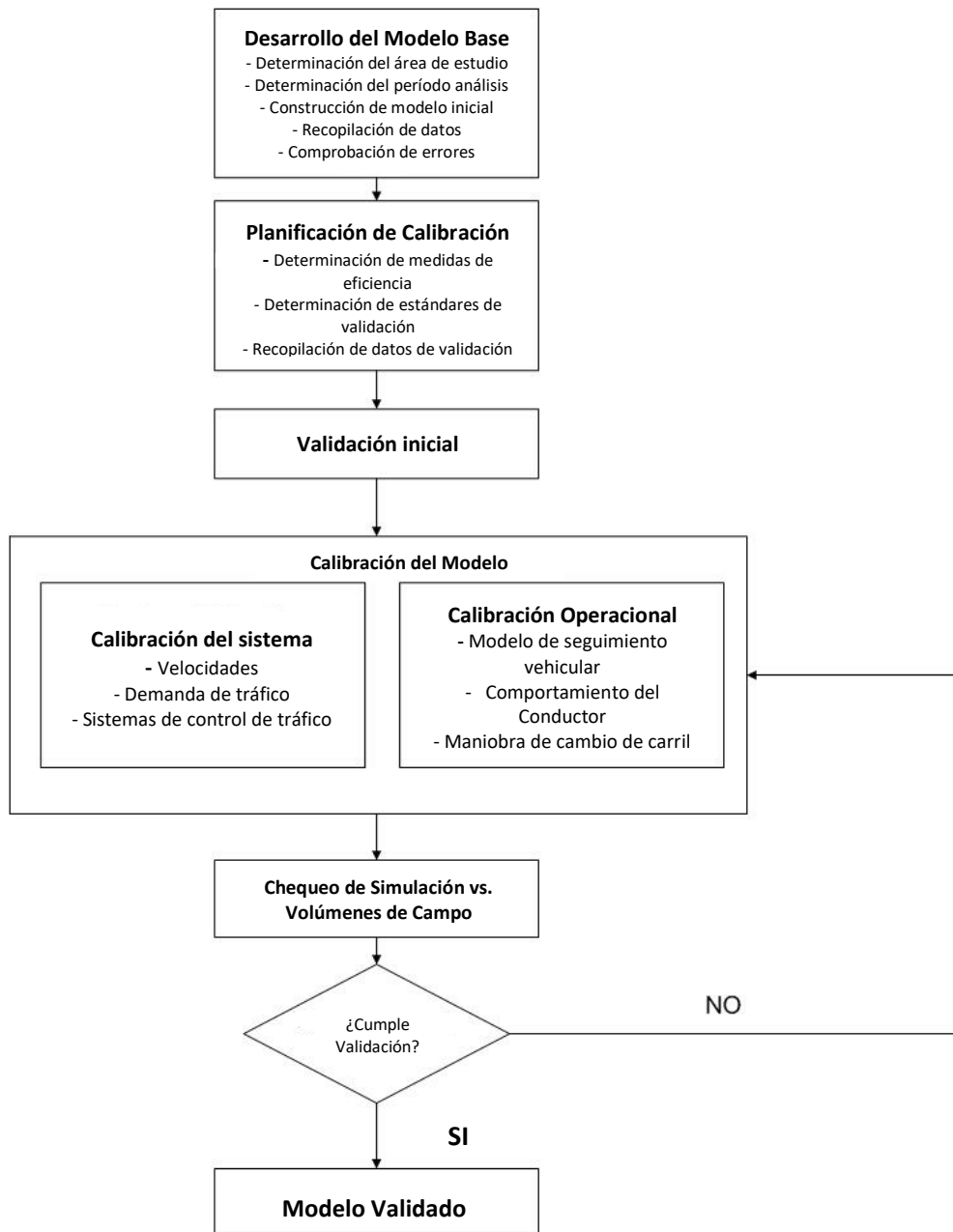


Figura 2.20 Metodología de Calibración del Modelo de Simulación

Fuente: Woody (2006)

2.9.7. Validación del modelo. La validación consiste en demostrar que el modelo cumple con una representación razonable del sistema actual, es decir que reproduce el comportamiento del sistema con la fidelidad suficiente tal que se puedan cumplir los objetivos del análisis. (Hillston, 2003)

La validación es un proceso en el que se analiza el desempeño del sistema estudiado, relacionando el modelo creado con los datos de campo obtenidos como el tráfico vehicular, la velocidad promedio, el tiempo de viaje, entre otros. (FHWA, 2004).

Si el modelo construido no cumple con la fase de validación, este deberá ser nuevamente calibrado hasta que la simulación sea capaz de proporcionar una representación válida del sistema vial estudiado.





Capítulo 3

Metodología

El presente trabajo corresponde a una investigación de tipo cuantitativa y de nivel descriptiva.

Se justifica que el trabajo presentado es una investigación de tipo cuantitativa, ya que con la aplicación del HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11, se busca generar datos e información numérica, que nos ayudarán a establecer fortalezas y debilidades de cada una de estas tres herramientas cuando las intersecciones estudiadas se encuentran al límite de su capacidad.

También se define que el trabajo de investigación corresponde a un nivel investigación descriptiva, ya que utilizaremos un método científico que consistirá en observar, describir y evaluar el comportamiento operacional de seis intersecciones ubicadas en el distrito de Santiago de surco. No se realizará ninguna intervención sobre estas intersecciones conforme a lo indicado en el subcapítulo 2.4 alcances y limitaciones de la investigación.

La metodología utilizada en este trabajo de investigación se encuentra compuesta por cinco etapas. La primera etapa consiste en la determinación y delimitación del área de estudio, la segunda etapa explica el procedimiento realizado para la recolección y procesamiento de datos de campo, en la tercera etapa se aplica metodología del manual de capacidad de carreteras HCM 2010 explicada en el marco teórico, en la cuarta etapa se explica la utilización del software Synchro como herramienta para evaluar la red bajo un modelo mesoscópico determinístico y en la quinta etapa se explica la utilización del software Vissim como herramienta para evaluar la red bajo un modelo microscópico estocástico.

Cabe mencionar que para la etapa de recolección y procesamiento de datos se utilizaron las recomendaciones descritas en la publicación Traffic Analysis Tolbox Volume III (FHWA, 2004). Esta publicación fue de gran ayuda en la preparación de la data obtenida en campo para posteriormente aplicar de las técnicas y herramientas descritas en las etapas tres, cuatro y cinco.

3.2. Recolección y procesamiento de datos de campo

La recolección de datos es una de las etapas más importantes dentro de la ingeniería de transporte, ya que nos ayuda a conseguir información actualizada que permitirá obtener resultados confiables dentro de la investigación. A continuación, explicaremos el proceso de recolección de datos utilizado en todas las intersecciones estudiadas para posteriormente procesar esta información y prepararla para la utilización del HCM, Synchro y Vissim.

3.2.1. Aforo vehicular. El Aforo es una técnica utilizada para recolectar información de los volúmenes de tránsito a través del conteo de vehículos durante un determinado periodo de tiempo. Para la selección de los días y periodos de conteo vehicular es recomendable tomar en cuenta: los estudios previos realizados en el área de influencia, el uso del suelo del área de influencia y la composición vehicular presente en la vía.

Como referencia para esta investigación, se consideró la publicación realizada por el diario El Comercio el 16 de agosto del 2014 mostrada en la figura 3.2. En esta publicación, se menciona que las horas más congestionadas de la Avenida Primera oscilan entre las 7:00 hasta las 9:30 de la mañana y desde las 5:00 hasta las 8:00 de la noche de lunes a viernes.



Figura 3.2 Fragmento de la publicación Surco: entre la inseguridad y congestión vehicular

Fuente: Diario El Comercio (2014)

Considerando esta información preliminar, se decidió para este estudio realizar dos aforos vehiculares de 14 horas de toda el área de estudio el martes 16 y miércoles 17 de agosto del

2016 desde las 06:00 am hasta las 08:00pm. En la figura 3.3 se muestran algunas fotografías que evidencian los aforos realizados y la ubicación estratégica de cada uno de los aforadores.



Figura 3.3 Aforo vehicular del área de estudio

Fuente: Elaboración Propia (2016)

Para la recolección de volúmenes de tránsito cada aforador utilizó un formato que detalla la composición vehicular y las maniobras realizadas por los vehículos en el área de estudio. En la figura 3.4 se muestra un ejemplo de cómo se clasificaron las maniobras de los vehículos en las intersecciones estudiadas y en la tabla 3.1 se presenta el formato utilizado para la recolección de volúmenes de tránsito.



Figura 3.4 Ejemplo de clasificación de maniobras de vehículos en la rotonda Los Delfines - Intersección 2

Fuente: Elaboración Propia (2016)

Tabla 3.1: Ejemplo de formato de recolección de volúmenes de tránsito rotonda Los Delfines - Intersección 2

Fuente: Elaboración Propia (2016)

INTERSECCION: JIRON ALDEBARAN / AVENIDA PRIMAVERA

DIA: MARTES

ACCESO NORTE: JIRON ALDEBARAN

FECHA: 16/08/2016

DISTRITO: SURCO

INTERVALO	MOTO-TAXI 1				AUTOS 1				AUTOS-TAXI 1				C. RURAL 1.5				COASTER 2				BUS 2.5				CAMION 3			
	10	11	12	13	10	11	12	13	10	11	12	13	10	11	12	13	10	11	12	13	10	11	12	13	10	11	12	13
06:00 - 06:15					2	9	6	0					0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
06:15 - 06:30					4	24	19	0					1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
06:30 - 06:45					7	98	60	0					0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
06:45 - 07:00					12	88	17	0					0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
07:00 - 07:15					11	93	36	0					0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
07:15 - 07:30					5	78	20	0					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
07:30 - 07:45					22	32	26	0					1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
07:45 - 08:00					6	28	20	0					0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

La forma de clasificar las maniobras de los vehículos se aplicó de manera similar en las demás intersecciones estudiadas. Los periodos de conteo vehicular fueron de cada 15 minutos.

Con la información de los aforos se puede determinar el volumen horario de máxima demanda, llamado también volumen vehicular de hora punta. Para el presente estudio utilizaremos este volumen máximo para evaluar las condiciones críticas de operación de los vehículos dentro del área de influencia. En las figuras 3.5 y 3.6 se muestra parte del procesamiento de datos del aforo vehicular del martes 16 y miércoles 17 de agosto del 2016,

en donde se aprecia que el volumen horario de máxima demanda se presenta en el horario de 06:30 a 07:30 de la mañana. Esta información nos será útil más adelante para la elaboración de los flujogramas de cada intersección.

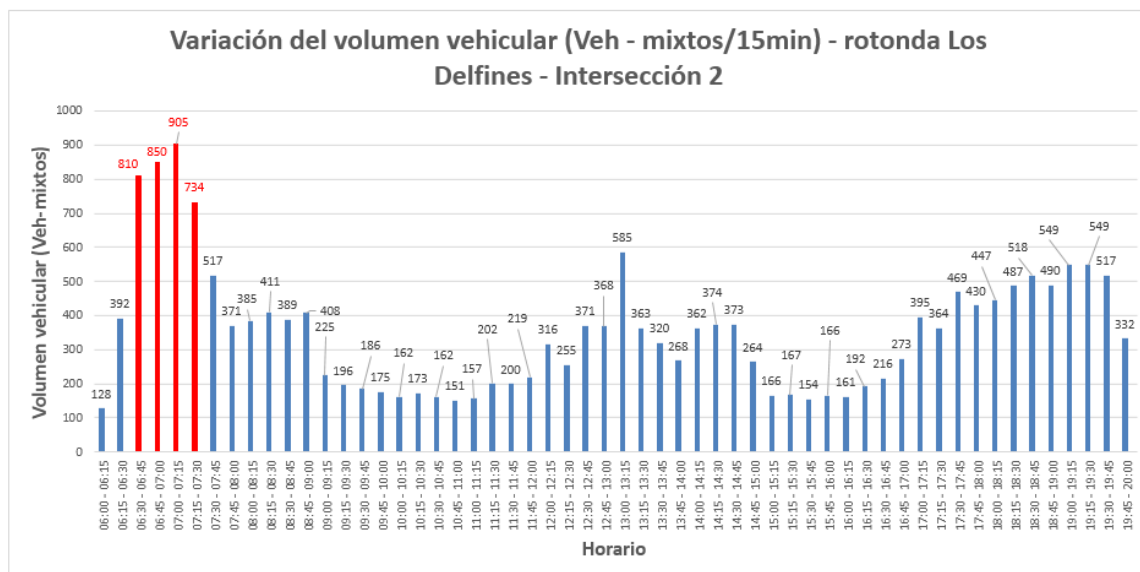


Figura 3.5 Variación del volumen vehicular en la rotonda Los Delfines el martes 16 de agosto del 2016

Fuente: Elaboración Propia (2016)

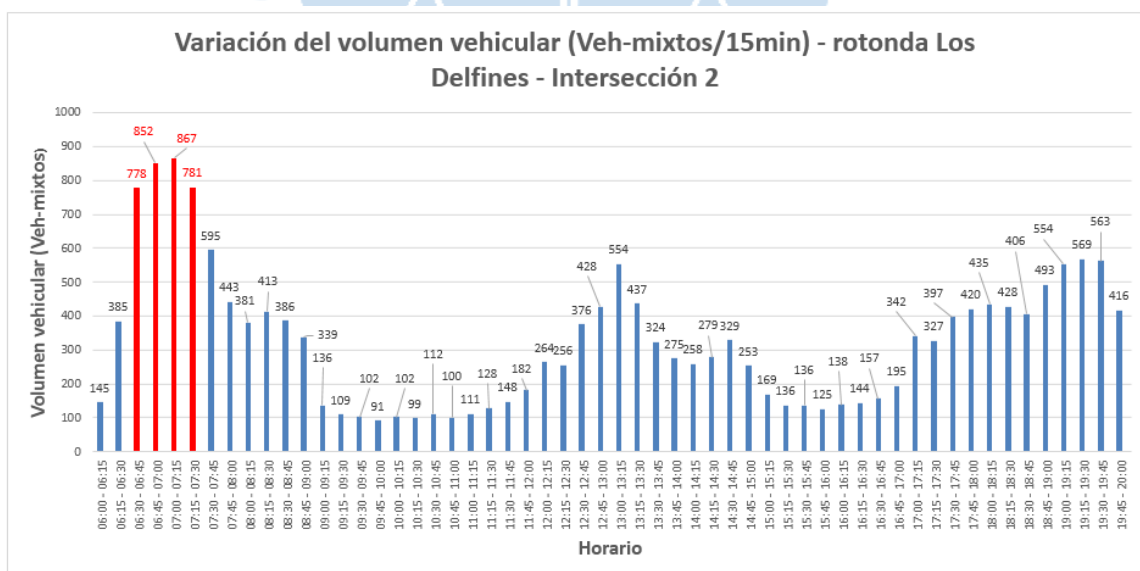


Figura 3.6 Variación del volumen vehicular en la rotonda Los Delfines el miércoles 17 de agosto del 2016

Fuente: Elaboración Propia (2016)

El procesamiento de toda la información de los aforos del área de estudio y el criterio de selección del volumen horario de máxima demanda, se detalla en el Anexo A del presente trabajo de investigación.

3.2.2. Aforo peatonal. Para el aforo de peatones se realizó un estudio similar al aforo vehicular. En esta recolección de datos se tomó en cuenta el movimiento y la cantidad de peatones presentes en cada intersección en intervalos de cada 15 minutos.

En la figura 3.7 se muestra la ubicación de los aforadores y un ejemplo del tipo de movimientos que realizan los peatones en una de las intersecciones estudiadas.

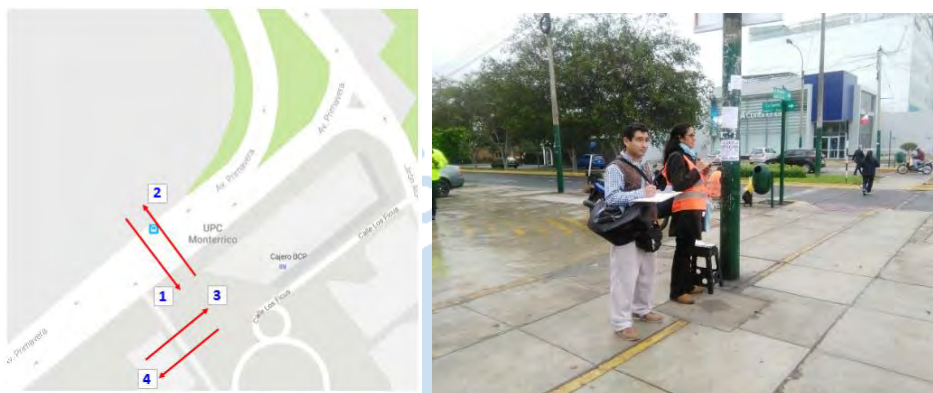


Figura 3.7 Movimiento de los peatones y ubicación de los aforadores

Fuente: Elaboración Propia (2016)

En la tabla 3.2 se presenta la planilla utilizada para el aforo peatonal con parte de la información recolectada en campo.

Tabla 3.2: Formato de recolección de volúmenes peatonales

Fuente: Elaboración Propia (2016)

FECHA:

MARTES 16 DE AGOSTO DEL 2016

AVENIDA PRIMAVERA / CRUCE PEATONAL UPC						
Aforador (a) : Cynthia Reupo Ruiz / Zoila Pérez Pacheco						
INTERVALO	MOVIMIENTO 1	MOVIMIENTO 2	TOTAL PEATONES 1	MOVIMIENTO 3	MOVIMIENTO 4	TOTAL PEATONES 2
06:30 - 06:35	45	10	55	192	0	192
06:35 - 06:40	69	14	83	130	0	130
06:40 - 06:45	107	29	136	604	0	604
06:45 - 06:50	78	19	97	188	0	188
06:50 - 06:55	109	11	120	456	0	456
06:55 - 07:00	108	6	114	285	0	285
07:00 - 07:05	67	9	76	258	0	258
07:05 - 07:10	61	9	70	524	1	525
07:10 - 07:15	33	24	57	150	0	150
07:15 - 07:20	41	7	48	117	1	118
07:20 - 07:25	19	10	29	65	0	65
07:25 - 07:30	12	6	18	40	0	40

3.2.3. Ciclo semafórico. Como se indicó en el subcapítulo 3.1 dentro del área de estudio se encuentran presentes tres intersecciones que administran el flujo vehicular a

través de semaforización. Para la determinación del ciclo semafórico, se utilizó un cronometro para controlar el tiempo de las fases del semáforo de cada una de las intersecciones.

A continuación en las figuras 3.8, 3.9 y 3.10 se presentan los resultados del reglaje semafórico de cada intersección.

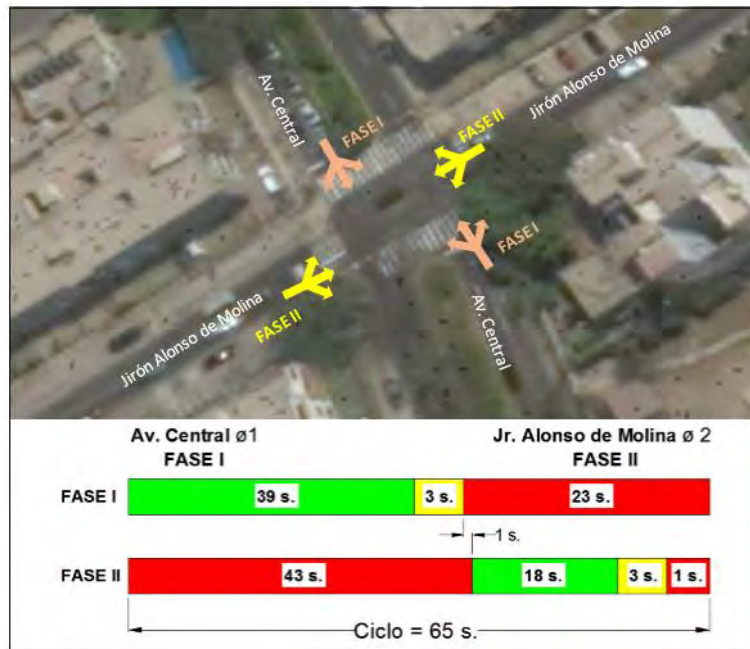


Figura 3.8 Ciclo semafórico de la intersección en cruz de la Av. Central con Jr. Alonso de Molina – Intersección 3

Fuente: Elaboración Propia (2016)

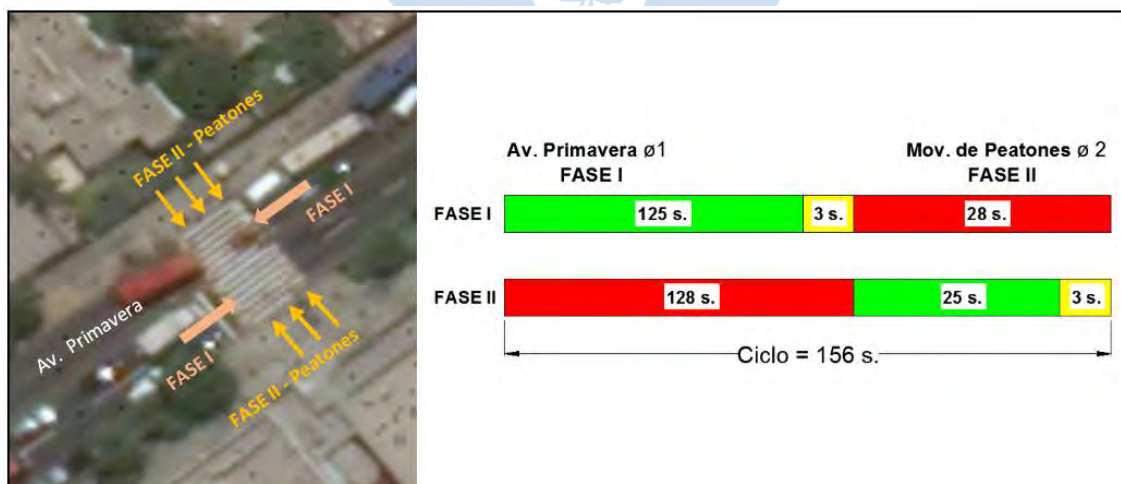


Figura 3.9 Ciclo semafórico intersección de la Av. Primavera con cruce Peatonal Puerta Principal de la UPC – Intersección 5

Fuente: Elaboración Propia (2016)

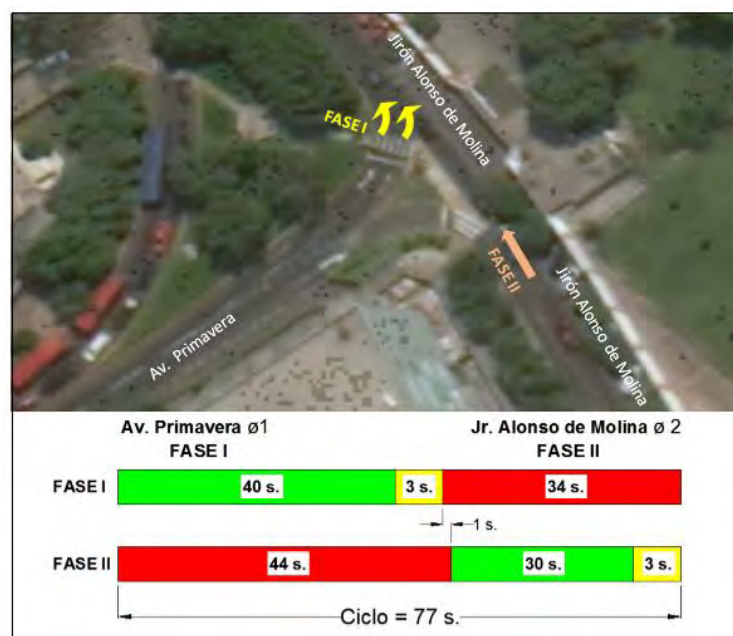


Figura 3.10 Ciclo semafórico de la intersección en T de la Av. Primavera con Jr. Alonso de Molina – Intersección 6

Fuente: Elaboración Propia (2016)

3.2.4. Velocidad de los vehículos. Para la determinación de la velocidad de aproximación de los vehículos, se realizaron muestreos en los accesos de las intersecciones, utilizando el concepto de velocidad espacial. En la figura 3.11 se puede visualizar un ejemplo del muestreo de velocidades de uno de los accesos de la rotonda Los Delfines.

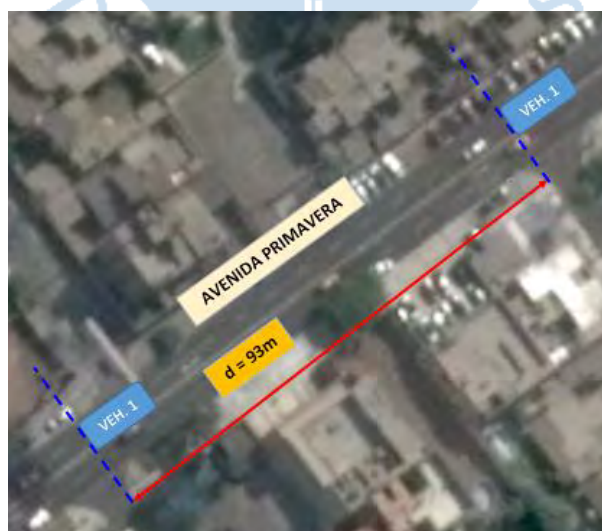


Figura 3.11 Ejemplo de muestreo de velocidades de uno de los accesos de la rotonda Los Delfines

Fuente: Elaboración Propia (2016)

En la tabla 3.3 se presenta el formato utilizado para el cálculo de las velocidades de aproximación de la figura 3.10.

Tabla 3.3: Ejemplo de formato para cálculo de velocidades de aproximación Los Delfines - Intersección 2

Fuente: Elaboración Propia (2016)

MUESTREO 1		
N°	TIEMPO (Seg.)	VELOCIDAD (Km/h)
1	7.14	47
2	7.99	42
3	6.85	49
4	8.30	40
5	8.08	41
6	7.70	43
7	8.39	40
8	7.22	46
9	7.70	43
10	7.23	46
11	8.33	40
12	6.93	48
13	8.72	38
14	5.16	65
15	7.74	43
16	8.47	40
17	6.53	51
18	8.45	40
19	5.98	56
20	7.69	44

Con estos datos se puede determinar el percentil 85 el cual será utilizado como dato para la aplicación del HCM 2010 y la construcción del modelo en los softwares Synchro y Vissim. En la figura 3.12 se muestra el grafico de frecuencias relativas acumuladas resultado de la medición de velocidades en campo.

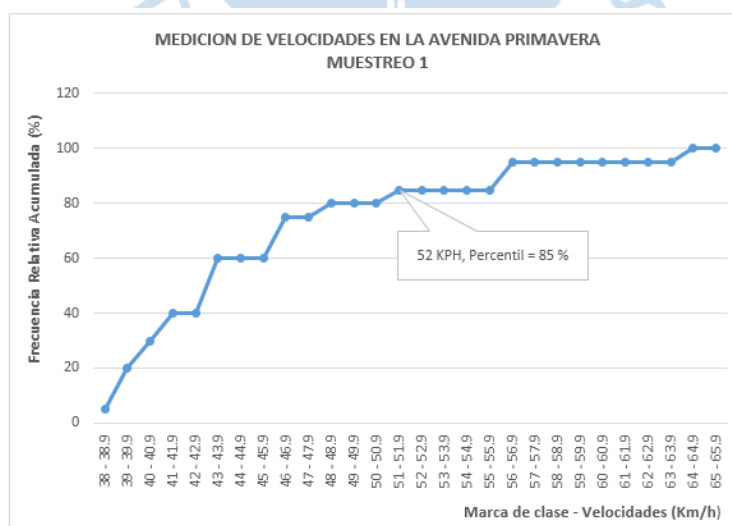


Figura 3.12 Gráfico de frecuencias relativas acumuladas para la determinación del percentil 85

Fuente: Elaboración Propia (2016)

3.2.5. Flujogramas. Con la información obtenida de los aforos, se procede a realizar el procesamiento de los datos y a confeccionar los flujogramas de cada intersección en donde se representan los volúmenes horarios vehiculares de máxima demanda. Cabe señalar que todos los flujogramas del martes 16 de agosto del 2016, han sido elaborados tomando en cuenta la hora de máxima de demanda de 06:30 a 07:30 de la mañana conforme lo declarado en el acápite 3.2.1. Esta información puede apreciarse en el anexo A del presente trabajo de investigación, en donde se detalla la información de la composición vehicular y las maniobras de los vehículos.

3.2.6. Medición de Tiempos de Viaje. De acuerdo a lo indicado en el acápite 2.9.6, es necesario seleccionar un parámetro de eficiencia para calibrar y validar una simulación en el programa Vissim. Para la presente investigación se decidió seleccionar el parámetro de eficiencia de tiempos de viaje de los vehículos, con la finalidad de comparar los resultados del modelo en Vissim versus las mediciones obtenidas en campo. Para la medición de los tiempos de viaje en el área de estudio, se ubicaron tres tramos los cuales son especificados en la figura 3.13. Cabe resaltar que las mediciones de tiempos de viaje se realizaron en la hora punta 06:30 a 07:30 de la mañana.



Figura 3.13 Medición de tiempos de viaje de los vehículos en el área de estudio

Fuente: Elaboración Propia (2016)

En la tabla 3.4 se detallan las mediciones de los tiempos de viaje de los tramos seleccionados en el área de estudio.

Tabla 3.4: Medición de tiempos de viaje de los vehículos en el área de estudio

Fuente: Elaboración Propia (2016)

Tramo 1 Distancia = 93 m		Tramo 2 Distancia = 51 m		Tramo 3 Distancia = 106 m	
N° Vehículo	TIEMPO (Seg.)	N° Vehículo	TIEMPO (Seg.)	N° Vehículo	TIEMPO (Seg.)
1	7.14	1	4.19	1	7.87
2	7.99	2	4.79	2	7.98
3	6.85	3	3.85	3	8.53
4	8.30	4	4.44	4	9.15
5	8.08	5	4.34	5	7.60
6	7.70	6	4.70	6	8.74
7	8.39	7	4.39	7	8.69
8	7.22	8	4.29	8	9.29
9	7.70	9	4.75	9	8.93
10	7.23	10	4.21	10	7.85
11	8.33	11	4.27	11	8.84
12	6.93	12	3.97	12	7.95
13	8.72	13	4.90	13	7.50
14	5.16	14	4.75	14	9.02
15	7.74	15	4.79	15	8.78
16	8.47	16	5.03	16	8.95
17	6.53	17	3.55	17	7.85
18	8.45	18	4.12	18	9.48
19	5.98	19	3.93	19	9.27
20	7.69	20	4.77	20	8.89

Para verificar que el tamaño de la muestra obtenida en campo es representativa, se realizó una prueba estadística asumiendo que los datos recolectados se comportan como una distribución normal con un intervalo de confianza del 95%. En la ecuación 3.1 se detallan las variables utilizadas en el cálculo del número de mínimo de muestras.

$$n_{min} \geq \left(1.96 \frac{S}{e}\right)^2 \dots\dots\dots (3.1)$$

Donde:

n_{min} = Tamaño mínimo de la muestra

e = Margen de error máximo admitido en la media

1.96 = Nivel de confianza al 95% de una distribución normal.

S = Desviación estándar de la muestra

A continuación en la tabla 3.5, se presentan los resultados de la validación del número mínimo muestras obtenidas en campo. Este cálculo se realizó utilizando los datos presentados en la tabla 3.4.

Tabla 3.5: Cálculo del número mínimo de muestras en campo.

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Datos	Tramo 1 D = 93 m	Tramo 2 D = 51 m	Tramo 3 D = 106
Número de muestras recolectadas	20	20	20
Valor de la media (X) en segundos	7.530	4.402	8.558
Error de la media asumido (%)	6	6	6
<i>e</i> (Margen de error máximo)	0.452	0.264	0.513
<i>S</i> (Desviación estándar)	0.916	0.400	0.618
<i>n</i> _{min} (Tamaño mínimo de la muestra)	15.789	8.832	5.564

Con esta prueba estadística se valida que las 20 muestras de tiempos de viaje recolectadas durante el aforo, son suficientes para la calibración del modelo en Vissim.

Como los modelos desarrollados en el programa Vissim, no solo deben ser calibrados sino también validados, se decidió recolectar también 20 muestras adicionales de tiempos de viaje en los tres tramos delimitados en el área de estudio. La recolección de estos datos de campo detallados en el anexo B pertenece a un segundo aforo realizado el día miércoles 17 de agosto del 2016. Esta información será utilizada en el acápite 3.5.3. Validación del modelo de simulación en Vissim 11.

3.3. Aplicación del HCM 2010

En este subcapítulo del trabajo de investigación se muestra los cálculos y resultados de la aplicación de la metodología HCM 2010 en las seis intersecciones que delimitan nuestra área de estudio. Para un mejor entendimiento de los cálculos realizados mostraremos los resultados obtenidos primero en las intersecciones semaforizadas, luego en las intersecciones con señalización de pare y finalmente en la rotonda.

3.3.1. Aplicación del HCM 2010 en intersecciones semaforizadas. Dentro del área de estudio se encuentran presentes tres intersecciones semaforizadas, la primera corresponde a la intersección que une el jirón Alonso de Molina con la avenida Central, la segunda intersección pertenece a un semáforo peatonal en la avenida primavera ubicado en el acceso principal de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas y la tercera es la intersección que une la avenida Primavera con el jirón Nicolás Rodrigo En la figura 3.14 se presentan las

características de los flujos vehiculares de las tres intersecciones en la hora punta producto del aforo realizado el 16 de agosto del 2016.



Figura 3.14 Intersecciones semaforizadas presentes en el área de estudio

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Utilizando los datos recolectados en campo y aplicando la metodología HCM 2010 descrita en el marco teórico, se calcula el flujo de saturación real multiplicando el flujo de saturación base 1900 pc/h/ln por los factores de reducción. En la tabla 3.6 se presentan el resumen de los resultados del flujo de saturación real de las intersecciones semaforizadas presentes en el área de estudio.

Tabla 3.6: Cálculo del flujo de saturación real utilizando la metodología HCM 2010

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Datos	Intersección 3 - Jr. Alonso de Molina con Av. Central				Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal		Intersección 6 Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo	
	Acceso 1	Acceso 2	Acceso 3	Acceso 4	Acceso 3	Acceso 4	Acceso 2	Acceso 4
S_0	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000
f_W	1.000	1.000	0.960	0.960	1.000	1.000	0.960	1.000
f_{HV}	0.994	0.991	0.931	0.956	0.910	0.883	0.995	0.861
f_g	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
f_P	1.000	1.000	1.000	1.000	0.920	0.913	0.860	0.943
f_{bb}	1.000	1.000	1.000	1.000	0.920	0.900	0.900	0.950
f_a	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900
f_{LU}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
f_{LT}	0.589	0.576	0.961	0.918	1.000	1.000	1.000	1.000
f_{RT}	0.893	0.880	0.917	0.919	1.000	1.000	1.000	1.000
f_{Lpb}	0.979	0.982	0.876	0.884	1.000	1.000	1.000	1.000
f_{Rpb}	0.979	0.984	0.990	0.990	1.000	1.000	1.000	1.000
$S \text{ (veh/h/ln)}$	857.104	829.117	1168.683	1159.330	1317.564	1239.486	1633.433	1471.801

Con el cálculo del Flujo de Saturación real se puede calcular en cada acceso la capacidad, la relación volumen capacidad, la demora por control y el nivel de servicio de cada intersección. En la tabla 3.7 se muestra el resumen de todos estos cálculos.

Tabla 3.7: Cálculo de los Niveles de Servicio de Intersecciones semaforizadas utilizando la metodología HCM 2010

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Datos	Intersección 3 - Jr. Alonso de Molina con Av. Central				Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal		Intersección 6 - Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo	
	Acceso 1	Acceso 2	Acceso 3	Acceso 4	Acceso 3	Acceso 4	Acceso 2	Acceso 4
PHF	0.898	0.888	0.978	0.964	0.967	0.936	0.887	0.913
N	2.000	2.000	1.000	1.000	2.000	2.000	1.000	3.000
C (Capacidad)	1028.525	994.941	323.635	321.045	2162.156	2034.028	636.402	2293.715
v	588.000	848.000	412.000	548.000	1196.000	1020.000	460.000	832.000
x	0.572	0.852	1.273	1.707	0.553	0.501	0.723	0.363
Q_{95} (m) - Longitud de Cola	29.031	35.733	71.405	193.917	69.296	60.431	76.204	22.682
$d = d_1 + d_2 + d_3$	33.867	51.082	157.057	347.524	16.553	14.689	59.074	24.693
d_I (S/veh)	132.881				15.695		36.934	
Nivel de Servicio	F				B		D	

3.3.2. Aplicación del HCM 2010 en intersecciones con señalización Pare. Son dos las intersecciones ubicadas en el área de estudio que controlan el flujo vehicular a través de la señalización de pare. La primera corresponde a la intersección en cruz que une la avenida Primavera con jirón Santa Elena y la segunda corresponde a una intersección en T que une la avenida Primavera con la calle El Recuerdo. En la figura 3.15 se presentan los volúmenes horarios de máxima demanda en ambas intersecciones.

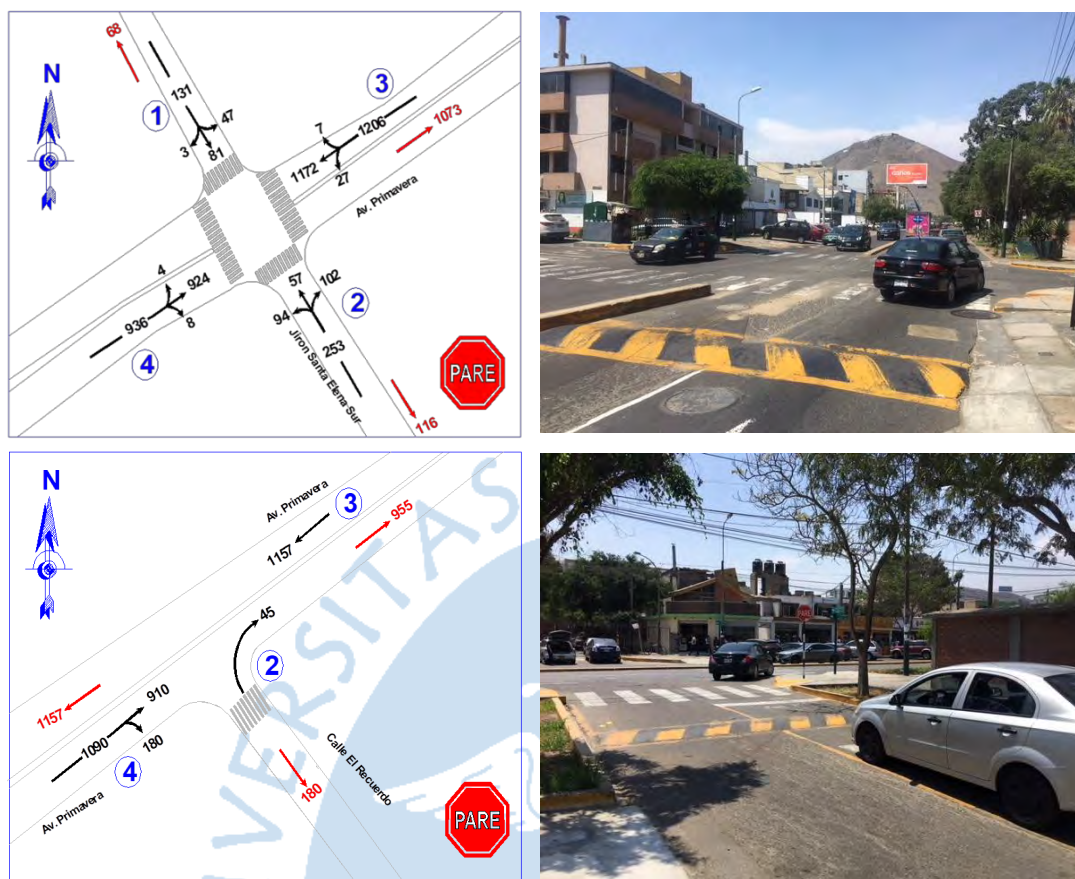


Figura 3.15 Intersecciones con señalización de Pare presentes en el área de estudio

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Con los datos recolectados en campo y aplicando la metodología HCM 2010, se determinan las tasas de flujo en conflicto de todos los accesos. Para el caso específico de la intersección en cruz de la avenida Primavera, los flujos en conflicto de los accesos secundarios se determinaron utilizando el criterio de cálculo por etapas (Etapa I y Etapa II), tal como se menciona en el capítulo 18 del HCM 2010. En la tabla 3.8 se presenta los flujos en conflicto de ambas intersecciones evaluadas.

Tabla 3.8: Cálculo de flujos en conflicto en intersecciones con señalización de Para utilizando la metodología HCM 2010. Fuente: Elaboración Propia (2018)

V_C (Veh /h)	Intersección 1 - Av. Primavera con Jr. Santa Elena				Intersección 4 - Av. Primavera con Calle el Recuerdo
	Acceso 1	Acceso 2	Acceso 3	Acceso 4	Acceso 2
Flujo en conflicto - Giro a la Izquierda	1806.385	1690.703	975.812	1231.791	-----
Flujo en conflicto - Movimiento Directo	2268.740	2268.209	-----	-----	-----
Flujo en conflicto - Giro a la derecha	615.896	487.906	-----	-----	2364.954

Con los flujos en conflictos se procede al cálculo de las demoras por control, las longitudes de cola al percentil 95 y el nivel de servicio de la intersección. El resumen de estos resultados se detalla en la tabla 3.9, cabe resaltar que ambas intersecciones presentan reductores de velocidad, sin embargo no existe ningún factor que considere tal infraestructura para el cálculo de los niveles de servicio según la metodología HCM 2010.

Tabla 3.9: Cálculo de flujos en conflicto en intersecciones con señalización de Para utilizando la metodología HCM 2010

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Datos	Intersección 1 - Av. Primavera con Jr. Santa Elena								Intersección 4 - Av. Primavera con Calle el Recuerdo
	Acceso 1 - Movimiento			Acceso 2 - Movimiento			Acceso 3 - Movimiento	Acceso 4 - Movimiento	Acceso 2 - Movimiento
	Izq.	Direc.	Der.	Izq.	Direc.	Der.	Izq.	Izq.	Der.
$t_{c,base}$ Seg (tabla 2.9)	6.100	5.500	6.200	6.100	5.500	6.200	4.100	4.100	6.200
$t_{c,HV}$ (seg)	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
P_{HV}	0.008	0.008	0.008	0.019	0.019	0.019	0.032	0.045	0.000
$t_{c,G}$ (seg)	0.200	0.200	0.100	0.200	0.200	0.100	0.000	0.000	0.100
t_c	6.115	5.515	6.215	6.137	5.537	6.237	4.164	4.189	6.200
t_c (Promedio)	5.747			5.768			4.164	4.189	6.200
$t_{f,base}$ (tabla 2.10)	3.500	4.000	3.300	3.500	4.000	3.300	2.200	2.200	3.300
$t_{f,HV}$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
t_f	3.508	4.008	3.308	3.519	4.019	3.319	2.232	2.245	3.300
C_P (Veh/h)	101.425	76.289	492.123	117.144	75.261	578.444	695.459	548.079	45.470
f	0.786	0.952	1.000	0.957	0.952	1.000	1.000	1.000	1.000
C_m (Veh/h)	79.735	72.635	492.123	112.144	71.657	578.444	695.459	548.079	45.470
C_{SH} (Veh/h)	76.576			139.778			-----	-----	45.470
PHF	0.963			0.958			0.957	0.955	0.938
Q_{95} (m) - Longitud de Cola	58.817			101.922			0.633	0.115	12.330
d (S/veh)	455.611			459.674			0.348	0.077	291.031
d_I (S/veh)	69.633								10.779
Nivel de Servicio	F								B

3.3.3. Aplicación del HCM 2010 en la Rotonda los Delfines. La rotonda Los Delfines une la avenida Primavera con la avenida Central y el jirón Aldebarán y dentro del área de estudio es la intersección que presenta la mayor cantidad de vehículos en la hora punta. En

la figura 3.16 se presentan el flujograma de la rotonda con los volúmenes horarios de máxima demanda.



Figura 3.16 Rotonda presente en el área de estudio

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Con los datos recolectados en campo y aplicando la metodología del HCM2010, se procedió a calcular el flujo circulante, la capacidad, el grado de saturación, la demora por control y el nivel de servicio de la rotonda. En la tabla 3.10 se presenta el resumen de todos estos cálculos.

Tabla 3.10: Cálculo del nivel de servicio de la rotonda Los Delfines utilizando la metodología HCM 2010

Fuente: Elaboración Propia (2018)

Datos	Intersección 2 - Rotonda Los Delfines			
	Acceso 1	Acceso 2	Acceso 3	Acceso 4
PHF	0.937	0.952	0.904	0.919
N	1.000	2.000	2.000	2.000
$V_C (pc/h)$	1422.828	1289.108	555.138	568.919
$C_e (pc/h)$	417.378	458.334	766.149	758.793
v	572.000	560.000	1280.000	1168.000
x	1.373	1.247	1.835	1.726
$Q_{95} (m)$ - Longitud de Cola	136.437	57.501	197.256	169.646
$d_A (S/veh)$	208.870	155.740	190.311	150.493
$d_I (S/veh)$	174.878			
Nivel de Servicio	F			

3.4. Utilización del Software Synchro 10

Uno de los objetivos específicos del presente trabajo de investigación es examinar y comparar los resultados obtenidos en el software macroscópico determinístico Synchro 10, la metodología HCM 2010 y el software microscópico estocástico Vissim 11. Para el cumplimiento de este objetivo en este subcapítulo describiremos cada uno de los pasos utilizados para la construcción del modelo en el software Synchro.

Como primer paso se insertó dentro de la plataforma del software Synchro 10, una imagen satelital escalada con ayuda del programa google earth. En esta imagen se puede apreciar las seis intersecciones que componen el área de estudio. A continuación utilizando la opción Add Link y los datos recolectados en campo se graficaron cada una de las intersecciones. Es en esta etapa donde se incorpora en cada uno de los accesos los volúmenes horarios de máxima demanda (n_{60}), el movimiento de los vehículos y el número de carriles. La figura 3.17 muestra todo el modelo del área de estudio construido en Synchro 10.

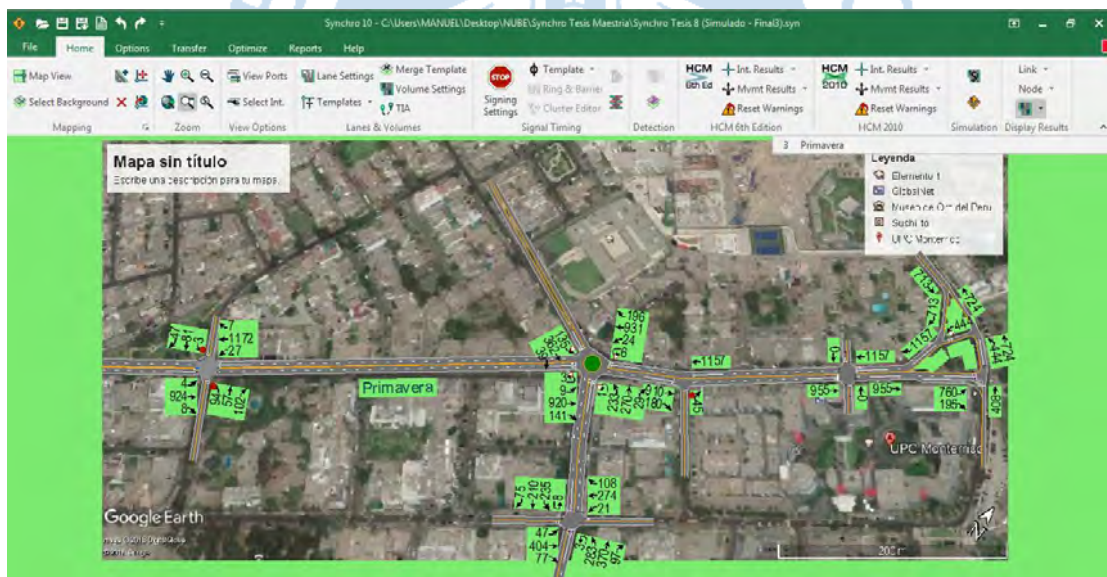


Figura 3.17 Construcción del modelo en el software Synchro 10

Fuente: Software Synchro 10 (2019)

Luego de terminar la representación gráfica de la red vial presente en el área de estudio se utiliza la opción Lane Settings. Este comando permite al usuario incorporar dentro de cada acceso, información de anchos de carril, pendiente del acceso y tipo de área (CBD). Con estos datos el programa Synchro calcula automáticamente el flujo de saturación de cada acceso. En la figura 3.18 se puede visualizar a manera de ejemplo, el cálculo del flujo de saturación del acceso 3 (west bound) de la intersección semaforizada que une el jirón Alonso de Molina con la avenida Central.

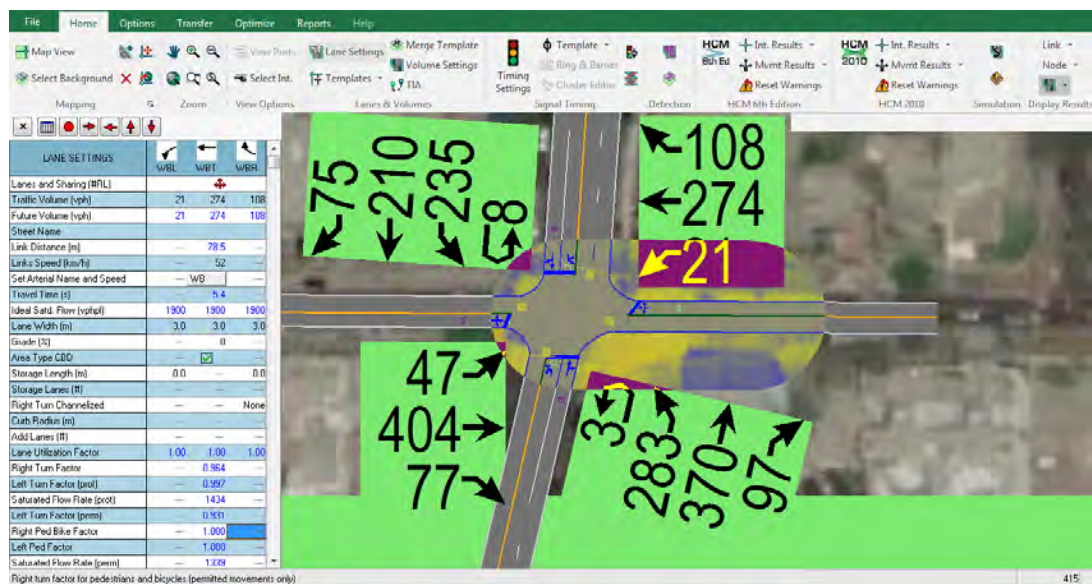


Figura 3.18 Cálculo de flujos de saturación por acceso en intersecciones semaforizadas utilizando Synchro 10

Fuente: Software Synchro 10 (2019)

En el caso de la rotonda y las intersecciones que regulan el tránsito con señalización de Pare, el procedimiento dentro de la plataforma es exactamente igual al mencionado en intersecciones semaforizadas, lo cual llama la atención ya que según la metodología HCM 2010 para este tipo de intersecciones no se considera el cálculo de los flujos de saturación. En la figura 3.19 podemos visualizar un ejemplo del cálculo del flujo de saturación del acceso 3 (west bound) de la rotonda Los Delfines.

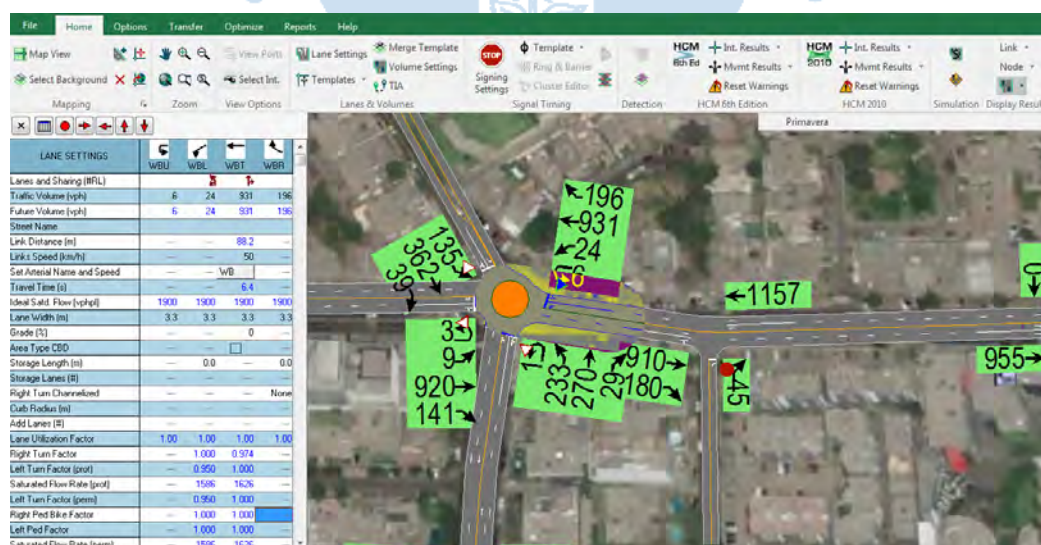


Figura 3.19 Cálculo de flujos de saturación por acceso en la rotonda Los Delfines utilizando Synchro 10

Fuente: Software Synchro 10 (2019)

Después de utilizar el opción lane settings, a continuación seleccionamos la opción volume settings. Este comando permite incorporar dentro de cada uno de los accesos, información relacionada con: el volumen de peatones en conflicto con el giro de los vehículos, el volumen de ciclistas en conflicto con el giro de los vehículos, los factores de hora pico (PHF), el porcentaje de vehículos pesados y el número de maniobras de los vehículos para el ingreso o salida de los estacionamientos. En la figura 3.20 se puede apreciar a manera de ejemplo la información ingresada en la intersección semaforizada que une el jirón Alonso de Molina con la avenida Central. Cabe resaltar que una vez que se ingresa esta información en el comando volume settings automáticamente se ajusta el flujo de saturación de cada uno de los accesos. Este mismo procedimiento de ajuste de volúmenes vehiculares y peatonales es utilizado en las dos intersecciones con señalización de Pare y en la rotonda Los Delfines.

VOLUME SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (B/L)												
Traffic Volume (vph)	47	404	77	21	274	100	3	263	370	97	0	235
Development Volume (vph)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Combined Volume (vph)	47	404	77	21	274	100	3	263	370	97	0	235
Future Volume (vph)	47	404	77	21	274	100	3	263	370	97	0	235
Conflicting Peds (B/Hr)	19	15	15	15	15	15	12	12	12	12	12	12
Conflicting Bicycles (B/Hr)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peak Hour Factor	0.96	0.96	0.96	0.98	0.98	0.98	0.88	0.88	0.88	0.88	0.90	0.90
Growth Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Adjusted Flow (vph)	49	421	80	21	200	110	3	318	416	105	0	261
Heavy Vehicles (%)	5	5	5	7	7	7	1	1	1	1	1	1
Bus Blockages (B/Hr)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Adj. Parking Lane?												
Parking Maneuvers (B/Hr)												
Traffic from mid-block (%)		0			0			0				0
Link (ID) Volumes											38	
Traffic in shared lane (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	500	0	0	411	0	0	321	525	0	0	270

Figura 3.20 Ajuste de volúmenes vehiculares y peatonales por acceso en intersecciones semaforizadas utilizando Synchro 10

Fuente: Software Synchro 10 (2019)

A continuación seleccionamos el comando Timing Settings para complementar la información del modelo Synchro de las tres intersecciones semaforizadas presentes en el área de estudio. Timing Settings permite al modelador ingresar dentro del software los tiempos de cada fase del semáforo, los tiempos de los intervalos de ámbar, tiempos de los intervalos de todo rojo y los valores de velocidad promedio de aproximación de los

vehículos. Con esta información el programa Synchro calcula automáticamente la relación volumen capacidad de cada acceso, la demora por control de cada acceso, la longitud de cola en metros de cada acceso al percentil 50 y 95, el ciclo semafórico de la intersección, la demora por control de la intersección y los niveles de servicio de la intersección por HCM 2010 e ICU. En la figura 3.21 se puede apreciar a manera de ejemplo los datos del semáforo de la intersección de jirón Alonso de Molina con la avenida Central.

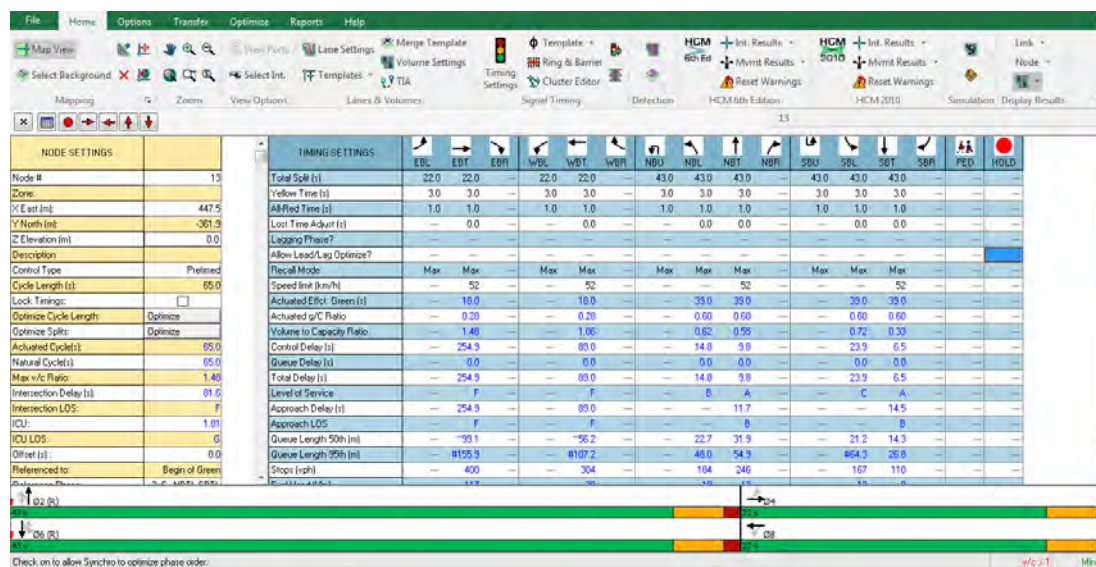


Figura 3.21 Uso del comando Timing Settings para el cálculo de las demoras por control y niveles de servicio en intersecciones semaforizadas utilizando Synchro 10

Fuente: Software Synchro 10 (2019)

Para completar el modelamiento de las dos intersecciones con señalización de Pare utilizamos la opción Signing Settings. Este comando permite al usuario de Synchro, seleccionar el tipo de señalización (Pare o Seda el Paso) que regulará el flujo vehicular de la intersección. Con esta información el programa Synchro calcula automáticamente la relación volumen capacidad de cada acceso, la demora por control de la intersección y los niveles de servicio de la intersección por HCM 2010 e ICU. En la figura 3.22 se puede apreciar los datos y resultados de la intersección de la avenida Primavera con Calle el Recuerdo.

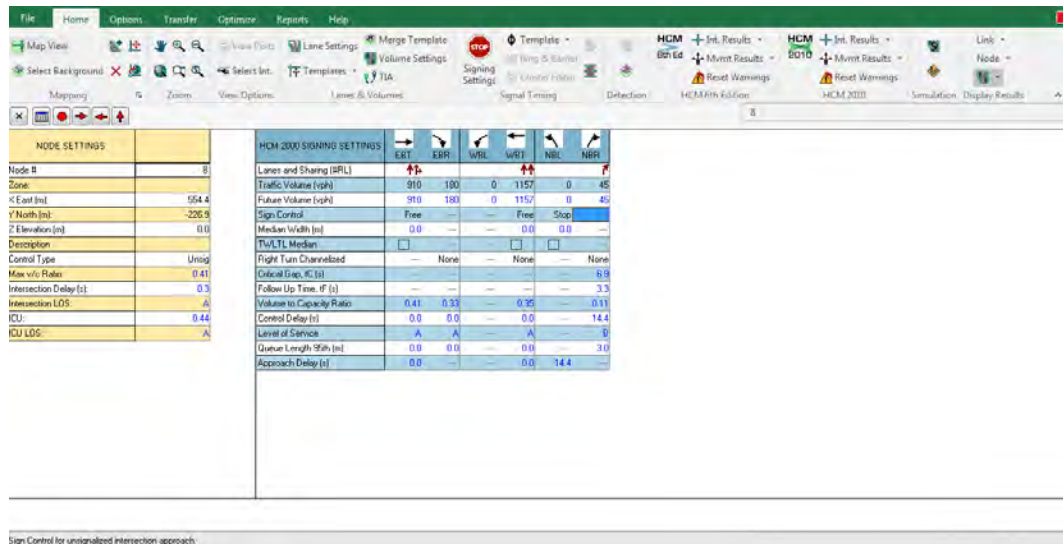


Figura 3.22 Uso del comando Signing Settings en intersecciones con señalización de Pare

Fuente: Software Synchro 10 (2019)

El comando Signing Settings también es utilizado en rotondas para seleccionar el tipo de señalización que regula el flujo vehicular de los accesos. Una vez ingresada esta información, el software Synchro determina automáticamente la relación volumen capacidad y nivel de servicio ICU de la rotonda. En la figura 3.23 se muestra los resultados obtenidos al modelar la rotonda Los Delfines. Nótese que para este tipo de intersección el programa Synchro 10 no muestra el resultado de la demora por control y el nivel de servicio por HCM 2010 en la ventana de trabajo Node Settings. Sin embargo estos valores se pueden obtener al generar los reportes del modelo creado tal como se muestra en el anexo C.

Opcionalmente se puede utilizar la aplicación SimTraffic para crear una simulación de la red modelada en el programa Synchro 10. Con ayuda de esta simulación se puede visualizar las colas que se forman en los accesos, los movimientos de los vehículos, los movimientos de los peatones y los cambios de fases de los semáforos. Existen también otras aplicaciones que pueden ser utilizadas en el programa Synchro 10. Entre estas aplicaciones podemos mencionar la opción Optimize Cycle Length, ubicada en el menú Timing Settings que sirve para optimizar la longitud del ciclo semafórico de la intersección. Otra opción es Time Space Diagram que permite visualizar las colas vehiculares que se forman en los accesos de cada intersección a través de un diagrama tiempo-espacio. Con la información de este diagrama se puede lograr la sincronización semafórica de toda una red. Estas opciones no serán utilizadas en la presente investigación, debido a que los objetivos planteados están orientados

a evaluar el comportamiento operacional actual de la red simulada con Synchro 10 y no buscan plantear soluciones a los problemas existentes en el área de estudio.

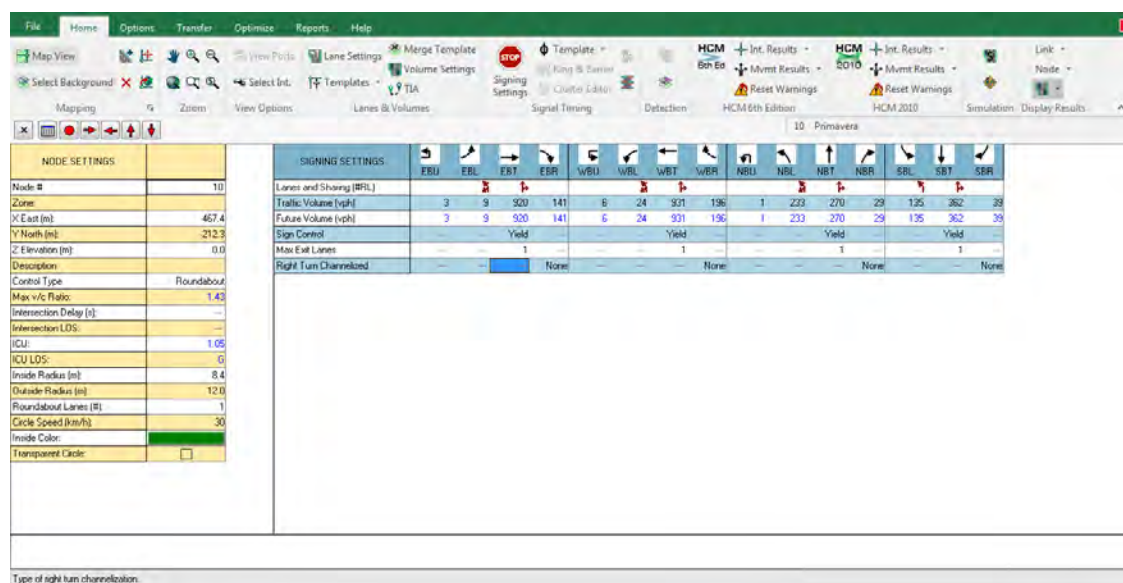


Figura 3.23 Uso del comando Signing Settings en la rotonda Los Delfines

Fuente: Software Synchro 10 (2019)

Una vez que el modelador ingresa toda de información en el programa Synchro 10, se puede generar los reportes HCM. En el presente trabajo de investigación los reportes generados en el programa Synchro 10 se encuentra detallados en el anexo C. En las tablas 3.11, 3.12 y 3.13 se puede apreciar algunos resultados de la evaluación del comportamiento operacional del área de estudio extraído de los reportes del anexo C.

Tabla 3.11: Resultados de la evaluación de las tres intersecciones semaforizadas utilizando el programa Synchro 10

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Datos	Intersección 3 - Jr. Alonso de Molina con Av. Central				Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal		Intersección 6 - Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo	
	Acceso 1 (SB)	Acceso 2 (NB)	Acceso 3 (WB)	Acceso 4 (EB)	Acceso 3 (WB)	Acceso 4 (EB)	Acceso 2 (NB)	Acceso 4 (EB)
<i>Flujo de Saturación Ideal (vphpl)</i>	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000	1900.000
<i>Número de Carriles</i>	2.000	2.000	1.000	1.000	2.000	2.000	1.000	3.000
<i>Ancho de carril (m)</i>	3.300	3.300	3.000	3.000	3.300	3.300	3.200	3.300
<i>Factor de utilización de carril</i>	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
<i>Factor de giro a la izquierda (permitido)</i>	0.389	0.546	0.931	0.884	-----	-----	-----	1.000
<i>Factor de giro a la derecha</i>	0.961	0.969	0.964	0.980	-----	-----	-----	0.900
<i>Flujo de saturación (vph - acceso)</i>	2179.000	2439.000	1339.000	1307.000	2548.000	2409.000	1634.000	3837.000
<i>PHF</i>	0.900	0.890	0.980	0.960	0.970	0.940	0.890	0.910
<i>Relación volumen capacidad (v/c)</i>	0.536	0.580	1.060	1.480	0.580	0.530	0.720	0.480
<i>Longitud de cola 95th (m)</i>	46.603	51.910	107.200	155.900	80.000	63.400	91.400	25.480
<i>Demora por control del Acceso (s/veh)</i>	15.689	11.967	89.000	254.900	7.200	6.500	27.800	5.640
<i>Longitud del Ciclo semafórico (s)</i>	65.00				156.00		77.00	
<i>Demora por control de la intersección (s/veh)</i>	81.60				6.80		12.40	
<i>Nivel de Servicio HCM 2010</i>	F				A		B	
<i>ICU (%)</i>	101.00%				38.90%		54.60%	
<i>Nivel de Servicio ICU</i>	G				A		A	

Tabla 3.12: Resultados de la evaluación de las dos intersecciones con señalización de Pare utilizando el programa Synchro 10

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Datos	Intersección 1 - Av. Primavera con Jr. Santa Elena				Intersección 4 - Av. Primavera con Calle el Recuerdo	
	Acceso 1 (SB)	Acceso 2 (NB)	Acceso 3 (WB)	Acceso 4 (EB)	Acceso 2 (NB)	Acceso 4 (EB)
<i>Número de Carriles</i>	1.000	1.000	2.000	2.000	1.000	2.000
<i>Ancho de carril (m)</i>	3.000	3.000	3.300	3.300	3.000	3.300
<i>PHF</i>	0.940	0.930	0.950	0.960	0.940	0.870
<i>Flujo Ajustado (veh/h)</i>	139.00	272.00	1269.00	975.00	48.00	1046.00
<i>Intervalo Critico (s)</i>	6.964	6.958	4.160	4.180	6.900	4.300
<i>Capacidad (veh/h)</i>	433.00	528.00	699.00	528.00	432.00	-----
<i>Relación volumen capacidad (v/c)</i>	0.630	1.230	0.041	0.008	0.110	-----
<i>Longitud de cola 95th (m)</i>	18.000	31.500	0.000	0.000	3.000	-----
<i>Demora por control del Acceso (s/veh)</i>	45.000	181.500	10.400	11.600	14.400	-----
<i>Demora por control de la intersección (s/veh)</i>	21.30				0.30	
<i>Nivel de Servicio HCM</i>	C				A	
<i>ICU (%)</i>	91.90%				44.30%	
<i>Nivel de Servicio ICU</i>	F				A	

Tabla 3.13: Resultados de la evaluación de la rotonda Los Delfines utilizando el programa Synchro 10

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Datos	Intersección 2 - Rotonda Los Delfines			
	Acceso 1 (SB)	Acceso 2 (NB)	Acceso 3 (WB)	Acceso 4 (EB)
<i>Número de Carriles</i>	2.000	2.000	2.000	2.000
<i>Ancho de carril (m)</i>	3.000	3.300	3.300	3.300
<i>PHF</i>	0.940	0.950	0.900	0.920
<i>Flujo Ajustado (veh/h)</i>	570.00	561.00	1286.00	1166.00
<i>Flujo Circulante (veh/h)</i>	1429.00	1286.00	555.00	568.00
<i>Intervalo Critico (s)</i>	5.193	5.193	5.193	5.193
<i>Flujo de Entrada (veh/h)</i>	570.00	561.00	1286.00	1166.00
<i>Capacidad de Entrada (veh/h)</i>	542.00	612.00	1175.00	1152.00
<i>Relación volumen capacidad (v/c)</i>	1.052	0.917	1.094	1.012
<i>Longitud de cola 95th (m)</i>	26.00	11.00	88.00	78.00
<i>Demora por control de la intersección (s/veh)</i>	389.20			
<i>Nivel de Servicio HCM</i>	F			
<i>ICU (%)</i>	105.30%			
<i>Nivel de Servicio ICU</i>	G			

3.5. Utilización del Software Vissim 11

En esta parte del trabajo de investigación, se explicara el procedimiento utilizado en el software Vissim 11 para la construcción del modelo de microsimulación. La explicación del trabajo realizado en Vissim estará dividido en tres fases, donde se especifica en resumen los pasos utilizados para la construcción, calibración y validación del modelo simulado. Es importante mencionar que para el desarrollo de estas tres fases se adoptaron las recomendaciones de la FHWA y del modelo matemático desarrollado por Wiedemann indicado en el marco teórico.

3.5.1. Construcción del modelo de simulación en Vissim 11. La construcción del modelo de simulación en el programa Vissim 11, inicia al igual que en el programa Synchro 10, insertando una imagen satelital escalada que represente toda el área de estudio. Esta imagen puede ser incorporada en Vissim, utilizando la opción Background Images, que permite elegir un archivo guardado en extensión GIF o JPG (archivos de imagen). Luego con ayuda del botón derecho del mouse, se puede seleccionar la opción Set Scale para escalar la imagen insertada con medidas de distancia. Para escalar el área de estudio delimitada en el presente trabajo, se utilizó como medida de referencia la longitud de la avenida Primavera, desde la intersección 1 hasta la intersección 6 (La distancia entre ambas intersecciones es de 731.5 metros) En la figura 3.24 se puede apreciar el procedimiento descrito para insertar una imagen satelital escalada en el software Vissim 11.

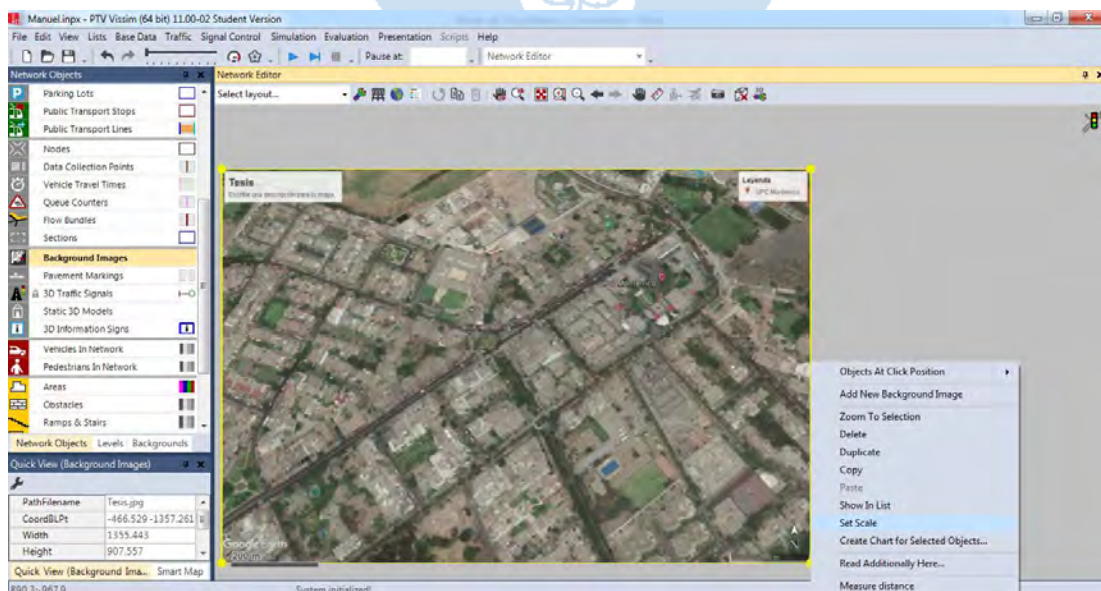


Figura 3.24 Uso del comando Background Images para insertar imágenes satelitales en Vissim 11.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

Utilizando el comando Links, se puede graficar en Vissim los accesos y las intersecciones presentes en el área de estudio. Links permite dentro de la plataforma de Vissim ingresar el valor de los anchos de carril, definir el sentido de los carriles e indicar el número de carriles por acceso. Con el comando Links también se puede incorporar dentro del modelo, los arcos y conectores, los cuales permiten representar dentro de la simulación los diferentes movimientos que desarrollan los vehículos y peatones. En la figura 3.25 se puede visualizar la construcción del acceso cuatro perteneciente a la intersección de la avenida Central con el jirón Alonso de Molina utilizando el comando Links.

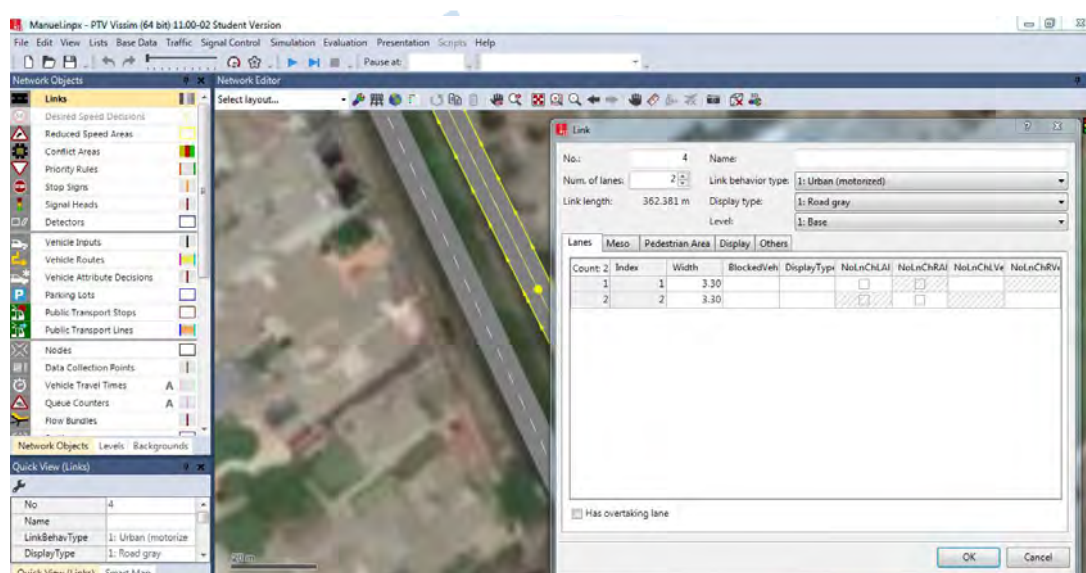


Figura 3.25 Uso del comando Links para la construcción de accesos e intersecciones en Vissim 11.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

Para representar la velocidad de operación de los vehículos dentro de la plataforma de Vissim, utilizamos el menú Data Base y seleccionamos la opción Distributions - Desired Speed, que permite elaborar gráficos de distribución de velocidades. Para la construcción de este modelo, se desarrollaron graficas de distribución de velocidades por cada uno de los accesos presentes en el área de estudio. Las gráficas de distribución de velocidades fueron elaboradas a partir del procesamiento de los datos recolectados en el aforo del martes 16 de agosto del 2016. En la figura 3.26 se puede observar a manera de ejemplo la construcción del grafico distribución de velocidades de la avenida Primavera.

En el software Vissim se puede ingresar información de la composición vehicular de los accesos de cada intersección, utilizando el menú Traffic y seleccionando la opción Vehicle Compositions. Este comando permite al usuario de Vissim indicar el tipo y tamaño del

vehículo dentro de la simulación (vehículo ligero, bus, vehículo pesado, bicicleta, etc.) y especificar la proporción de vehículos presentes en el sistema. En la figura 3.27 se visualiza como ejemplo el ingreso de información de la composición vehicular presente en el área de estudio, donde se detalla el tipo y proporción de vehículos del acceso 1 de la intersección de la avenida Primavera con el jirón Santa Elena.

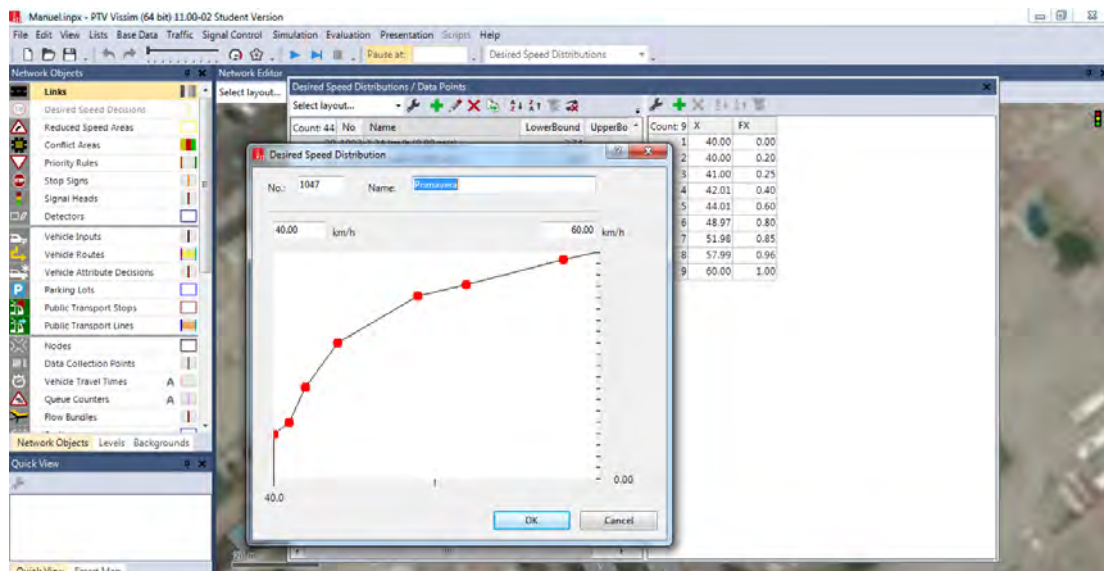


Figura 3.26 Uso del comando Desired Speed para el ingreso de las velocidades de aproximación en cada intersección

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

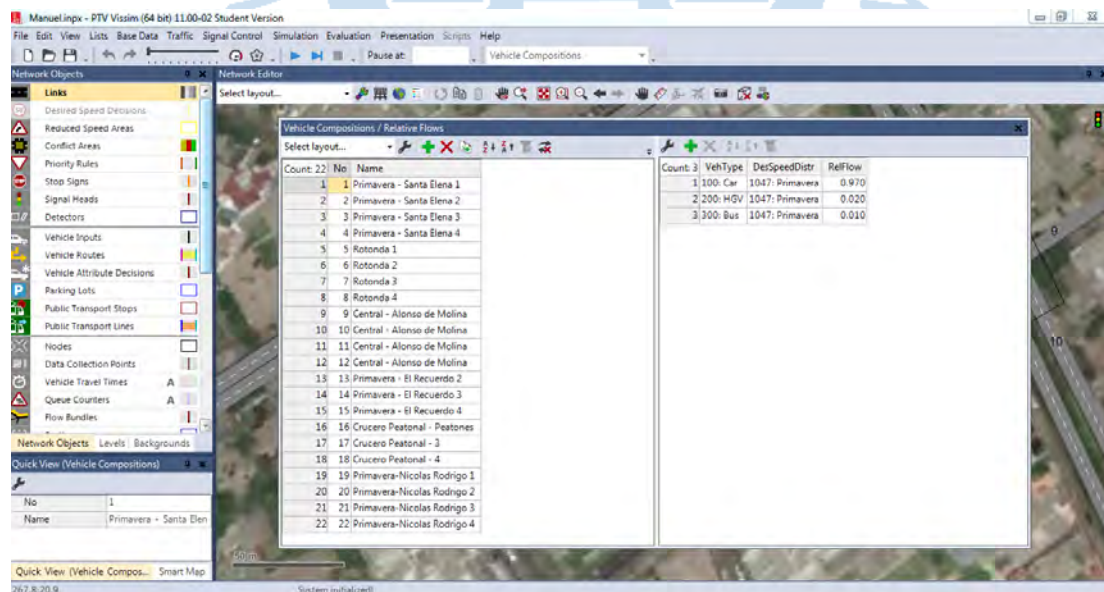


Figura 3.27 Uso del comando Vehicle Compositions para el ingreso de información de la composición vehicular presente en el área de estudio.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

Para simular los reductores de velocidad dentro del modelo creado en Vissim, utilizamos el comando Reduced Speed Areas. Este comando permite crear áreas de color amarillo dentro de los accesos para que los vehículos experimenten una reducción de su velocidad operación durante la simulación. Para nuestro caso de estudio, se utilizó el comando Reduced Speed Areas en las intersecciones 1 y 4 para representar los reductores de velocidad y en la intersección 5 para simular un paso a nivel para peatones. La figura 3.28 muestra la utilización del comando Reduced Speed Areas para la construcción del modelo de la intersección 4 de la avenida Primavera con calle el Recuerdo en el software Vissim 11.

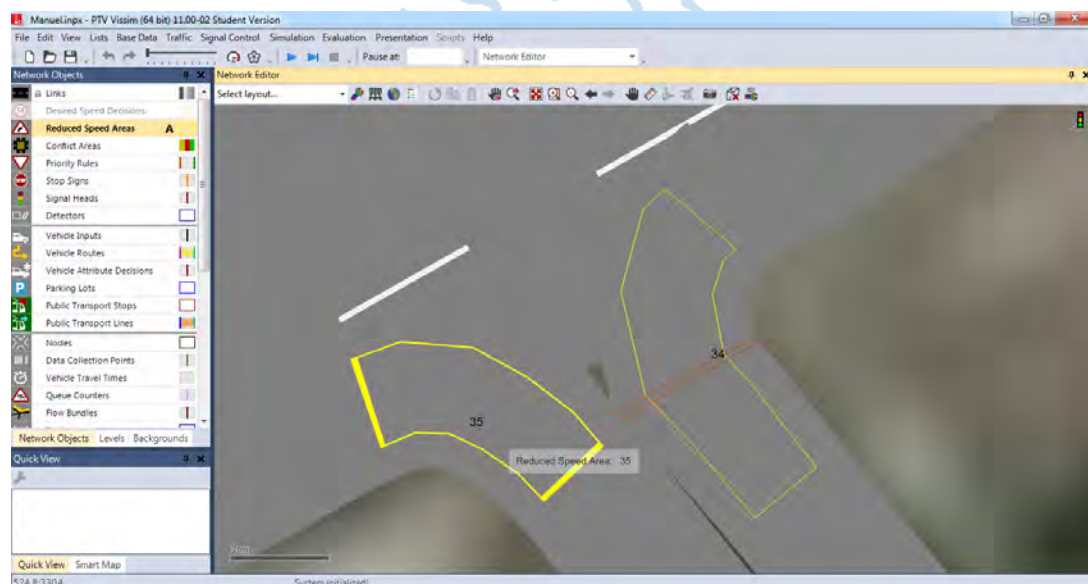


Figura 3.28 Uso del comando Reduced Speed Areas en la intersección 4 para modelar la presencia de reductores de velocidad.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

Es posible representar los intervalos y fases de un semáforo dentro del modelo de simulación, haciendo uso del menú Signal Control y seleccionando la opción Signal Controllers. Esta opción permite crear más de una plantilla en la plataforma de Vissim, para caracterizar el ciclo de un semáforo en el modelo microscópico. Una vez creada la plantilla, posteriormente esta puede ser asignada a la intersección semaforizada que se desea simular utilizando el comando Signal Heads. En la figura 3.29 se puede apreciar la creación de la plantilla del ciclo semafórico de la intersección de la avenida central con el jirón Alonso de Molina.

Para modelar las maniobras de los vehículos en el programa Vissim, utilizamos el comando Vehicle Route y seleccionamos la opción Show list – Static. Esta opción permite representar las diferentes rutas que seguirán los vehículos en la simulación, tomando en cuenta la información previamente ingresada del volumen y composición vehicular. La figura 3.30 muestra la creación de rutas del jirón Aldebarán que representa acceso 1 de la rotonda Los Delfines donde se encuentra ubicado la puerta principal de PAD-Escuela de Dirección Universidad de Piura.

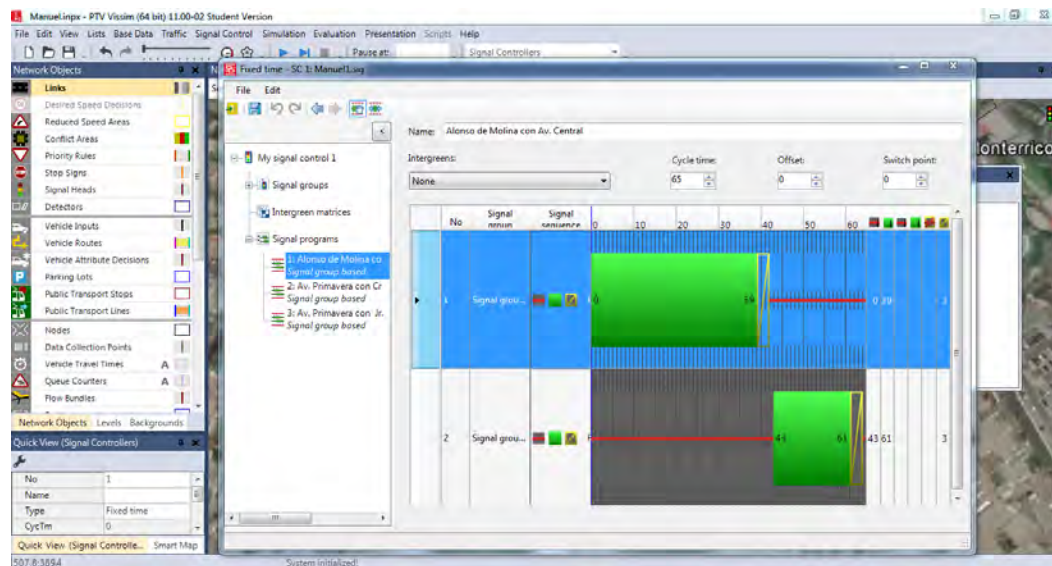


Figura 3.29 Uso del comando Signal Controllers para la creación de la plantilla de ciclo semafórico de la intersección 3.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

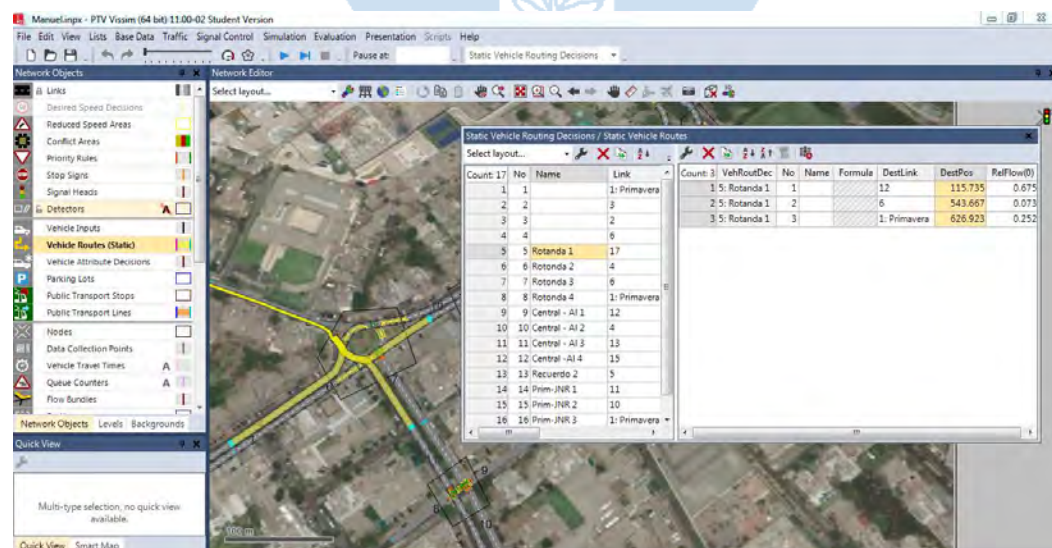


Figura 3.30 Uso del comando Vehicle Route para la creación de rutas en el acceso 1 de la rotonda Los Delfines.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

Los parámetros de Wiedemann pueden ser ajustados dentro del modelo creado en Vissim 11, utilizando el menú Base Data y seleccionando la opción Driving Behaviors y haciendo click en la lengüeta Car Following Model. Esta acción permitirá al usuario de Vissim visualizar los parámetros de los modelos de Wiedemann 74 y 99 donde se pueden identificar las variables AX, BXadd y BXmult definidas en el marco teórico. El ajuste de estas variables hace que el modelador pueda calibrar el número semilla de la simulación. La figura 3.31 muestra los parámetros de Wiedemann definidos por defecto en el programa.

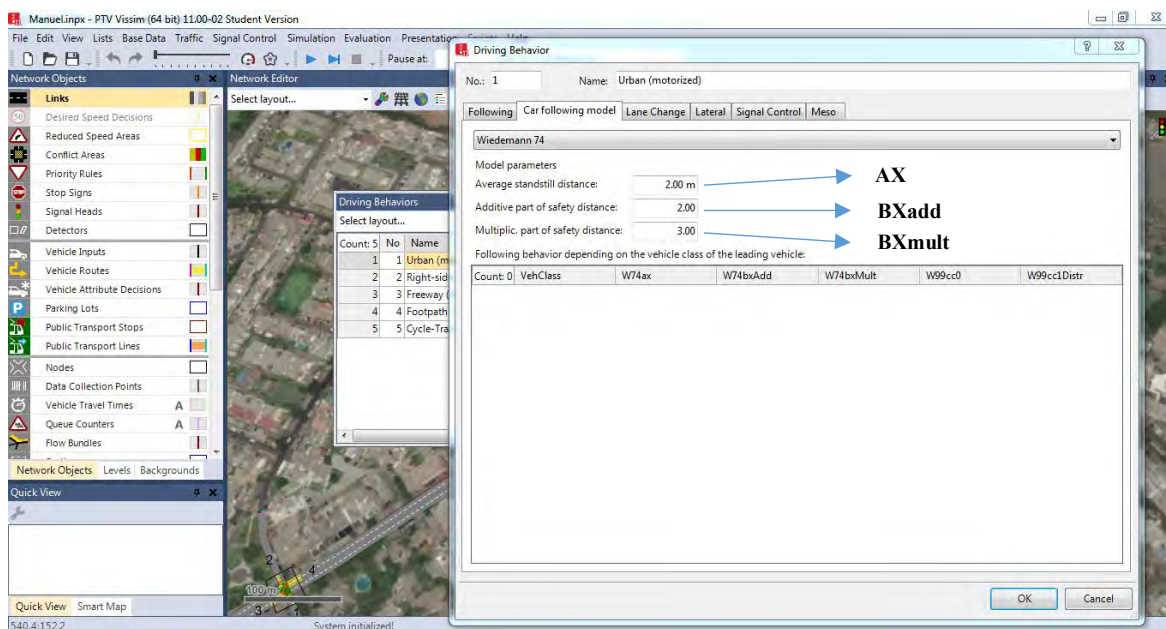


Figura 3.31 Parámetros de Wiedemann en el software Vissim 11.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

El ajuste de los parámetros de simulación se puede realizar utilizando el menú Simulation y seleccionando la opción Parameters, aquí el usuario puede definir el periodo de simulación del modelo y el número de corridas. De acuerdo a las recomendaciones de la FHWA para el modelamiento del área de estudio se adoptó un periodo de simulación de 4200 segundos, tal como se muestra en la figura 3.32. En el caso de la definición del número de corridas, es necesario primero establecer una prueba estadística para evaluar el número mínimo requerido para este modelo. El detalle de la prueba estadística se explicara en el acápite 3.5.2 Calibración del modelo de simulación en Vissim 11.

Para la evaluación de los resultados obtenidos en Vissim 11, el modelador deberá definir antes de iniciar la simulación los parámetros de eficiencia necesarios para la calibración y validación del modelo. Dependiendo del tipo de trabajo, comportamiento operacional de la

red vial y alcance de la simulación, existen diferentes parámetros de eficiencia que pueden ser medidos por el programa Vissim 11, entre ellos podemos mencionar las demoras de los vehículos, las longitudes de cola por acceso, los tiempos de viaje de los vehículos, la evaluación de nudos, el rendimiento de vehículos en la red vial, los tiempos de viaje de los peatones, etc. Para la definición de los parámetros de eficiencia en el modelo creado en Vissim 11, se utiliza el menú Evaluation y se selecciona la opción Configuration. En el caso del modelamiento del área de estudio, se seleccionaron como parámetros de eficiencia las demoras, la evaluación de nudos, las longitudes de cola y los tiempos de viaje de los vehículos tal como se muestra en la figura 3.33. Nótese que en esta opción también el modelador podrá ingresar dentro de la simulación el periodo de warm up definido en el acápite 2.9.3. Siguiendo las recomendaciones de la FHWA para el modelo construido se adoptó un periodo de warm up de 10 minutos (600 segundos).

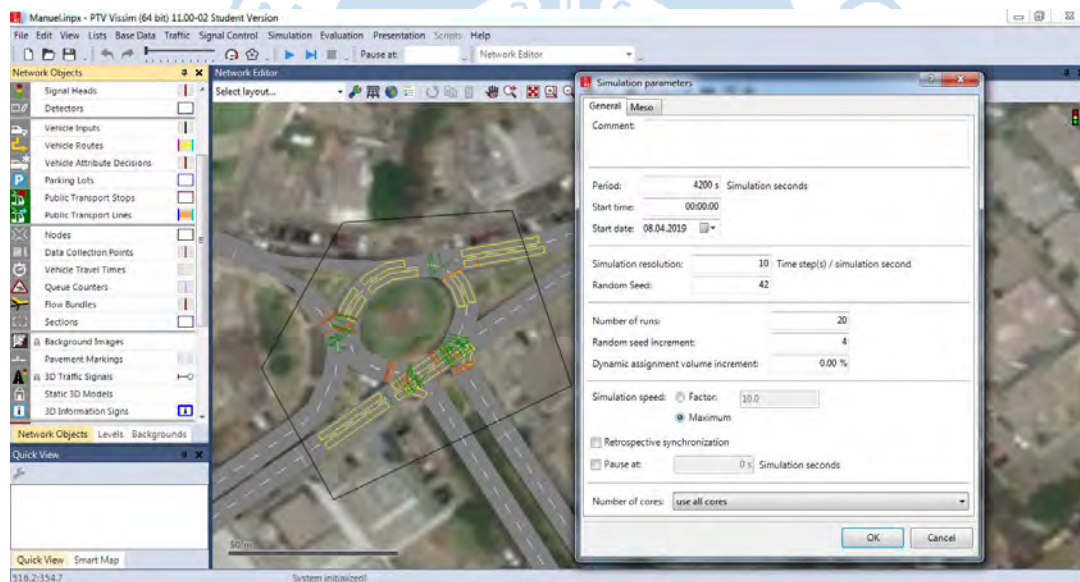


Figura 3.32 Periodo de simulación y número de corridas en el software Vissim 11.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

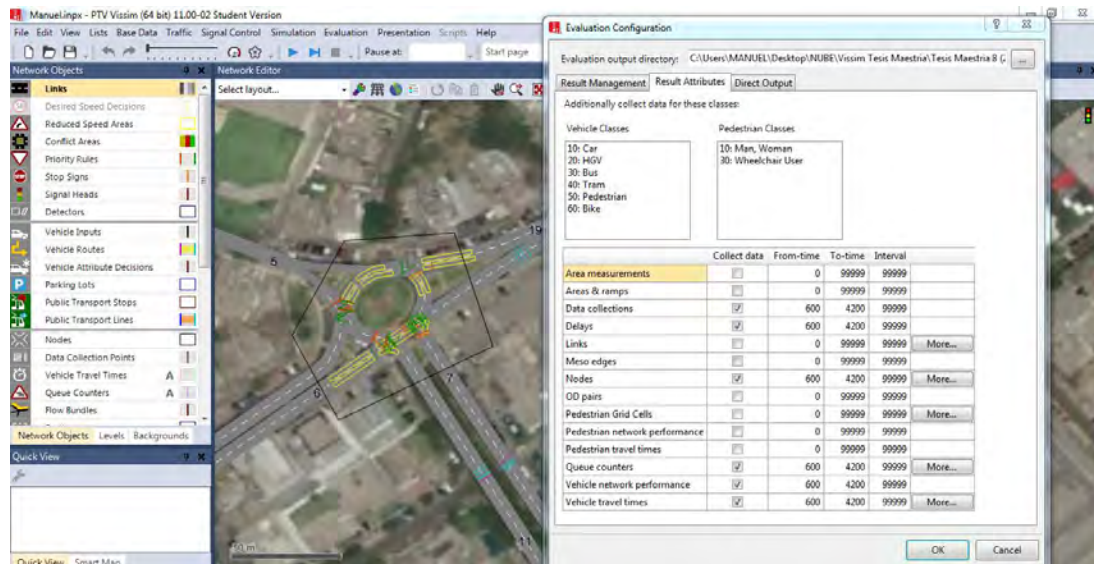


Figura 3.33 Definición de parámetros de eficiencia y periodo de warm up en Vissim 11.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

Con la construcción del modelo y la definición de los parámetros de eficiencia finalmente el modelador puede utilizar la opción Simulation Continuos para iniciar la simulación en el software Vissim 11 y obtener los primeros resultados. Cabe señalar que esta primera simulación es de mucha ayuda para realizar correcciones en el modelo utilizando las vistas del modelo en 2D y 3D. En las figuras 3.34 y 3.35 se puede apreciar la construcción total del modelo en Vissim 11 y la visualización en 3D de la rotonda Los Delfines.

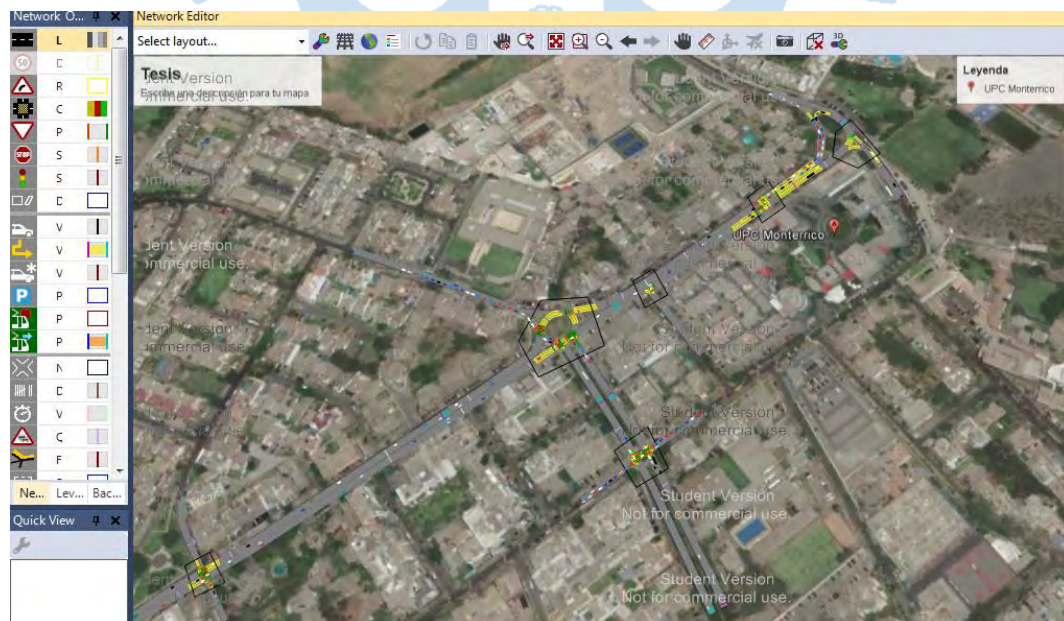


Figura 3.34 Modelo del área de estudio construido en Vissim 11.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)



Figura 3.35 Simulación en 3D de la Rotonda Los Delfines en Vissim 11.

Fuente: Software Vissim 11 (2019)

3.5.2. Calibración del modelo de simulación en Vissim 11. De acuerdo a lo indicado en el acápite 2.9.2, la calibración de un modelo de microsimulación en el software Vissim es un proceso iterativo que depende mucho de los parámetros de eficiencia adoptados y del ajuste de las variables de modelo de Wiedemann que definen el número semilla de la simulación. Para esta investigación se establecieron tres etapas en el proceso de calibración, las cuales se definen a continuación:

Etapla 1: Evaluación del número de corridas en el modelo.

Etapla 2: Ajuste de los parámetros de Wiedemann.

Etapla 3: Prueba de hipótesis nula de igualdad de medias utilizando los tiempos de viaje de los vehículos.

Para el desarrollo de la etapa 1, es recomendable que el modelador establezca previamente un número suficiente de corridas para comparar los resultados del software con las mediciones realizadas en campo. En la presente investigación se utilizaron 20 corridas o simulaciones del modelo creado en el software Vissim. Este valor fue asumido tomando en cuenta los artículos desarrollados por Woody (Woody, 2006) y Hillston (Hillston, 2003). En estas publicaciones ambos autores señalan que a partir de 15 corridas o interacciones se pueden obtener resultados confiables para calibrar y validar un modelo de microsimulación.

Para verificar que las 20 corridas asumidas inicialmente, son suficientes para la calibración del modelo construido en Vissim 11, se siguieron las recomendaciones de la FHWA realizando una prueba estadística utilizando la ecuación 2.67 para calcular el número mínimo de corridas adoptando un intervalo de confianza del 95%. La tabla 3.14 muestra el resumen de los resultados de la prueba estadística considerando como parámetro de eficiencia para la calibración, los tiempos de viaje de los vehículos detallados en el anexo D.

Tabla 3.14: Resultados de la evaluación del número de corridas mínimas del modelo de microsimulación creado en el software Vissim 11

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Datos	Tramo 1 - Tiempos de Viaje	Tramo 2 - Tiempos de Viaje	Tramo 3 - Tiempos de Viaje
<i>Número de corridas asumidas</i>	20	20	20
<i>Grados de libertad (GDL)</i>	19	19	19
<i>Media de tiempos de viaje - 16 de agosto del 2016</i>	7.702	4.224	8.740
<i>Desviación estándar de la muestra (S)</i>	0.021	0.020	0.043
<i>Error asumido de la media (6%)</i>	0.060	0.060	0.060
<i>Margen de error (e)</i>	0.462	0.253	0.524
<i>Valor de la distribución "t" student al 95% de confianza (ta/2)</i>	2.093	2.093	2.093
<i>Número mínimo de corridas para la simulación (n_{min})</i>	0.009	0.027	0.030

Estos resultados demuestran que las 20 corridas o simulaciones del área de estudio son suficientes para calibrar el modelo construido en Vissim 11.

Antes de pasar a la etapa 2 del proceso de calibración, es necesario realizar previamente varias simulaciones del modelo de microsimulación y comparar los resultados obtenidos en el software Vissim con las mediciones realizadas en campo. Si estos valores difieren mucho, el usuario de Vissim deberá ajustar los parámetros de Wiedemann que aparecen por defecto en el software. Para la obtención de los parámetros de Wiedemann adecuados para la calibración del modelo de microsimulación, se tuvieron que ajustar 10 veces estos valores. Finalmente el modelo de la red vial compuesta por las seis intersecciones desarrollado en Vissim 11, fue calibrado con los parámetros Wiedemann $AX = 1$ m, $BX_{add} = 1.5$ y $BX_{mult} = 1$. En la tabla 3.15 se muestra la diferencia de los resultados de la media de los tiempos de viaje, entre los parámetros de Wiedemann por defecto y los parámetros ajustados para la

calibración del modelo de microsimulación. Es importante mencionar que el cumplimiento de la etapa 2 va de la mano con la etapa 3, solo así se puede verificar que el modelo está realmente calibrado.

Tabla 3.15: Diferencia de resultados de la media de tiempos de viaje de los vehículos en función a los parámetros Wiedemann.

Fuente: Adaptado de Guisado Rojas (2015)

Tramo Analizado	Parámetros de Wiedemann			Software Vissim 11		Recolección de datos en campo	
	AX	BXadd	BXmult	Media tiempos de viaje en segundos (X)	Desviación estándar	Media tiempos de viaje en segundos (X)	Desviación estándar
<i>Tramo 1 - Parámetros por defecto</i>	2.000	2.000	3.000	8.302	0.091	7.530	0.916
<i>Tramo 1 - Parámetros ajustados</i>	1.000	1.500	1.000	7.702	0.021	7.530	0.916
<i>Tramo 2 - Parámetros por defecto</i>	2.00	2.00	3.00	3.414	0.072	4.402	0.264
<i>Tramo 2 - Parámetros ajustados</i>	1.000	1.500	1.000	4.224	0.020	4.402	0.264
<i>Tramo 3 - Parámetros por defecto</i>	2.000	2.000	3.000	9.790	0.121	8.558	0.513
<i>Tramo 3 - Parámetros ajustados</i>	1.000	1.500	1.000	8.740	0.043	8.558	0.513

Para el desarrollo de la etapa 3, se utilizó como instrumento de calibración una prueba estadística de hipótesis nula de igualdad de medias de tiempos de viaje vehiculares, de los tres tramos indicados en el acápite 3.2.6 usando como herramienta el programa StatKey y seleccionando la opción Randomization Hypothesis Test adoptando un 95% de nivel de confianza. En esta prueba se compararon los 20 resultados de las corridas del software Vissim 11, con los 20 tiempos de viaje medidos en campo el martes 16 de agosto del 2016.

Los resultados de la prueba estadística de Two Tail al 95% de confianza del tramo 1, establecieron un rango de aceptación de la hipótesis nula entre -0.392 a 0.396 siendo la diferencia de las medias de los tiempos de viaje vehiculares entre el programa Vissim 11 y las mediciones de campo de 0.172. Al encontrarse esta diferencia dentro del área de no rechazo, se cumple la hipótesis nula y así el tramo 1 se encuentra calibrado. En la figura 3.36 se presentan los resultados obtenidos en la prueba estadística utilizando el programa StatKey.

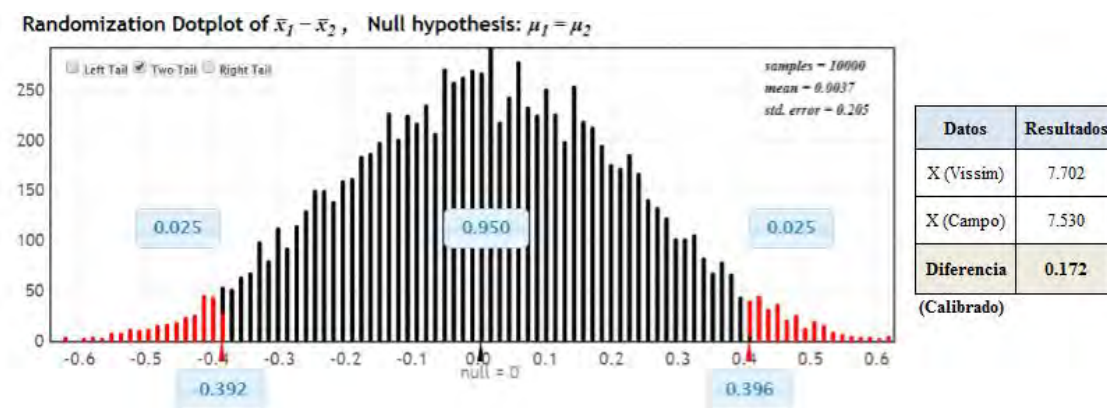


Figura 3.36 Uso de la prueba de hipótesis nula para la calibración del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 1. Fuente: StatKey (2019)

De igual forma se realizó la prueba estadística de hipótesis nula en el tramo 2 para la calibración del modelo de microsimulación. Los resultados de la prueba estadística al 95% de confianza, delimitaron un rango de aceptación de la hipótesis nula entre -0.187 a 0.185. Si comparamos este rango con el resultado de la diferencia de las medias de los tiempos viaje entre el programa Vissim 11 y las mediciones de campo de -0.178, se puede afirmar que el tramo 2 se encuentra calibrado tal como se aprecia en la figura 3.37.

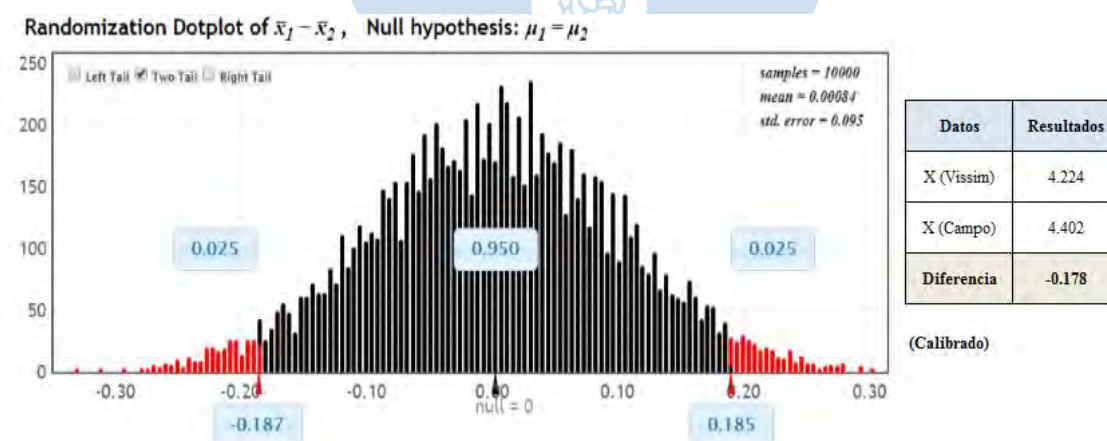


Figura 3.37 Uso de la prueba de hipótesis nula para la calibración del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 2. Fuente: StatKey (2019)

Finalmente para el tramo 3, los resultados de la prueba estadística de hipótesis nula al 95% de confianza delimitaron un rango de aceptación entre -0.282 a 0.280 siendo la

diferencia de las medias de los tiempos viaje de los vehículos entre el programa Vissim 11 y las mediciones de campo de 0.182. Al encontrarse esta última diferencia dentro del área de no rechazo, se cumple la hipótesis nula y así podemos decir que todo el modelo de microsimulación se encuentra calibrado. En la figura 3.38 se presentan los resultados obtenidos en la prueba estadística utilizando el programa StatKey.

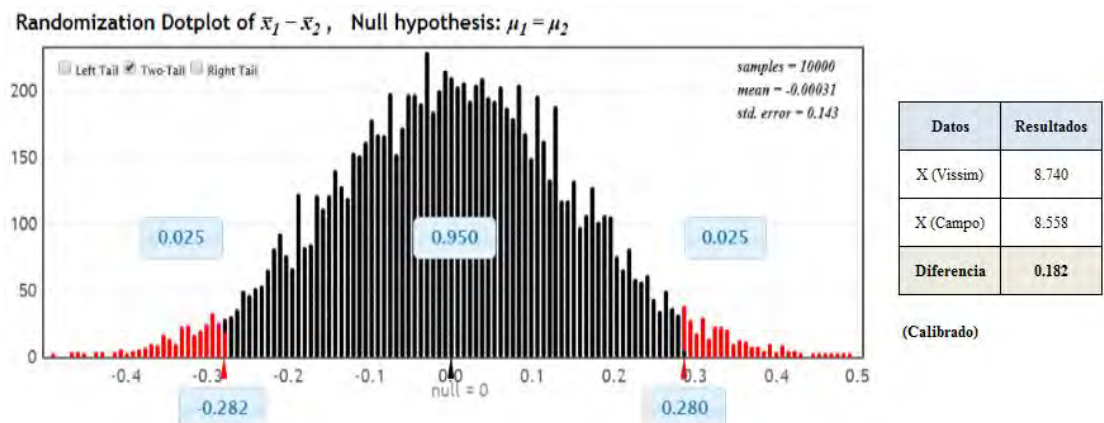


Figura 3.38 Uso de la prueba de hipótesis nula para la calibración del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 3. Fuente: StatKey (2019)

3.5.3. Validación del modelo de simulación en Vissim 11. La validación de un modelo de microsimulación tal como se indica en el marco teórico, es un proceso que analiza el desempeño de un sistema vial en donde se relacionan los resultados de una simulación con los datos obtenidos en campo. Para cumplir con la fase de validación del modelo construido en Vissim 11, en la presente investigación se realizó una segunda recolección de datos de volúmenes y tiempos de viaje vehiculares en el área de estudio el 17 de agosto del 2016, el procesamiento de estos datos se encuentran detallados en el anexo B. Con los volúmenes y tiempos de viaje procesados e ingresados dentro del modelo construido en el software Vissim 11, se realizaron 20 corridas o simulaciones. Los resultados obtenidos de este análisis, sirvieron para efectuar una nueva prueba estadística de hipótesis nula de igualdad de medias de tiempos de viaje vehiculares con un intervalo de confianza del 95%. El cumplimiento de la hipótesis nula, validará el modelo de microsimulación creado en el software Vissim 11.

Para el tramo 1, la prueba estadística realizada con el software StatKey estableció un rango de aceptación de la hipótesis nula entre -0.229 a 0.227. La diferencia de las medias de los tiempos de viaje vehiculares entre el programa Vissim 11 y las mediciones de campo

resultado 0.211. Al encontrarse esta diferencia dentro del área de no rechazo, se cumple la hipótesis nula y así el tramo 1 se encuentra validado tal como se aprecia en la figura 3.39.

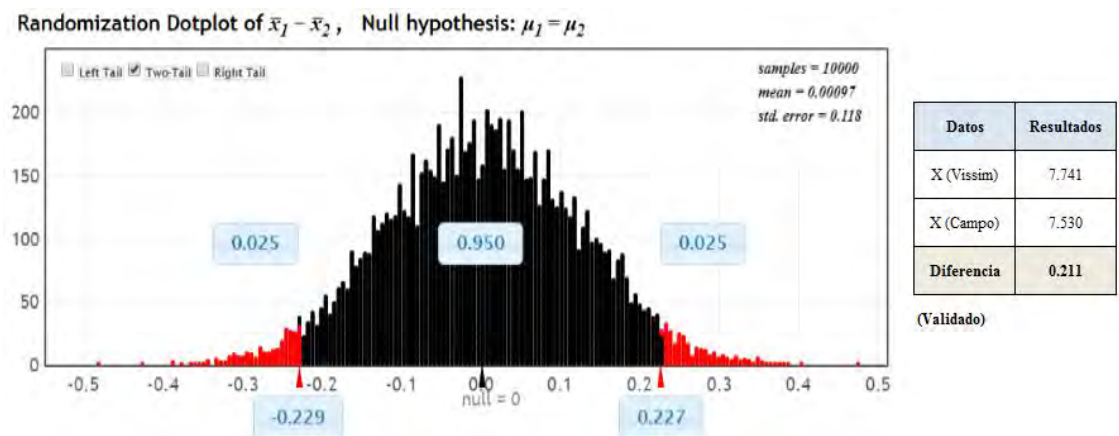


Figura 3.39 Uso de la prueba de hipótesis nula para la validación del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 1. Fuente: StatKey (2019)

De igual forma para el tramo 2 se repitió la prueba estadística con el software StatKey. Los resultados de este análisis delimito un rango de aceptación de la hipótesis nula entre -0.170 a 0.167. Siendo la diferencia de las medias de los tiempos de viaje vehiculares entre el programa Vissim 11 y las mediciones de campo -0.152, se puede afirmar que este valor cumple con la hipótesis nula y así el tramo 2 se encuentra validado. En la figura 3.40 se presentan los resultados obtenidos en la prueba estadística utilizando el programa StatKey.

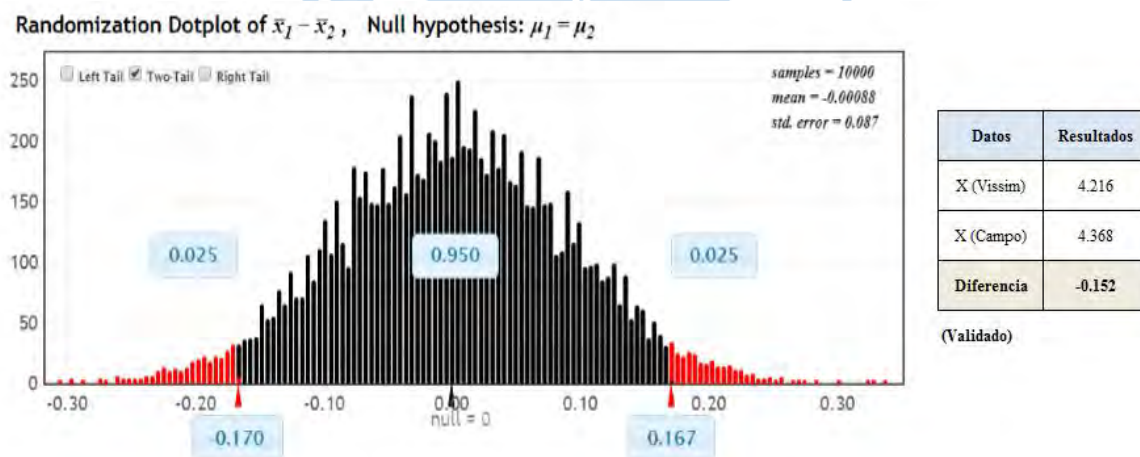


Figura 3.40 Uso de la prueba de hipótesis nula para la validación del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 2. Fuente: StatKey (2019)

Para cumplir con la fase de validación de todo el modelo de microsimulación finalmente se analiza tramo 3. Los resultados de la prueba estadística de hipótesis nula al 95% de confianza delimitaron un rango de aceptación entre -0.300 a 0.304 siendo la diferencia de las medias de los tiempos viaje de los vehículos entre el programa Vissim 11 y las mediciones de campo de 0.191. Al encontrarse esta última diferencia dentro del área de no rechazo, se cumple la hipótesis nula y así podemos decir que todo el modelo de microsimulación se encuentra validado tal como se aprecia en la figura 3.41.

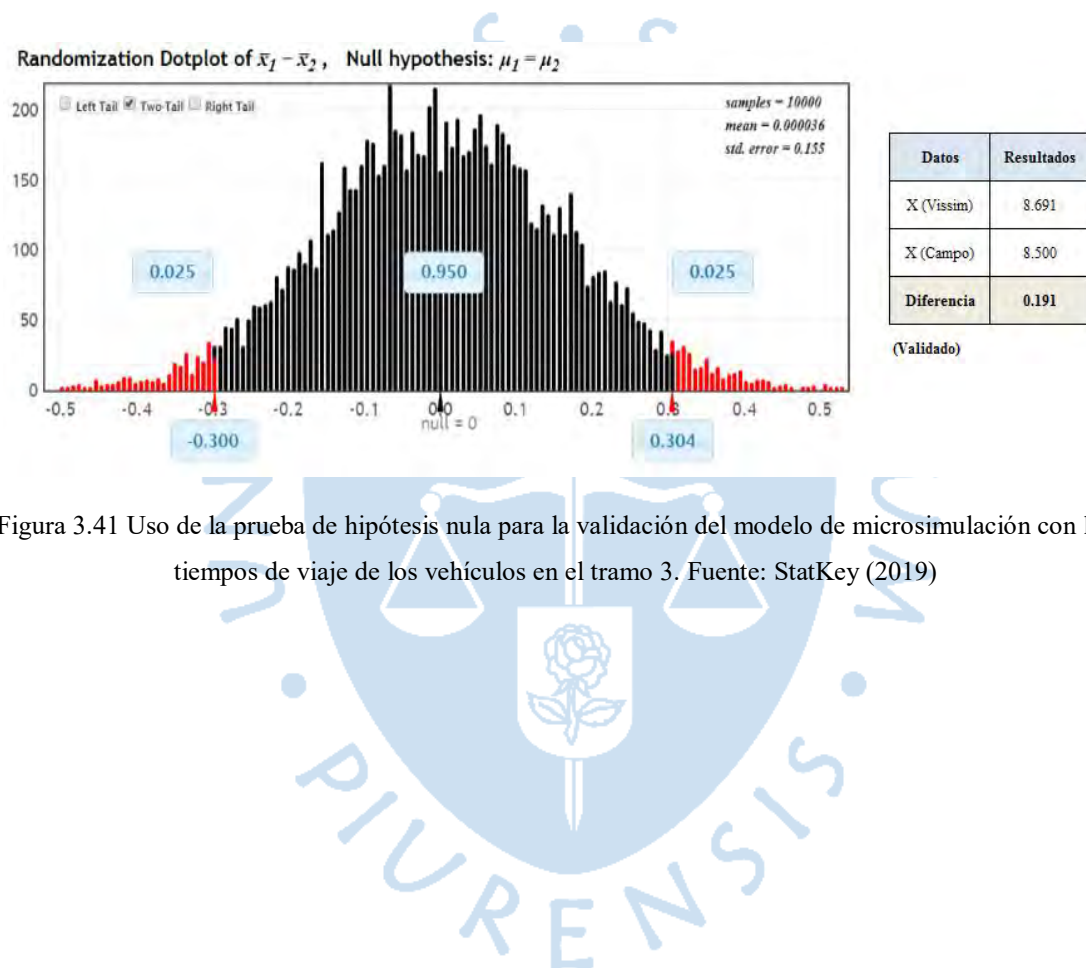


Figura 3.41 Uso de la prueba de hipótesis nula para la validación del modelo de microsimulación con los tiempos de viaje de los vehículos en el tramo 3. Fuente: StatKey (2019)

Capítulo 4

Resultados

En este capítulo se evaluarán los resultados de la aplicación de la metodología HCM 2010 y los reportes obtenidos de los softwares de Synchro 10 y Vissim 11 en el análisis del comportamiento operacional de los vehículos dentro del área estudio.

Es importante indicar que la evaluación de todos estos resultados, estarán orientados a validar las hipótesis formuladas y los objetivos planteados en el presente trabajo de investigación. A continuación explicaremos cada una de las respuestas obtenidas al comparar estos tres modelos que evalúan las demoras por control y niveles de servicio del sistema vial estudiado.

4.1. Objetivo Específico 1 - Evaluación de resultados entre HCM 2010 y Synchro 10.

En la formulación de la primera hipótesis expuesta en el capítulo 1, se indica que la metodología HCM 2010 y el software Synchro 10 a pesar de basarse en parámetros semejantes y pertenecer a la misma escala de modelación macroscópica, presentan diferentes resultados en el análisis operacional de vehículos. Para validar esta hipótesis presentaremos cada una de las diferencias encontradas al utilizar el HCM 2010 y el programa Synchro 10.

4.1.1. Evaluación de resultados en intersecciones semaforizadas. La primera diferencia encontrada dentro de este análisis, se detecta al comparar los valores de los factores de reducción de giros a la izquierda y a la derecha en el cálculo del flujo de saturación. En la tabla 4.1 se puede apreciar en resumen, los resultados obtenidos de los factores de reducción tanto por HCM 2010 como por Synchro 10 en el cruce del jirón Alonso de Molina con la avenida Central, única intersección semaforizada del área de estudio que presenta esta clase de giros.

Tabla 4.1: Comparación de resultados entre los factores de reducción f_{LT} y f_{RT} calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en la intersección 3.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Accesos	Intersección 3: Jr. Alonso de Molina con Av. Central			
	HCM 2010		Synchro 10 reporte HCM	
	f_{LT}	f_{RT}	f_{LT}	f_{RT}
Acceso 1 (SB)	0.589	0.893	0.389	0.961
Acceso 2 (NB)	0.576	0.880	0.546	0.969
Acceso 3 (WB)	0.961	0.917	0.931	0.964
Acceso 4 (EB)	0.918	0.919	0.884	0.980

Si analizamos los resultados mostrados en la tabla 4.1 y revisamos el procedimiento utilizado para el cálculo de estos valores, podemos concluir que estas diferencias se deben en primer lugar a que el HCM 2010 no presenta dentro de su metodología una fórmula que pueda calcular el factor de reducción por la presencia de giros en U dentro de la intersección 3. Otra de las razones que influye en las diferencias de estos valores se debe a que el programa Synchro 10 utiliza para el cálculo de los factores de reducción por giros, las formulas de la metodología HCM 2000 tal como se muestra en el marco teórico en las formulas 2.60, 2.61 y 2.62. Estas diferencias detectadas impactan directamente en el cálculo de los flujos de saturación, capacidad y grados de saturación de cada acceso. En la Tabla 4.2 se pueden apreciar las diferencias que existen entre los valores de los grados de saturación entre la metodología HCM 2010 y el software Synchro 10 en la intersección 3. Nótese también que los valores de los grados de saturación en las intersecciones semaforizadas 5 y 6 no varían mucho. Esto se debe a que los vehículos que transitan por estas intersecciones no realizan giros a la izquierda y a la derecha que afecten la capacidad de los accesos.

Tabla 4.2: Comparación de resultados entre los grados de saturación (X) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en las tres intersecciones semaforizadas del área de estudio.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Intersección Semaforizada	Accesos	HCM 2010 $X = v/C$	Synchro 10 reporte HCM $X = v/C$
<i>Intersección 3: Jr. Alonso de Molina con Av. Central</i>	<i>Acceso 1 (SB)</i>	0.572	0.536
	<i>Acceso 2 (NB)</i>	0.852	0.580
	<i>Acceso 3 (WB)</i>	1.273	1.060
	<i>Acceso 4 (EB)</i>	1.707	1.480
<i>Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal</i>	<i>Acceso 3 (WB)</i>	0.553	0.580
	<i>Acceso 4 (EB)</i>	0.501	0.530
<i>Intersección 6 – Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo</i>	<i>Acceso 2 (NB)</i>	0.723	0.720
	<i>Acceso 4 (EB)</i>	0.363	0.480

La segunda diferencia detectada entre los resultados de HCM 2010 y Synchro 10 se presenta en algunos valores de demoras por control y niveles de servicio HCM. En la tabla 4.3, se puede apreciar que al comparar los niveles de servicio en la intersección 3, los resultados coinciden en un valor de F, lo cual indica un comportamiento operacional forzado o congestionado del sistema. Sin embargo, al analizar las demoras por control de la misma intersección encontramos una diferencia de 51.281 segundos entre ambos resultados. En la tabla 4.3, también se puede apreciar que para el caso de las intersecciones 5 y 6, los valores calculados en las demoras por control y niveles de servicio son totalmente distintos. Además de esto se puede identificar en la misma tabla, una tendencia en las respuestas obtenidas por la metodología HCM 2010. En donde se visualiza que los valores calculados son superiores a los reportes emitidos por el programa Synchro 10, a pesar que ambos utilizan los mismos datos de entrada y la misma escala de modelación.

Tabla 4.3: Comparación de los resultados de las demoras por control (*DI*) y niveles de servicio (*LOS*) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en las tres intersecciones semaforizadas del área de estudio.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Intersección Semaforizada	HCM 2010		Synchro 10	
	Demora por Control D_I (Seg.)	Nivel de Servicio	Demora por Control D_I (Seg.)	Nivel de Servicio reporte HCM
<i>Intersección 3: Jr. Alonso de Molina con Av. Central</i>	132.881	F	81.600	F
<i>Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal</i>	15.695	B	6.800	A
<i>Intersección 6 – Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo</i>	36.934	D	12.400	B

La tercera diferencia encontrada entre los resultados de HCM 2010 y Synchro 10 se puede visualizar, al comparar los porcentajes de los índices de utilización de capacidad de intersecciones (ICU %) de Synchro 10, con los porcentajes de la relación volumen – capacidad de la intersección (v/C %) calculados por HCM 2010. En la tabla 4.4 se puede apreciar en resumen, que las repuestas de v/C % presentan valores superiores a los ICU %. Sin embargo al observar en esta misma tabla los valores de los niveles de servicio ICU únicamente encontramos una diferencia en la intersección 6. Esto debido a que el máximo valor del nivel de servicio A en ICU es 55%.

Tabla 4.4: Comparación de porcentajes de capacidad en intersecciones semaforizadas entre HCM 2010 y Synchro 10.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Intersección Semaforizada	HCM 2010		Supuesto ICU	Synchro 10		
	Demora por Control D_I (Seg.)	v/C % de la Intersección		Demora por Control D_I (Seg.)	ICU %	Nivel de servicio ICU
<i>Intersección 3: Jr. Alonso de Molina con Av. Central</i>	132.881	105.125	G	81.600	101.000	G
<i>Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal</i>	15.695	52.936	A	6.800	38.900	A
<i>Intersección 6 – Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo</i>	37.763	60.773	B	12.400	54.600	A

4.1.2. Evaluación de resultados en intersecciones con señalización de Pare. Al comparar los resultados obtenidos en la análisis de intersecciones con señalización de Pare, se identifica claramente que la primera diferencia entre HCM 2010 y Synchro 10 se encuentra en las respuestas de los intervalos críticos. La tabla 4.5 presenta los valores de los intervalos críticos de todos los accesos de las intersecciones 1 y 4. Nótese que en el acceso 1 de la intersección 1, se alcanza un valor de discrepancia de 1.217 segundos. Esto demuestra la diferencia que existe en el cálculo de estos intervalos entre HCM y Synchro, tomando en cuenta que este dato es determinante para hallar los niveles de servicio en este tipo de intersecciones.

Tabla 4.5: Comparación de resultados de intervalos críticos (t_c) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en intersecciones con señalización de Pare.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Intersección con señalización de Pare	Accesos	HCM 2010 Intervalo Crítico Promedio en segundos (t_c)	Synchro 10 Intervalo Crítico Promedio en segundos (t_c)	Discrepancia en resultados en segundos
Intersección 1 - Av. Primavera con Jr. Santa Elena	Acceso 1 (SB)	5.747	6.964	1.217
	Acceso 2 (NB)	5.768	6.958	1.190
	Acceso 3 (WB)	4.164	4.160	0.004
	Acceso 4 (EB)	4.189	4.180	0.009
Intersección 4 - Av. Primavera con Calle el Recuerdo	Acceso 2 (NB)	6.200	6.900	0.700

Adicionalmente en la tabla 4.5 se puede evidenciar, que mientras menos flujos en conflicto presenten los accesos secundarios de la intersección analizada, mejor será la aproximación de los resultados de los intervalos críticos entre HCM y Synchro, tal como se visualiza en el acceso 2 de la intersección 4. Cabe resaltar que en este cruce en forma de T presenta solamente un conflicto, entre el flujo vehicular que va hacia el norte y el flujo vehicular que va hacia el este.

La segunda diferencia encontrada entre HCM 2010 y Synchro 10 se presenta al comparar las respuestas obtenidas en las demoras por control y niveles de servicio. En la tabla 4.6 se puede visualizar que al comparar los resultados de la intersección 1 se presentan diferencias entre los niveles servicio F de HCM 2010 y C de Synchro 10. Lo mismo sucede en los valores

de las demoras por control de esta intersección, en donde se detecta una discrepancia entre ambas respuestas de 48.333 segundos.

Tabla 4.6: Comparación de resultados de demoras por control (*DI*) y niveles de servicio (*LOS*) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en intersecciones con señalización de Pare.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Intersección con señalización de Pare	HCM 2010		Synchro 10	
	Demora por Control D_i (Seg.)	Nivel de Servicio	Demora por Control D_i (Seg.)	Nivel de Servicio reporte HCM
<i>Intersección 1: Av. Primavera con Jr. Santa Elena</i>	69.633	F	21.300	C
<i>Intersección 4 – Av. Primavera con Calle el Recuerdo</i>	10.779	B	0.300	A

En la tabla 4.6 se puede apreciar también que en la intersección 4 los valores de los niveles de servicio entre HCM 2010 y Synchro 10 son totalmente diferentes. De igual forma esta diferencia se manifiesta en las demoras por control donde se detecta una discrepancia de 10.479 segundos.

La tercera diferencia encontrada entre los resultados de HCM 2010 y Synchro 10 se puede visualizar, al comparar los valores ICU% de Synchro 10 versus los porcentajes de la relación volumen – capacidad de la intersección (v/C %) calculados por HCM 2010. En la tabla 4.7 se puede identificar que ambos porcentajes presentan una diferencia de 61.644% en la intersección 1 y de 61.264% en la intersección 4. Las diferencias que presentan estas respuestas hace que se cuestione la utilización de este tipo de indicadores en el análisis del comportamiento operacional de vehículos en intersecciones con señalización de Pare. Cabe resaltar que las respuestas obtenidas en las demoras por control y niveles de servicio por HCM 2010 y Synchro 10 no pueden ser validadas. Esto debido a que ambos modelos pertenecen a una escala macroscópica determinística.

Tabla 4.7: Comparación de porcentajes de capacidad en intersecciones con señalización de Pare entre HCM 2010 y Synchro 10.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Intersección con señalización de Pare	HCM 2010		ICU Supuesto	Synchro 10		
	Demora por Control Di (Seg.)	v/C % de la Intersección		Demora por Control Di (Seg.)	ICU %	Nivel de servicio ICU
Intersección 1: Av. Primavera con Jr. Santa Elena	69.633	30.256	A	21.300	91.900	F
Intersección 4 – Av. Primavera con Calle el Recuerdo	10.779	105.564	G	0.300	44.300	A

4.1.3. Evaluación de resultados en la rotonda Los Delfines. La rotonda Los Delfines es la última intersección del área de estudio, donde se analizarán y se contrastarán las respuestas obtenidas entre la metodología HCM 2010 y el programa Synchro 10. La primera diferencia detectada en los resultados de la rotonda, se presenta en los valores de los flujos circulantes (V_c). En la tabla 4.8 se detalla las discrepancias existentes entre los resultados del HCM 2010 y Synchro 10. Aquí podemos observar que la mayor diferencia en los valores de los flujos circulantes se presenta acceso 1 donde se encuentra ubicada la entrada principal de la Escuela de Dirección de la Universidad de Piura (PAD).

Tabla 4.8: Comparación de resultados entre flujos circulantes (V_c) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en la rotonda Los Delfines

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Rotonda	Accesos	HCM 2010 V_c	Synchro 10 reporte HCM V_c	Discrepancia en resultados en pc/h
Intersección 2 - Rotonda los Delfines	Acceso 1 (SB)	1422.828	1429.00	6.172
	Acceso 2 (NB)	1289.108	1286.00	3.108
	Acceso 3 (WB)	555.138	555.00	0.138
	Acceso 4 (EB)	568.919	568.00	0.919

Estas discrepancias encontradas en los valores de los flujos circulantes impactan directamente en el cálculo de la capacidad y grados de saturación de cada acceso. En la tabla

4.9 se pueden apreciar las diferencias que existen entre los valores de los grados saturación entre la metodología HCM 2010 y el software Synchro 10 en la rotonda Los Delfines.

Tabla 4.9: Comparación de resultados entre los grados de saturación (X) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en la rotonda Los Delfines

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Rotonda	Accesos	HCM 2010 $X = v/C$	Synchro 10 reporte HCM $X = v/C$
Intersección 2 - Rotonda los Delfines	Acceso 1 (SB)	1.373	1.052
	Acceso 2 (NB)	1.247	0.917
	Acceso 3 (WB)	1.835	1.094
	Acceso 4 (EB)	1.726	1.012

Dentro de este análisis comparativo también se evaluaron los niveles de servicio y las demoras por control de la rotonda Los Delfines. Todos estos resultados producto de la aplicación de la metodología HCM 2010 y del uso del software Synchro 10 se resumen en la tabla 4.10. En esta tabla se puede observar que al comparar los niveles de servicio HCM de la rotonda, los resultados coinciden en un valor de F. Lo cual nos indica que el sistema presenta problemas de congestión y que la rotonda funciona muy por encima de su capacidad. Sin embargo la gran diferencia se manifiesta en las demoras por control donde se puede visualizar una discrepancia de hasta 214.322 segundos.

Tabla 4.10: Comparación de los resultados de las demoras por control (DI) y niveles de servicio (LOS) calculados por HCM 2010 y Synchro 10 en la rotonda Los Delfines

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Intersección Semaforizada	HCM 2010		Synchro 10	
	Demora por Control D_1 (Seg.)	Nivel de Servicio	Demora por Control D_1 (Seg.)	Nivel de Servicio reporte HCM
Intersección 2 - Rotonda los Delfines	174.878	F	389.20	F

Otra diferencia encontrada entre los resultados de HCM 2010 y Synchro 10 se puede observar, al comparar los valores ICU% de Synchro 10 versus los porcentajes de la relación volumen – capacidad de la intersección (v/C %) calculados por HCM 2010. En la tabla 4.11 se puede apreciar que los resultados de estos porcentajes alcanzan una discrepancia de hasta 58.071%. Las diferencias en las respuestas también se hacen presentes en los niveles de servicio ICU. Esto debido al que el máximo valor del nivel de servicio G en ICU es 109%.

Tabla 4.11: Comparación de los porcentajes de capacidad en la rotonda Los Delfines entre HCM 2010 y Synchro 10.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Intersección Semaforizada	HCM 2010		ICU Supuesto	Synchro 10		
	Demora por Control D_i (Seg.)	v/C % de la Intersección		Demora por Control D_i (Seg.)	ICU %	Nivel de servicio ICU
<i>Intersección 2 - Ronda los Delfines</i>	174.878	163.371	H	389.20	105.30%	G

4.2. Objetivo Específico 2 - Evaluación resultados en Vissim 11

El software Vissim 11 tal como se indica en el marco teórico, es un programa de microsimulación estocástico que trabaja con el modelo de Wiedemann. Este modelo permite representar a través del ajuste de sus variables el comportamiento psicofísico de los conductores. Lo cual demuestra, que todos los conductores no manejan de la misma forma y que se comportan diferente dependiendo de su estado de ánimo, edad, limitaciones en los sentidos, estado de la infraestructura, tipo de clima, dimensiones del vehículo, etc. Es importante mencionar que no todas estas situaciones pueden ser representadas por la metodología HCM 2010 y el programa Synchro 10. Es por esta razón que en esta parte de la investigación nos enfocaremos en evaluar como la alteración de las variables de Wiedemann, hacen que el modelo de microsimulación represente patrones de viaje vehiculares particulares de la zona de estudio. Estas alteraciones en las variables a su vez también impactan directamente en los valores de las demoras por control y los niveles de servicio. Con este análisis se busca demostrar que el estilo de manejo influye en el desempeño y serviciabilidad de un sistema vial en red, lo cual no puede ser apreciable al microsimular una intersección aislada. Las respuestas obtenidas de este análisis servirán para validar la segunda hipótesis formulada en el presente trabajo de investigación.

4.2.1. Resultados de la media de los tiempos de viaje al modificar los parámetros del modelo de Wiedemann 74. En esta parte de la investigación se puede evidenciar como al modificar los valores de las variables AX, BXadd y BXmult que componen el modelo de Wiedemann, se genera un numero semilla distinto que altera los resultados de los parámetros de eficiencia del modelo construido en el programa Vissim 11. En la Tabla 4.12 se puede visualizar la variación de los resultados de la media de los tiempos de viaje al iterar los parámetros de Wiedemann en los tres tramos identificados en el área de estudio.

Es importante mencionar que el número de evaluaciones realizadas al modificar los parámetros de Wiedemann, está relacionado con los resultados obtenidos en la calibración y validación del modelo. Para nuestro caso, el modelo de microsimulación fue calibrado y validado en la décima evaluación.

Tabla 4.12: Influencia de la variación de los parámetros de Wiedemann en la determinación de las medias de tiempo de viaje de los tramos 1, 2 y 3

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Número de evaluación	Valor de los parámetros de Wiedemann			Software Vissim 11		
	AX	BXadd	BXmult	Media tiempos de viaje - Tramo 1 (seg.)	Media tiempos de viaje - Tramo 2 (seg.)	Media tiempos de viaje - Tramo 3 (seg.)
1	2	2	3	8.302	3.414	9.790
2	2	3	3	8.525	3.542	8.125
3	2	2	1	8.007	4.525	8.923
4	1.5	2	1	7.125	3.722	9.003
5	1.5	1.5	1.5	15.423	11.875	7.252
6	1.5	1.5	2	11.225	14.325	7.022
7	1.5	1.5	2.5	7.009	4.733	8.076
8	1.5	1	2	7.222	4.203	7.922
9	1	1.5	1.5	8.125	3.945	8.812
10	1	1.5	1	7.702	4.224	8.740

En la tabla 4.12 también se puede observar las diferencias que presentan las respuestas generadas en el modelo al cambiar los parámetros de Wiedemann. Esto representaría la sensibilidad y agresividad del conductor dentro de la microsimulación. Lo más resaltante de esta parte de la investigación es la identificación de los valores de los parámetros de Wiedemann para la representación de las dimensiones psicofísicas de los usuarios de la red vial estudiada, una vez calibrado y validado el modelo de microsimulación.

4.2.2. Resultados de las demoras por control y niveles de servicio al modificar los parámetros del modelo de Wiedemann 74. Al modificar los valores de las variables AX, BXadd y BXmult del modelo matemático de Wiedemann 74, también se generan resultados diferentes en las demoras por control de las seis intersecciones que componen el área de estudio. Esto valida que las dimensiones psicofísicas del conductor y peatón, influyen directamente en la eficiencia y serviciabilidad de la red vial evaluada. En la tabla 4.13 se puede apreciar la variabilidad que muestran los resultados de las demoras por control, al modificarse los parámetros de Wiedemann 74.

Tabla 4.13: Influencia de la variación de los parámetros de Wiedemann en el cálculo de las demoras por control utilizando el programa Vissim 11.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Número de evaluación	Valor de los parámetros de Wiedemann			Cálculo de demoras promedio de las seis intersecciones del área de estudio en Vissim 11 (segundos)					
	AX	BXadd	BXmult	Intersec. 1 Señaliz. de Pare	Intersec. 2 Rotonda	Intersec. 3 Semáfor.	Intersec. 4 Señaliz. de Pare	Intersec. 5 Semáfor.	Intersec. 6 Semáfor.
1	2	2	3	27.009	77.544	115.673	10.789	73.447	44.645
2	2	3	3	53.987	87.002	144.254	5.545	65.345	53.565
3	2	2	1	33.423	52.876	190.845	1.233	88.344	73.656
4	1.5	2	1	27.876	100.345	103.545	11.545	59.677	50.645
5	1.5	1.5	1.5	45.789	325.789	194.780	4.865	49.675	37.898
6	1.5	1.5	2	55.622	156.234	201.679	3.509	68.234	42.456
7	1.5	1.5	2.5	29.345	98.678	101.546	0.987	77.109	51.009
8	1.5	1	2	22.456	67.980	109.645	0.278	75.999	24.657
9	1	1.5	1.5	17.875	69.475	117.567	0.897	98.765	19.097
10	1	1.5	1	13.686	46.687	128.001	0.447	90.650	16.590

Debe tomarse en cuenta que estas demoras por control generadas por el programa Vissim 11, representan también comportamientos operacionales particulares que no pueden ser representados en un modelo macroscópico. Entre estos comportamientos particulares podemos mencionar el cambio de carril de los vehículos, la presencia de reductores de velocidad, el giro a la izquierda de un vehículo que se encuentra en el carril derecho, los vehículos que cruzan la intersección en el tiempo de ámbar, los tiempos perdidos generados por la cola de peatones al cruzar la vía, etc. Todas estas particularidades no pueden ser medidas por HCM 2010 y Synchro 10.

En la tabla 4.14 se muestra la variación de los resultados de los niveles de servicio al modificar los parámetros de Wiedemann 74. Aquí podemos apreciar un indicador más claro de cómo el comportamiento del conductor y del peatón presente en el área de estudio impacta directamente en la eficiencia y serviciabilidad de la red vial evaluada.

Tabla 4.14: Influencia de la variación de los parámetros de Wiedemann 74 en la determinación de los niveles de servicio utilizando el programa Vissim 11.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Número de evaluación	Valor de los parámetros de Wiedemann			Calculo de demoras promedio de las seis intersecciones del área de estudio en Vissim 11 (segundos)					
	AX	BXadd	BXmult	Intersec. 1 Señaliz. de Pare	Intersec. 2 Rotonda	Intersec. 3 Semáfor.	Intersec. 4 Señaliz. de Pare	Intersec. 5 Semáfor.	Intersec. 6 Semáfor.
1	2	2	3	D	F	F	B	E	D
2	2	3	3	F	F	F	A	E	D
3	2	2	1	D	F	F	A	F	E
4	1.5	2	1	D	F	F	B	E	D
5	1.5	1.5	1.5	E	F	F	A	D	D
6	1.5	1.5	2	F	F	F	A	E	D
7	1.5	1.5	2.5	D	F	F	A	E	D
8	1.5	1	2	C	F	F	A	E	C
9	1	1.5	1.5	C	F	F	A	F	B
10	1	1.5	1	B	E	F	A	F	B

4.3. Objetivo Específico 3 - Fortalezas y limitaciones del HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11

En esta parte de la investigación realizaremos un análisis comparativo entre los reportes calibrados y validados de las demoras por control y niveles de servicio generados en el programa Vissim 11 y las demoras por control y niveles de servicio obtenidos al utilizar la metodología HCM 2010 y el programa Synchro 10. Los resultados de este análisis servirán para establecer fortalezas y limitaciones de estos tres modelos utilizados para evaluar el comportamiento operacional de los vehículos en el área de estudio. De esta manera, se busca validar la tercera hipótesis formulada en el presente trabajo de investigación.

4.3.1. Análisis de resultados de demoras por control entre HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11. En la tabla 4.15 se pueden identificar claramente los diferentes resultados obtenidos en las demoras por control de todas las intersecciones presentes en el área de estudio al utilizar el HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11. Por ejemplo, se puede visualizar que los valores de las demoras por control en las intersecciones 1, 2 y 5 con el software Vissim 11 se alejan mucho de las respuestas obtenidas por HCM 2010 y Synchro 10. Estas diferencias se deben a la presencia de reductores de velocidad y cruces peatonales a nivel dentro de la avenida Primavera que generan brechas en el modelo de microsimulación. Las brechas impactan directamente en los resultados de las demoras por control del programa Vissim 11, debido a que producen intervalos de tiempo adicionales que eliminan los conflictos producidos por la interacción vehículo - vehículo y peatón - vehículo. Los reductores de velocidad creados en el modelo de microsimulación no pueden ser representados por los modelos macroscópicos de HCM y Synchro. Esto representa una limitación en el cálculo de demoras por control en los modelos macroscópicos para nuestro caso de estudio.

Tabla 4.15: Análisis comparativo de valores de la demoras por control entre Vissim 11, HCM 2010 y Synchro 10

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Modelo Utilizado	Análisis comparativo de demoras por control promedio en las seis intersecciones presentes en el área de estudio (segundos)					
	Intersección 1 Señalización de Pare	Intersección 2 Rotonda	Intersección 3 Semaforizada	Intersección 4 Señalización de Pare	Intersección 5 Semaforizada	Intersección 6 Semaforizada
HCM 2010	69.633	174.878	132.881	10.779	15.695	36.934
Synchro 10	21.300	389.200	81.600	0.300	6.800	12.400
Vissim 11	13.686	46.687	128.001	0.447	90.650	16.590

Otra particularidad de la zona de estudio que influye directamente en las diferencias que presentan resultados de la tabla 5 se debe a las demoras adicionales que causan los peatones al cruzar. Nótese en la figura 4.1 como la cola de peatones en la intersección 5, impide el movimiento de los vehículos cuando el semáforo se encuentra en el intervalo de verde. Esto produce una demora adicional en el sistema que no puede ser medida por HCM y Synchro y representa una limitación para ambos modelos. Es importante mencionar que para modelamiento de la intersección semaforizada 5 en el programa Synchro 10 se tuvo que

incorporar un artificio en donde se asumía un flujo vehicular cero en los accesos 1 (SB) y 2 (NB) para representar el paso de los peatones. Con este artificio se fuerza la simulación en el programa Synchro 10 alterando el comportamiento operacional de la intersección 5 y el resultado de la demora por control.



Figura 4.1 Diferencias en la evaluación de demoras por control en la intersección semaforizada 5 entre Synchro 10 y Vissim 11

Fuente: Propia (2019)

En la intersección 2, donde se ubica la rotonda Los Delfines en la tabla 4.15 también podemos encontrar diferencias en los resultados de las demoras por control. Aquí se puede visualizar que el programa Synchro 10 calcula una demora por control de 389.200 segundos. Este resultado presenta una discrepancia de 214.322 segundos con HCM 2010 y de 342.513 segundos con el programa Vissim 11. Esta diferencia encontrada se puede justificar considerando que Synchro 10 y HCM 2010 calculan valores de demoras con un bajo nivel de agresividad de los conductores. Al alterar los parámetros de Wiedemann 74 en el modelo de microsimulación, se altera también el comportamiento psicofísico del conductor, lo que hace que la simulación se comporte como en la realidad. Este comportamiento agresivo disminuye las brechas presentes entre vehículo - vehículo y aumenta el número de maniobras de sobrepaso en el modelo de microsimulación tal como se visualiza en la figura 4.2. La alteración de brechas y maniobras de sobrepaso en el modelo de microsimulación hace que se puedan simular características propias de la zona de estudio que no pueden ser representadas por los modelos de HCM 2010 y Synchro 10.

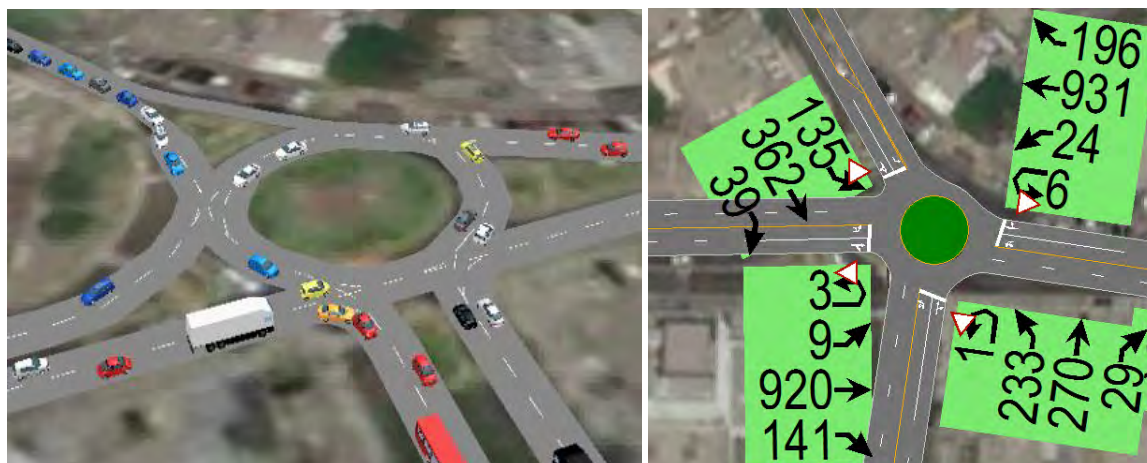


Figura 4.2 Diferencias en la evaluación de demoras por control en la rotonda Los Delfines entre Synchro 10 y Vissim 11

Fuente: Propia (2019)

A continuación analizaremos las demoras por control de las intersecciones 4 y 6 en la tabla 4.15. Aquí podemos observar que los resultados obtenidos en los softwares Vissim 11 y Synchro 10 son muy cercanos. Por ejemplo en la intersección 4, las demoras por control presentan una mínima diferencia de 0.147 segundos. Lo mismo sucede en la intersección 6, donde la discrepancia alcanza un valor de 4.190 segundos. Cabe resaltar que estas diferencias detectadas en las demoras por control no son representativas y podremos afirmar que ambos programas están representando las características reales de operación en las intersecciones analizadas. La semejanza de los resultados tanto de Vissim 11 como de Synchro 10 se puede justificar considerando el número mínimo de conflictos que se presentan en las intersecciones 4 y 6, al evaluar la interacción vehículo - vehículo y vehículo - peatón. Sin embargo si comparamos los valores de demora por control de los softwares Vissim 11 y Synchro 10 con las repuestas obtenidas por metodología HCM 2010, podemos detectar diferencias en los resultados. Estas diferencias se pueden sustentar si se toma en cuenta que HCM 2010 considera únicamente para el análisis del comportamiento del sistema en red, el factor de ajuste por presencia de intersecciones aguas arriba (I) calculado para intersecciones semaforizadas con la ecuación 2.28. Este valor único no es suficiente para representar el comportamiento en red del sistema vial estudiado.

Con los valores de las demoras por control presentados en la tabla 4.15 también se pudo identificar que el cruce vial que presenta menos variabilidad en los resultados entre HCM 2010 y Vissim 11 es la intersección semaforizada 3. Aquí se pudo determinar una diferencia de 4.88 segundos a pesar de ser la intersección semaforizada con la mayor cantidad de

conflictos en el área de estudio. Estos resultados podrían indicarnos que mientras más conflictos se generen en las intersecciones semaforizadas, los valores de las demoras por control calculados por HCM 2010 presentan una mayor aproximación a los resultados obtenidos en Vissim 11. Sin embargo es importante indicar que los resultados determinados en la presente investigación no son suficientes para poder afirmar esta conclusión, ya que se necesitaría contar con un mayor número de intersección semaforizadas con características similares a la intersección 3.

4.3.2. Análisis de resultados de niveles de servicio entre HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11. Con los valores de las demoras por control se determinaron los niveles de servicio de todas intersecciones que componen el área de estudio. En la tabla 4.16 se presenta el resumen de los resultados de los niveles de servicio obtenidos al utilizar la metodología HCM 2010 y los softwares de simulación Synchro 10 y Vissim 11. Aquí podemos apreciar que las principales diferencias detectadas entre los resultados del modelo estocásticos de Vissim y los modelos determinísticos de HCM 2010 y Synchro se presentan en las intersecciones 1, 5 y 6.

Tabla 4.16: Análisis comparativo de valores de niveles de servicio entre HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Modelo Utilizado	Análisis comparativo de niveles de servicio HCM en las seis intersecciones presentes en el área de estudio					
	Intersección 1 Señalización de Pare	Intersección 2 Rotonda	Intersección 3 Semaforizada	Intersección 4 Señalización de Pare	Intersección 5 Semaforizada	Intersección 6 Semaforizada
HCM 2010	F	F	F	B	B	D
Synchro 10	C	F	F	A	A	B
Vissim 11	B	E	F	A	F	B

Es importante mencionar que si se desea proponer medidas de solución para mejorar el comportamiento operacional de la red estudiada, el diseñador necesita tener indicadores claros que le permitan identificar los problemas reales de la red. El mal cálculo de estos indicadores dará como consecuencia que las posibles medidas de solución utilizadas en el diseño no sean capaces de solucionar los problemas reales del sistema estudiado. Basado en

todas estas consideraciones en las tablas 4.17, 4.18 y 4.19 se resumen las fortalezas y limitaciones encontradas en la presente investigación al utilizar la metodología HCM 2010 y los softwares Synchro 10 y Vissim 11 para evaluar el comportamiento operacional de la red vial presente en el área de estudio.

Tabla 4.17: Fortalezas y limitaciones del HCM 2010

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Modelo Utilizado	Fortalezas	Limitaciones
HCM 2010	- Cuenta con fórmulas e información base para calcular de forma indirecta el flujo de saturación, la capacidad, la relación volumen capacidad, las demoras por control y niveles de servicio. - Para el cálculo de demoras por control y niveles de servicio requiere de una menor cantidad de información de campo comparado con los modelos de microsimulación. - Al ser una metodología determinística, los cálculos de los indicadores de operación vehicular son más rápidos. - Al conocer todas las variables y formulas de la metodología HCM es fácil identificar posibles errores de cálculo.	- Esta metodología no considera la influencia del comportamiento psicofísico del conductor en los cálculos de demoras por control y niveles de servicio - No es capaz de representar la influencia de los reductores de velocidad en el cálculo de demoras por control. - No toma en cuenta la influencia de los giros de los vehículos en U en el cálculo de flujos de saturación, grados de saturación y demoras por control en intersecciones semaforizadas y con señalización de Pare. - Para el caso de rotondas e intersecciones con señalización de Pare esta metodología no considera la influencia de las intersecciones ubicadas aguas arriba y aguas abajo (Comportamiento en red) en el cálculo de demoras por control y niveles de servicio. - No es posible calibrar y validar los resultados obtenidos de demoras por control y niveles de servicio. - La presencia de peatones en intersecciones y rotondas es considerado únicamente para el cálculo de factores de reducción en los giros de los vehículos a la izquierda y a la derecha. - Para el cálculo de las demoras por control esta metodología no considera los tiempos perdidos que se producen por la iteración peatón-vehículo cuando las personas generan colas al transitar por los cruces tipo cebra. - Para el cálculo de las demoras por control esta metodología no considera las maniobras de adelantamiento de los vehículos.

Tabla 4.18: Fortalezas y limitaciones del Synchro 10

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Modelo Utilizado	Fortalezas	Limitaciones
Synchro 10	- Al igual que el HCM 2010, para el cálculo de demoras por control y niveles de servicio requiere de una menor cantidad de información de campo comparado con los modelos de microsimulación. - Este software al utilizar un modelo determinístico, los cálculos de demoras por control y niveles de servicio son más rápidos. - Es capaz de evaluar la influencia de las intersecciones ubicadas aguas arriba y aguas abajo (Comportamiento en red) en el cálculo de demoras por control y niveles de servicio. - Este software utiliza sus propias formulas e indicadores de operación vehicular como los índices de utilización de capacidad (ICU) para evaluar los niveles de servicio ICU en intersecciones semaforizadas. - Generar el modelo de una red vial en este software es sencillo. Se pueden obtener resultados rápidos de todas las intersecciones a través de la generación de reportes.	- Este software no considera la influencia del comportamiento psicofísico del conductor en los cálculos de demoras por control y niveles de servicio - No es capaz de representar la influencia de los reductores de velocidad en el cálculo de demoras por control. - No es posible calibrar y validar los resultados obtenidos de demoras por control y niveles de servicio. - La presencia de peatones en intersecciones y rotondas es considerado únicamente para el cálculo de factores de reducción en los giros de los vehículos a la izquierda y a la derecha. - Para el cálculo de las demoras por control este software no considera los tiempos perdidos que se producen por la iteración peatón-vehículo cuando las personas generan colas al transitar por los cruces tipo cebra. - No es posible representar dentro del modelo, las maniobras de adelantamiento que realizan los vehículos y la influencia de estas, en el cálculo de demoras por control. - Este software presenta dificultades para el modelamiento de intersecciones con semáforos peatonales. - Los valores de brechas considerados en el modelamiento de intersecciones con señalización de pare y rotondas son muy conservadores y alejados del comportamiento real de los conductores Peruanos. Estos valores alteran los resultados de las demoras por control y niveles de servicio. - Este software puede representar dentro del modelo únicamente una composición vehicular formada por vehículos ligeros y pesados. - El software considera que todos los vehículos circulan a una velocidad promedio.

Tabla 4.19: Fortalezas y limitaciones del Vissim 11.

Fuente: Elaboración Propia (2019)

Modelo Utilizado	Fortalezas	Limitaciones
Vissim 11	- Este software considera dentro de su análisis la influencia del comportamiento psicofísico del conductor en los cálculos de demoras por control y niveles de servicio. - Vissim es capaz de representar dentro de su modelo la influencia de los reductores de velocidad en el cálculo de demoras por control a través del comando Reduced Speed. - Es posible calibrar y validar los resultados obtenidos en los reportes generados por Vissim con las mediciones de campo, utilizando medidas de eficiencia como por ejemplo tiempos de viaje, longitudes de cola, velocidades de circulación, etc. - La presencia y trayectoria de recorrido de los peatones en intersecciones y rotondas influye en el cálculo de demoras por control. - Para el cálculo de demoras por control este software considera los tiempos perdidos generados por las maniobras de adelantamiento de los vehículos. - Los valores de brechas considerados en el modelamiento de intersecciones con señalización de pare y rotondas son calibrados y validados en función a los parámetros de Wiedemann. - El software puede representar en el modelo de microsimulación diferentes composiciones vehiculares. Inclusive algunas de ellas pueden ser generadas e importadas del google sketchup. - Para representar la velocidad individual de los vehículos se pueden generar gráficos de distribución de velocidades dentro del Vissim.	- Este software al utilizar un modelo Estocástico, los cálculos de demoras por control requiere de una mayor cantidad de información de campo comparado con los modelos de determinísticos. - Mientras mayor sea el numero intersecciones presentes en el modelo de Vissim mayor será el tiempo que se necesita para calibrar y validar la microsimulación. - No es posible generar reportes de flujos de saturación y relaciones de volúmenes y capacidad (indicadores presentes en el HCM y Synchro).



Capítulo 5

Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones

- Por medio del análisis comparativo entre los resultados del HCM 2010 y Synchro 10 en la intersección 3 se comprueba, que los valores de los factores de reducción f_{LT} y f_{RT} utilizados en el cálculo del flujo saturación presentan diferencias. Estas discrepancias se justifican tomando en cuenta que HCM 2010 dentro de su metodología no presenta fórmulas que puedan representar factores de reducción para giros en U en intersecciones semaforizadas. Otra de las variables que influyo en la diferencia de estos resultados son las fórmulas de los factores f_{LT} y f_{RT} utilizadas por el software Synchro 10 que pertenecen a la metodología HCM 2000, tal como se demuestra en el manual de usuario del programa y en el marco teórico del presente trabajo de investigación. Estos resultados afectan directamente a los resultados de los grados de saturación, capacidad, demoras por control y niveles de servicio de la intersección 3.
- Al contrastar los valores obtenidos en las demoras control y niveles de servicio utilizando la metodología HCM 2010 y el software Synchro 10, se identificaron diferencias en las intersecciones con señalización de Pare 1 y 4. El principal motivo de estos resultados se debe a las discrepancias presentes en los intervalos críticos calculados (t_c), los cuales varían entre intervalos de 0.004 segundos hasta los 1.217 segundos en cada uno de los accesos analizados. Este último influye en los valores de capacidad de los accesos y en los resultados del análisis de operacional de las intersecciones estudiadas.
- Se demuestra por los resultados obtenidos, que los valores de los niveles ICU en el programa Synchro alcanzan una buena aproximación del comportamiento operacional de los vehículos en intersecciones semaforizadas. Sin embargo en intersecciones con señalización de pare y rotondas, los valores ICU se alejan del comportamiento real del sistema vial analizado. Esto debido principalmente a las brechas generadas por los conductores, a la

presencia de paraderos de buses en algunos accesos, a la presencia de peatones y a las maniobras de cambio de carril de los vehículos.

- Se identificaron diferencias en los valores de los niveles de servicio, demoras por control y grados de saturación en la rotonda Los Delfines al contrastar los resultados obtenidos entre HCM 2010 y Synchro 10. Estas discrepancias se deben principalmente a los flujos circulantes (V_c) calculados, los cuales presentan un intervalo de variación que oscila entre los 0.138 pc/h hasta los 6.172 pc/h en los 4 accesos evaluados. Este último afecta directamente los valores de capacidad de los accesos y el resultado de la demora por control de la rotonda.

- Utilizando la recolección de datos en campo y los reportes del programa Vissim 11, se verifico que las variables del modelo de Wiedemann 74 que obtuvieron resultados cercanos al comportamiento operacional real de la red vial estudiada es $AX = 1$, $BX_{add} = 1.5$ y $BX_{mult} = 1$. Estos valores fueron respaldados a través de una calibración y una validación estadística de una muestra representativa, tomando como parámetro de eficiencia tres tramos de la red vial, donde se contrastaron los tiempos de viaje de los vehículos, tal como se demuestra en el acápite de resultados.

- Al alterar diez veces los valores numéricos de AX , BX_{add} y BX_{mult} que pertenecen al modelo matemático de Wiedemann 74, se puede visualizar como los valores promedio de las demoras por control y niveles de servicio obtenidos en los reportes del programa Vissim 11, presentan grandes discrepancias. Con estos resultados se valida como las dimensiones psicofísicas de los conductores y peatones influyen directamente en la eficiencia y serviciabilidad de la red vial evaluada.

- Después de comparar los resultados obtenidos en HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11, se pudo detectar diferencias en las respuestas de las demoras por control y niveles de servicio en las intersecciones 1 y 5. Estas discrepancias varían entre valores máximos de 55.974 segundos en la intersección 1 y 83.850 segundos en la intersección 5. Esto se debe a la presencia de reductores de velocidad y cruces peatonales a nivel dentro de la avenida Primavera, lo que genera intervalos críticos y brechas entre los vehículos. Esto genera un

impacto directo en los resultados de Vissim 11 que no puede ser medido por HCM 2010 y Synchro 10.

- Por medio de la microsimulación en Vissim 11 se pudo comprobar como la presencia y densidad de peatones en los cruces tipo cebra, genera colas vehiculares en algunos accesos de las intersecciones estudiadas en el intervalo de verde del semáforo. Esta demora adicional en el sistema, que no puede ser medida por HCM 2010 y el Synchro 10 representando así una gran limitación para ambos modelos en el análisis operacional de intersecciones semaforizadas.

- Utilizando el análisis comparativo se detectaron diferencias en los valores de las demoras por control al contrastar los resultados del HCM 2010, Synchro 10 y Vissim 11 en la rotonda Los Delfines. Aquí se puede visualizar que el programa Synchro 10 calcula una demora por control de 389.200 segundos. Este resultado presenta una discrepancia de 214.322 segundos en comparación con los resultados del HCM 2010 y de 342.513 segundos con los reportes del programa Vissim 11. Estas diferencias se pueden sustentar tomando en cuenta el bajo nivel de agresividad de los conductores que considera el HCM 2010 y el programa Synchro 10.

- La alteración de la unidad de coche patrón no influye significativamente en los resultados obtenidos en el HCM 2010 y Synchro 10. Esta variable adaptada a la composición vehicular peruana no genera una buena aproximación del comportamiento operacional real de una intersección, si es comparado con un modelo de microsimulación.

- Con esta investigación se concluye que el comportamiento en red de un sistema vial y las diferentes formas de regulación en las intersecciones producen resultados diferentes en una microsimulación, si es comparado con un modelo donde solo se considera la microsimulación de una intersección aislada.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda continuar con este tipo de investigaciones que evalúan el comportamiento operacional de intersecciones en el Perú, incluyendo el comportamiento psicofísico de los peatones a través de modelos de microsimulación. Un ejemplo de ello es el modelo de fuerza social, donde se analiza no solamente la presencia de los peatones sino también las trayectorias al caminar, el sexo y la edad de las personas.

- Para el presente trabajo de investigación se ha considerado la evaluación de las respuestas obtenidas en la metodología HCM 2010 y los programas de simulación Synchro 10 y Vissim 11. Se recomienda profundizar en el alcance de este estudio comparando los resultados obtenidos con otros modelos de simulación como SIDRA y el AIMSUN para la evaluación de la aplicabilidad de estos softwares dentro de una realidad peruana.

- Finalmente los resultados de este trabajo de investigación sirven para generar conciencia en nuestras autoridades. La falta de normas y reglamentos que evalúen y regulen el comportamiento del parque automotor y la infraestructura vial, incrementan la congestión vehicular que afecta la calidad de vida de las personas en las diferentes ciudades en el Perú. Se recomienda la implementación de una norma para la evaluación operacional de vías futuras y existentes adaptada a una realidad peruana.

Bibliografía

- Albrieu, M. y. (2012). Recomendaciones para la aplicación de la metodología del HCM para intersecciones semaforizadas en Argentina. Córdoba - Argentina: Universidad Nacional de Córdoba.
- Benekohal, R., Elzohairy, Y., & Saak, J. (2001). Comparison of Delays from HCM, Synchro, PASSER II, Illinois: The Illinois Department of Transportation.
- Burghout, W. (2004). A note on the number of replication runs in stochastic traffic simulation models. Stockholm, Sweden: Centre for Traffic Research: Royal Institute of Technology.
- Burgos, V., & Fernández, R. (2004). How public transport is being modelled in microscopic traffic simulators? Santiago de Chile: Association for European Transport 2004.
- Cabrera, F. (2010). ¿Pueden los modelos Macro-determinísticos y Microsimulación analizar adecuadamente las intersecciones semaforizadas en Lima? Lima Perú: PUCP.
- Cal y Mayor, R. y. (2007). Ingeniería de Tránsito. Mexico D.F.: Alfaomega.
- Casares, A., & Galarraga, J. (2015). Calibración del Modelo de Seguimiento de VISSIM en carreteras multicarriles de Uruguay. Montevideo - Uruguay: XXIX Congreso Nacional de Pesquisa em transporte da ANPET.
- CIHT. (2006). Traffic Micro-Simulation Modelling. Londres: The Chartered Institution of Highways & Transportation.
- Fellendorf, M., & Vortisch, P. (2001). Validation of the microscopic traffic flow model VISSIM in different real-world situations. Washington DC.: Transportation Research Board.
- Fernández, R. (2008). Elementos de la teoría del tráfico vehicular. Santiago de Chile: Universidad de Los Andes.
- FHWA, F. H. (2004). Traffic Analysis Toolbox Volumen III: Guidelines for Applying Traffic Microsimulation Modeling Software. Washington D.C. : FHWA.
- Flores, Y. (2016). Micro-Simulación de la intersección de la Avenida Universitaria con la Avenida Bolívar utilizando los software Vissim y Viswalk 8. Lima - Perú: PUCP.

Fontalvo, K. (2013). Modelación del tránsito vehicular con el software PTV Vissim tramo Bomba El Gallo - Bomba El Amparo. Cartagena Colombia: Universidad de Cartagena.

Gibson, J. (2001). Teoría de Flujos Vehiculares. Santiago, Chile: Mauro Huenupi.

Guisado Rojas, C. A. (2015). Análisis de sensibilidad de los parámetros psico-físicos del modelo de seguimiento vehicular Vissim 6.0. Lima, Perú: PUCP.

Hillston, J. (2003). Model Validation and Verification. Edinburgh - Scotland: School of Informatics The University of Edinburgh Scotland.

Hollander, Y., & Liu, R. (2008). Transportation - The principles of calibrating traffic microsimulation. <https://doi.org/10.1007/s11116-007-9156-2>: Springer US.

Kuhne, R., & Michalopoulos, P. (1992). Traffic flow Theory. Washington D.C.: FHWA.

Mathew, T. V. (2014). Transportation Systems Engineering. Bombay, India: Indian Institute of Technology.

Pinochet, T. (2012). Análisis de Modelos de Capacidad y Demora en intersecciones Prioritarias. Santiago de Chile.

PTV Group. (2014). PTV Vissim FAQs. Recuperado el 27 de Mayo del 2018, de PTV GROUP: <http://vision-traffic.ptvgroup.com/en-uk/training-support/support/ptv-vissim/faqs/>.

Subramanian, H. (1996). Estimation of Car-Following Models. Massachusetts, EEUU: The Department of Civil and Environmental Engineering.

Trafficware, L. (2014). Synchro Studio 9 - Traffic Signal Optimization and Simulation Modeling Software User Guide. United States of America.: Trafficware, LLC.

TRB. (2000). HCM 2000 Highway Capacity Manual. Washington D.C.: Transportation Research Board.

TRB. (2010). HCM 2010, Highway Capacity Manual. Washington D.C.: Transportation Research Board.

TRB. (2011). 75 Years of the Fundamental Diagram for Traffic Flow Theory - Greenshields Symposium. Washington, DC: Transportation Research Board.

Valladares, A. d. (2016). Comparación de un Enfoque Macroscópico y otro Microscópico al estimar las demoras por la congestión urbana. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

Vera Lino, F. J. (2012). Aplicabilidad de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 para analizar intersecciones semaforizadas en Lima. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Wiedemann, R., & Reiter, U. (1992). Microscopic traffic simulation: the simulation system Mission, background and actual state. Brussels - Belgium: CEC project ICARUS (V1052) final report.

Woody, T. (2006). Calibrating Freeway Simulation Models in VISSIM. Seattle - Washington: University of Washington.

Zambrano, J. (2008). Modelado y Simulación a nivel mesoscópico mediante redes de Petri Híbridas del tráfico urbano en la ruta del Trolmérida. Mérida, Venezuela: Universidad de Los Andes Mérida.

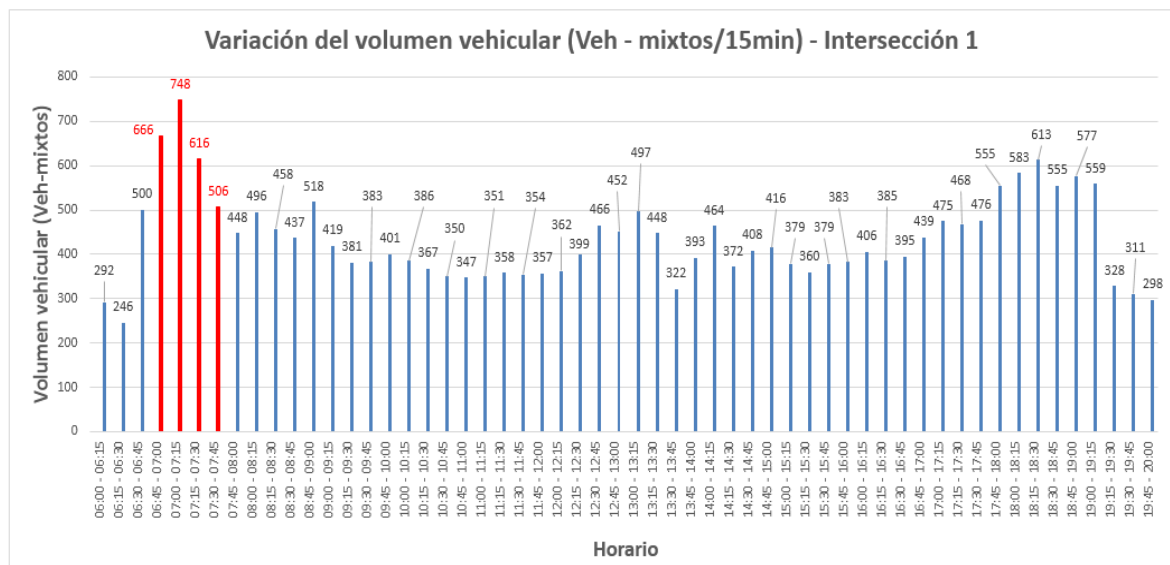




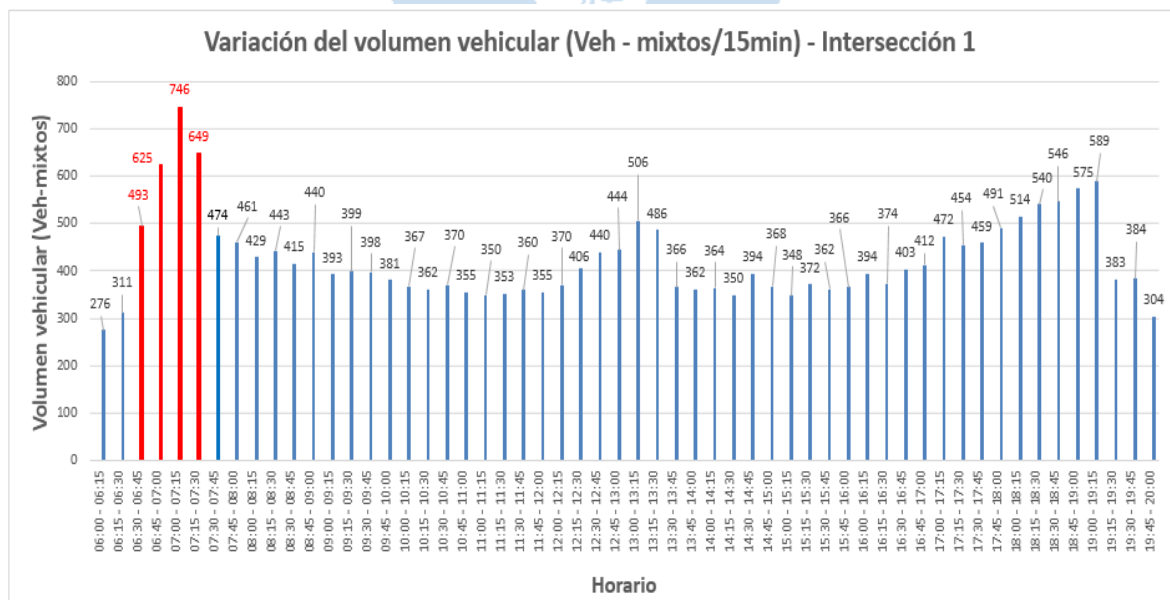
Anexo A

Procesamiento de datos de aforos y flujogramas.

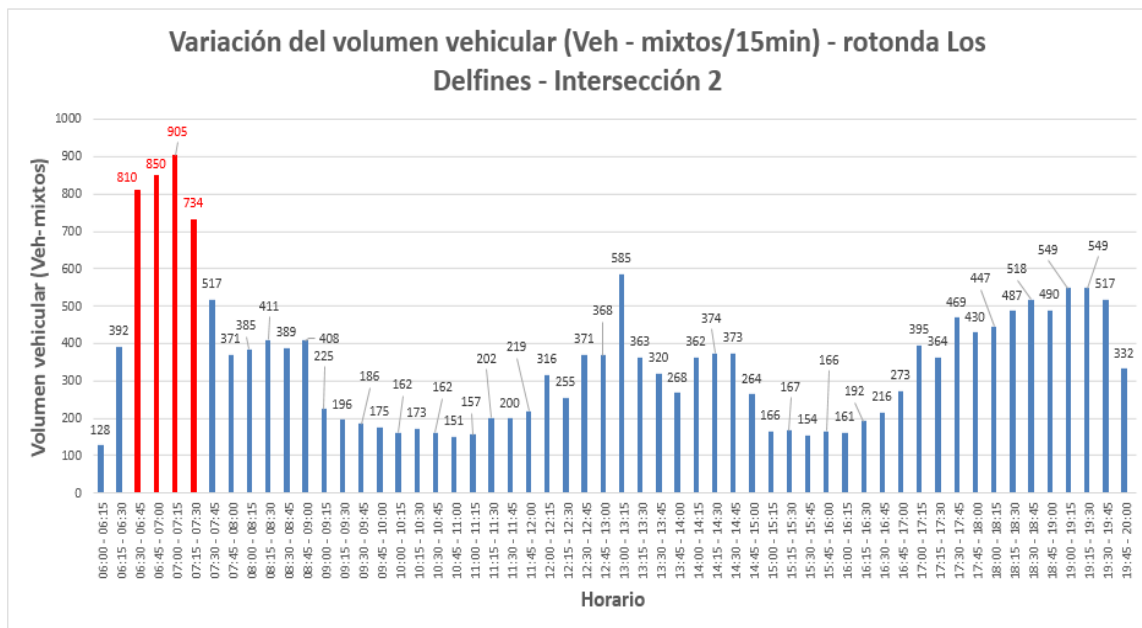
A.1. Variación del volumen vehicular Intersección 1 – Av. Primavera con Jr. Santa Elena – 16 de agosto del 2016.



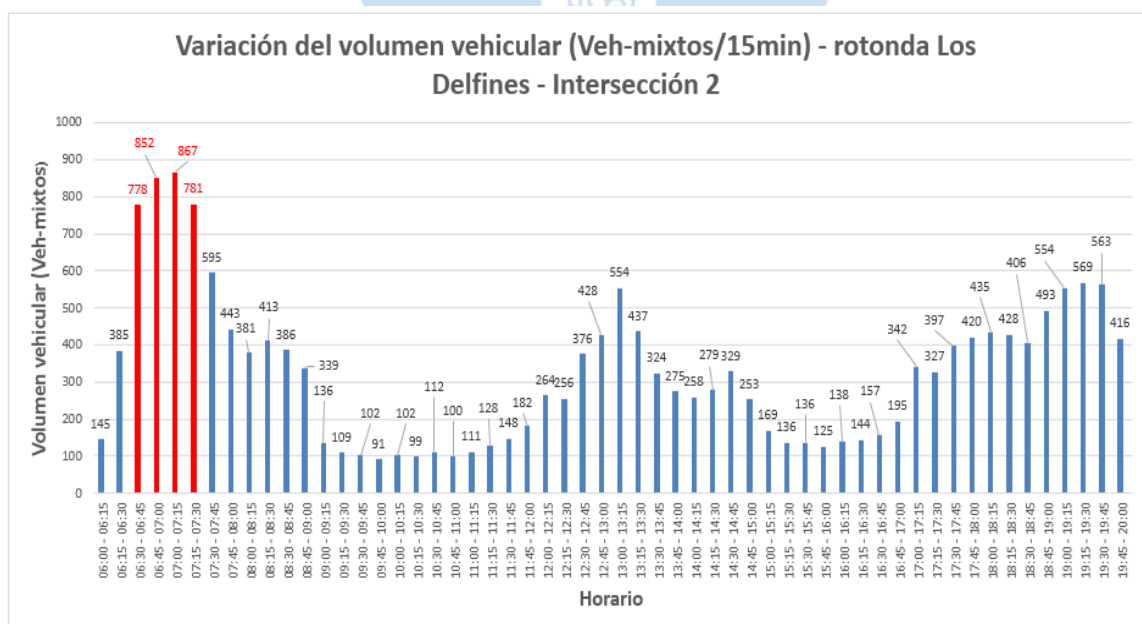
A.2. Variación del volumen vehicular Intersección 1 – Av. Primavera con Jr. Santa Elena – 17 de agosto del 2016.



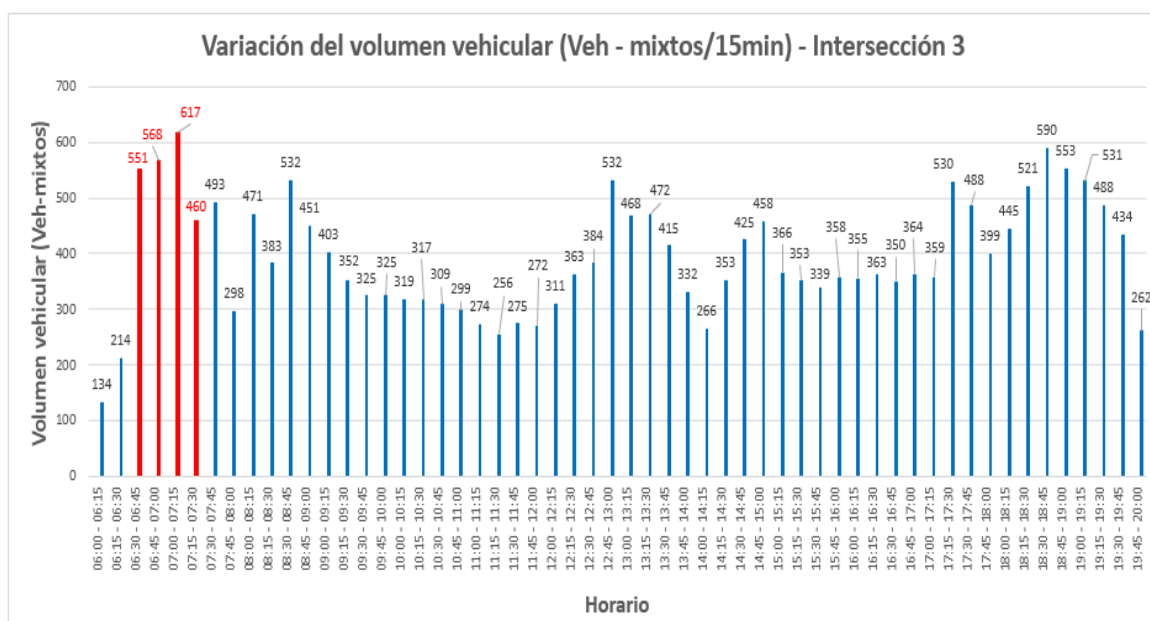
A.3. Variación del volumen vehicular Intersección 2 – Rotonda los Delfines – 16 de agosto del 2016.



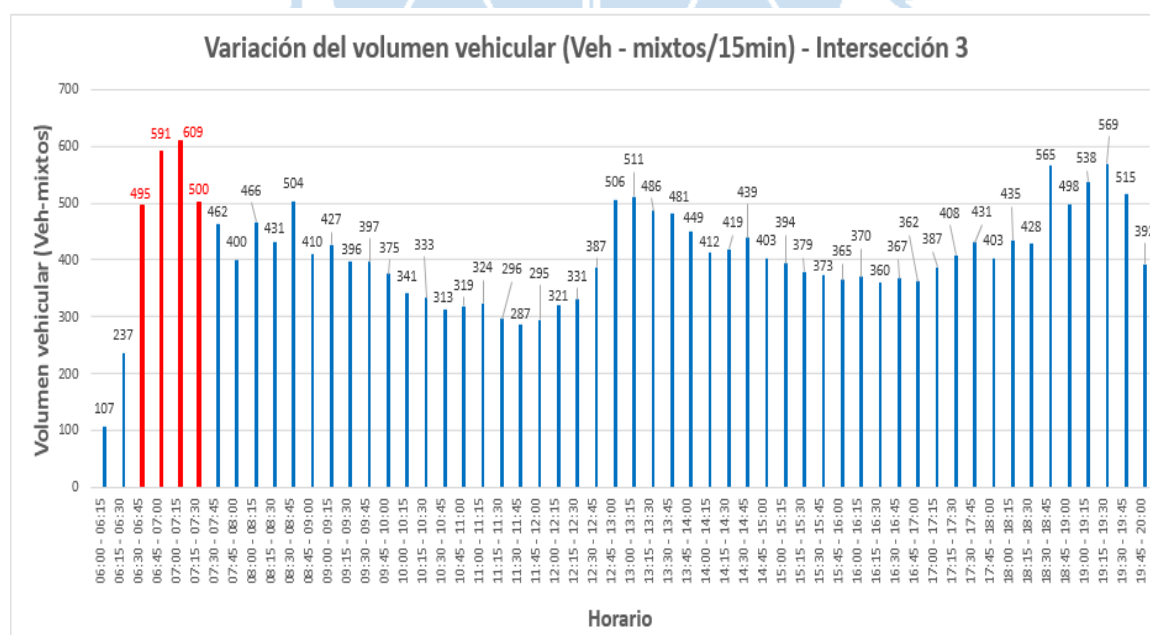
A.4. Variación del volumen vehicular Intersección 2 – Rotonda los Delfines – 17 de agosto del 2016.



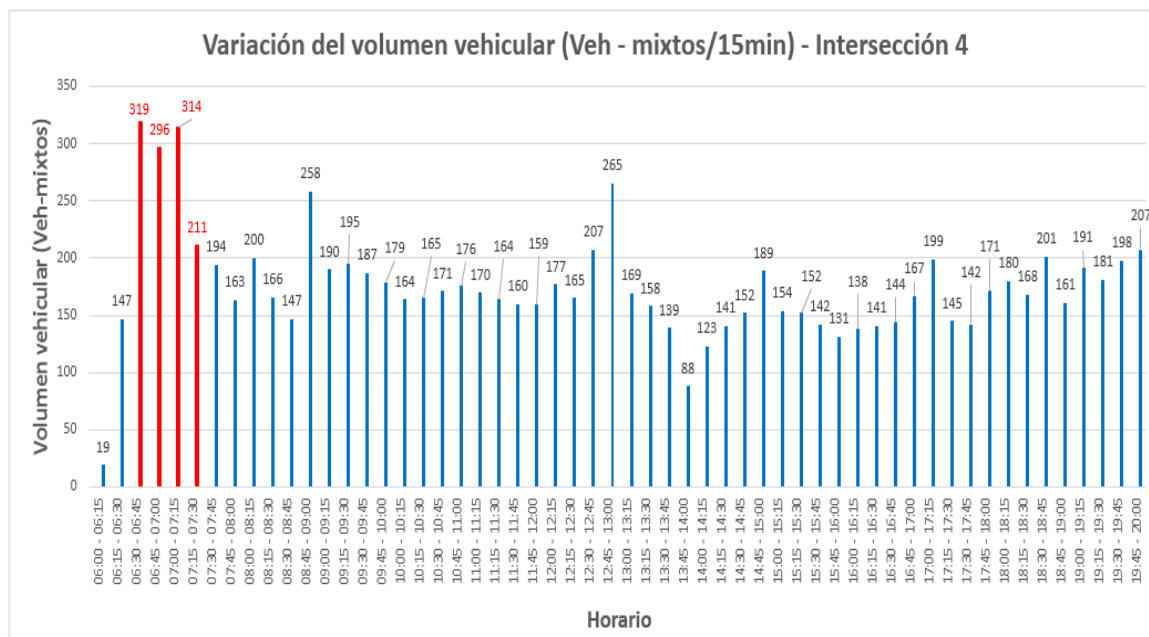
A.5. Variación del volumen vehicular Intersección 3 – Jr. Alonso de Molina con Av. Central – 16 de agosto del 2016.



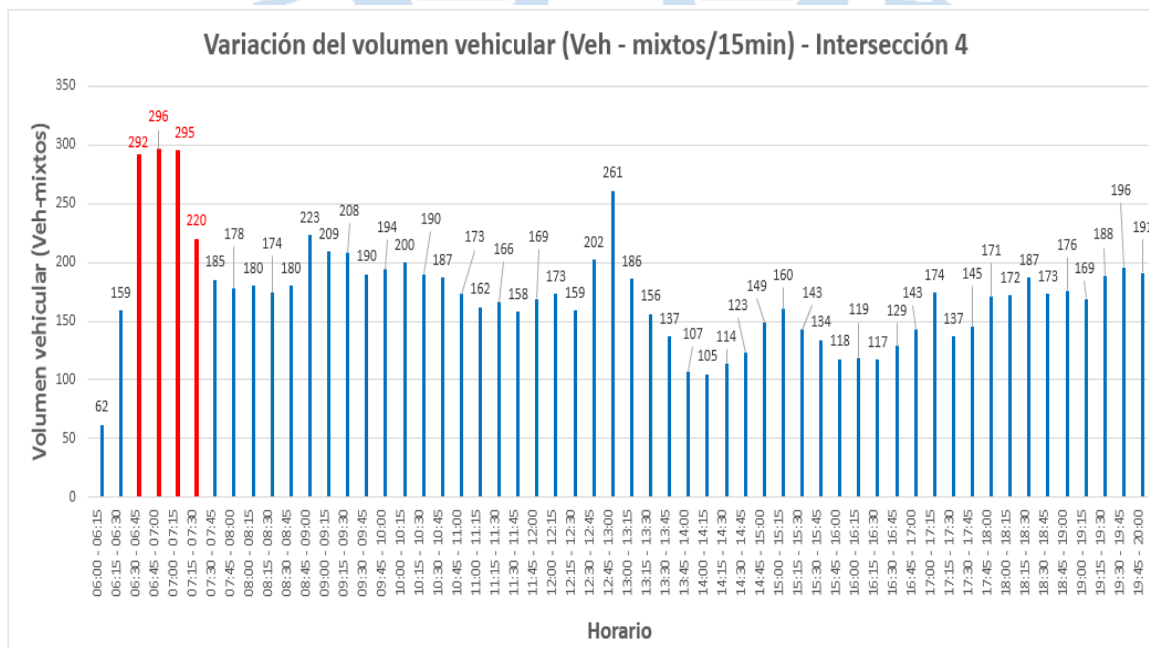
A.6. Variación del volumen vehicular Intersección 3 – Jr. Alonso de Molina con Av. Central – 17 de agosto del 2016.



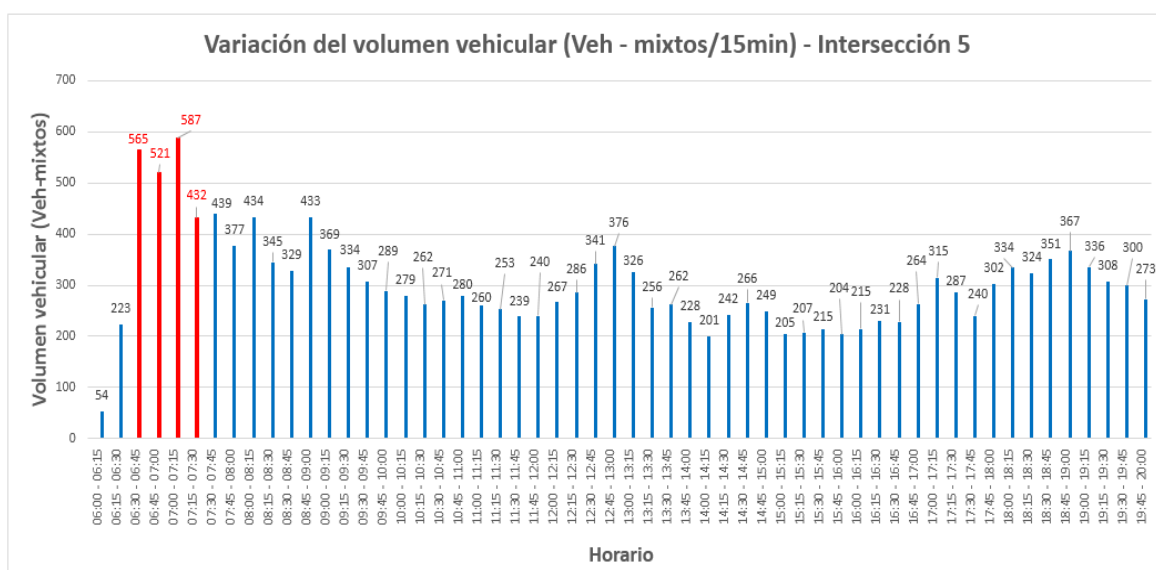
A.7. Variación del volumen vehicular Intersección 4 – Av. Primavera con Calle el Recuerdo – 16 de agosto del 2016.



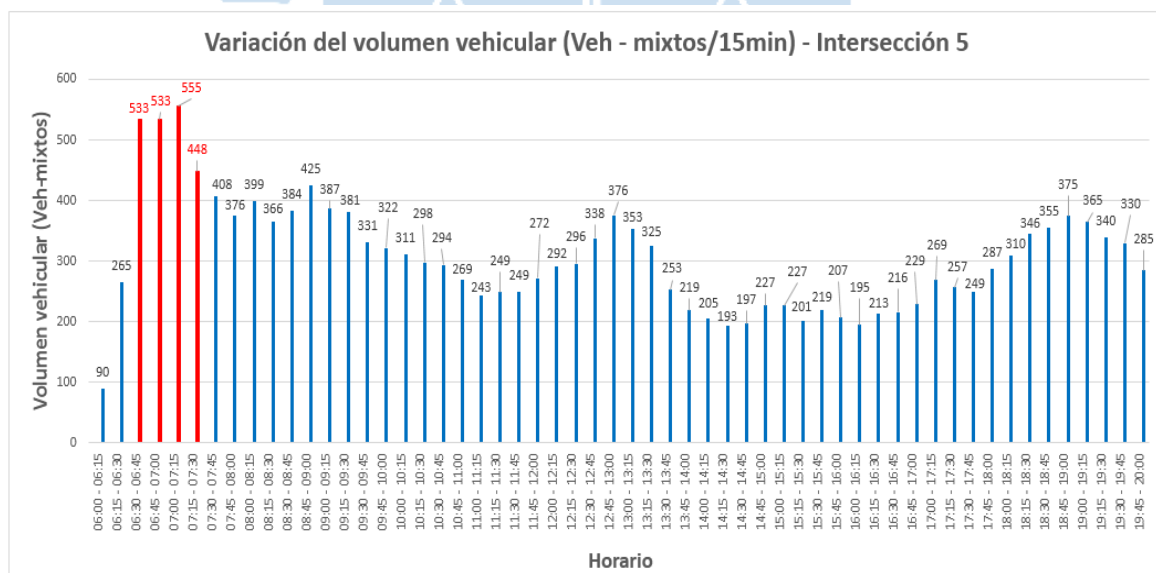
A.8. Variación del volumen vehicular Intersección 4 – Jr. Alonso de Molina con Av. Central – 17 de agosto del 2016.



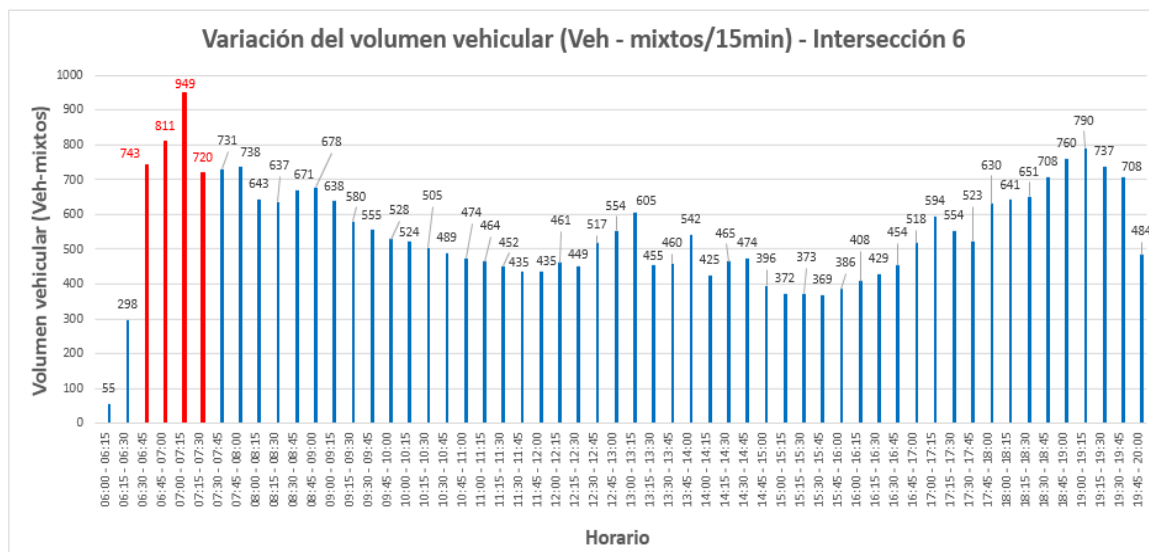
A.9. Variación del volumen vehicular Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal – 16 de agosto del 2016.



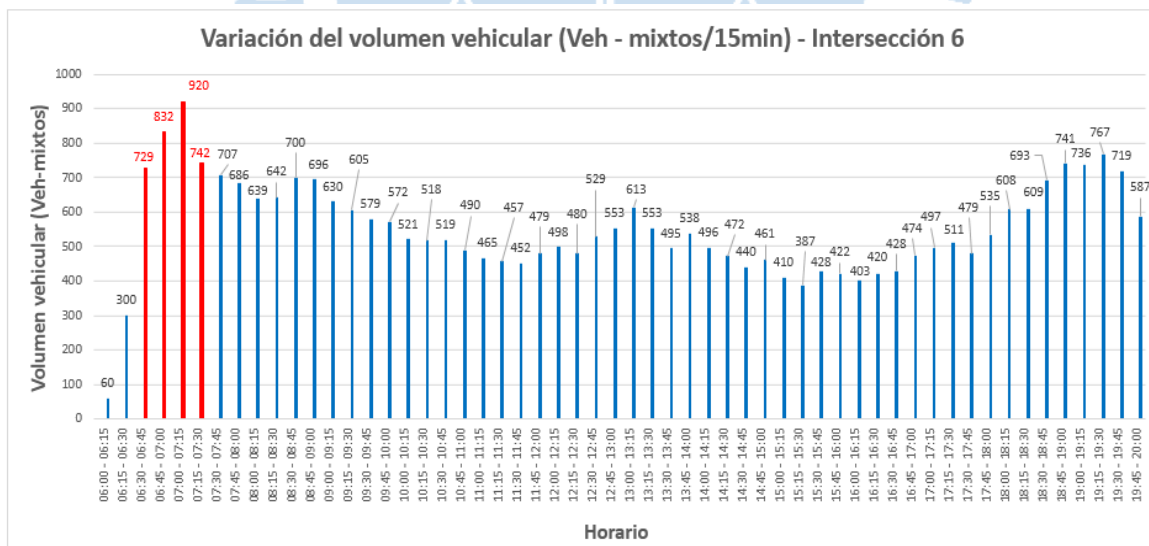
A.10. Variación del volumen vehicular Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal – 17 de agosto del 2016.



A.11. Variación del volumen vehicular Intersección 6 – Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo – 16 de agosto del 2016.



A.12. Variación del volumen vehicular Intersección 6 – Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo – 17 de agosto del 2016.

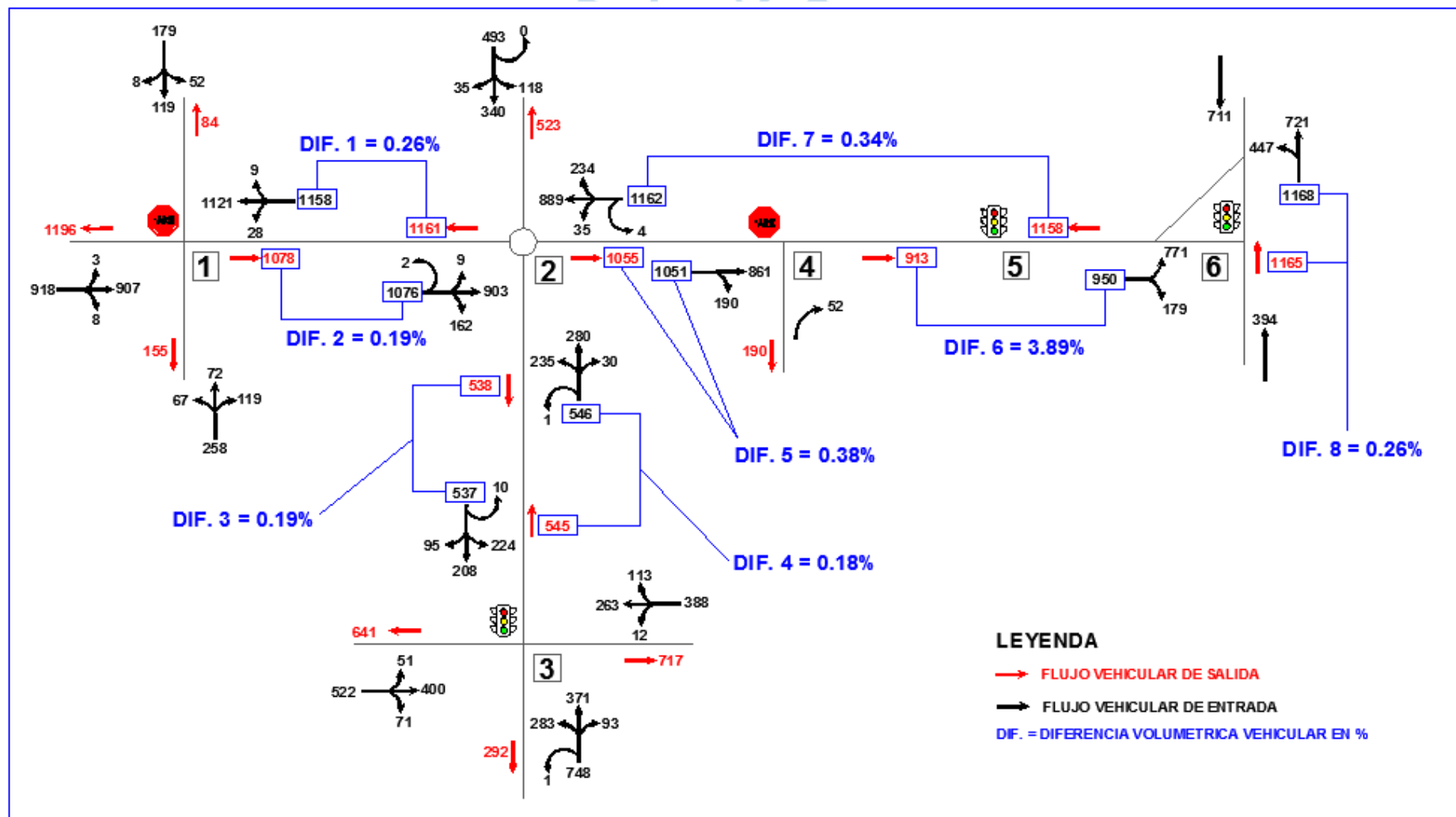


Considerando los resultados obtenidos se decidió para la elaboración de flujogramas utilizar el volumen horario de máxima demanda (n_{60}), el cual se presenta de 06:30 a 07:30 de la mañana en casi todas las intersecciones del área de estudio.

LEYENDA

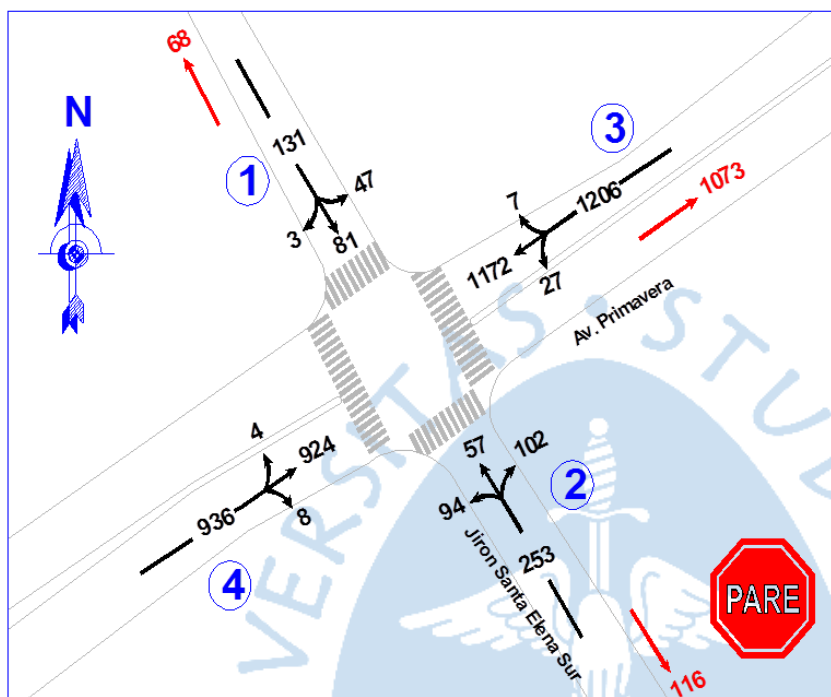
- FLUJO VEHICULAR DE SALIDA
- FLUJO VEHICULAR DE ENTRADA
- DIF. = DIFERENCIA VOLUMETRICA VEHICULAR EN %

A.13. Evaluación de volúmenes vehiculares en el área de estudio proveniente de los aforos del 17 de agosto del 2016 de 06:30 a 07:30 a.m.



A.14. Flujogramas balanceados – Aforo del 16 agosto del 2016 de 06:30 a 07:30 a.m.

A.14.1. Flujograma de Intersección 1 – Av. Primavera con Jr. Santa Elena



ACCESO 1	TOTALES	%
AUTOS	108	82.44
C. RURAL	20	15.27
COASTER	2	1.53
BUS	0	0.00
CAMION	1	0.76
TOTAL	131	100

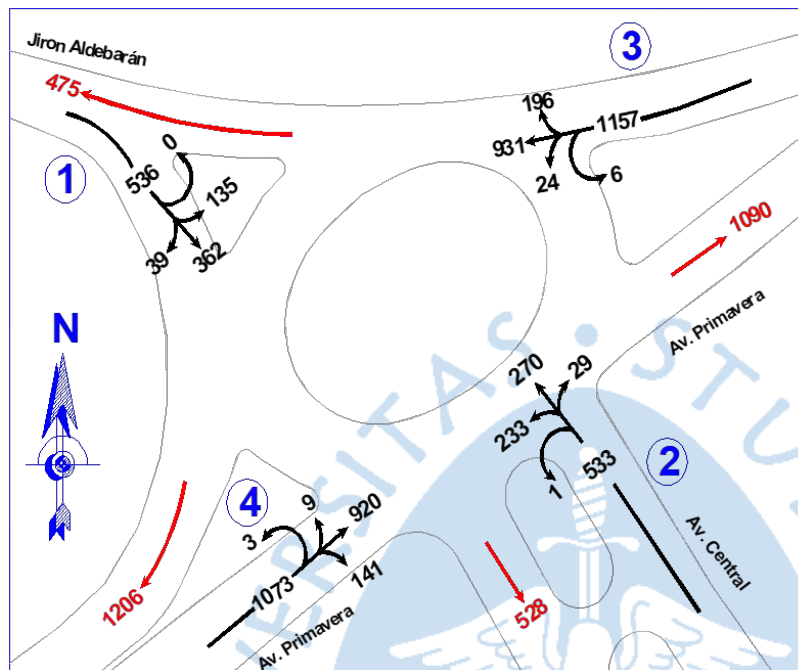
ACCESO 2	TOTALES	%
AUTOS	208	82.21
C. RURAL	31	12.25
COASTER	12	4.74
BUS	1	0.40
CAMION	1	0.40
TOTAL	253	100

ACCESO 3	TOTALES	%
AUTOS	1031	85.49
C. RURAL	60	4.98
COASTER	81	6.72
BUS	30	2.49
CAMION	4	0.33
TOTAL	1206	100

ACCESO 4	TOTALES	%
AUTOS	678	72.44
C. RURAL	133	14.21
COASTER	83	8.87
BUS	31	3.31
CAMION	11	1.18
TOTAL	936	100

TIPO DE VEHICULO	10	11	12	13	20	21	22	23	30	31	32	33	40	41	42	43	TOTAL
MOTO-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AUTOS	3	61	44	0	95	42	71	0	6	1015	10	0	5	670	3	0	2025
AUTOS - TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C. RURAL	0	19	1	0	1	10	20	0	1	44	15	0	1	132	0	0	244
COASTER	0	1	1	0	5	4	3	0	0	81	0	0	1	82	0	0	178
BUS	0	0	0	0	0	1	0	0	0	30	0	0	0	31	0	0	62
CAMION	0	0	1	0	1	0	0	0	0	2	2	0	1	9	1	0	17
TOTAL	3	81	47	0	102	57	94	0	7	1172	27	0	8	924	4	0	2526

A.14.2. Flujograma de Intersección 2 - Rotonda los Delfines



ACCESO 1	TOTALES	%
AUTOS	529	98.69
C. RURAL	6	1.12
COASTER	0	0.00
BUS	1	0.19
CAMION	0	0.00
TOTAL	536	100

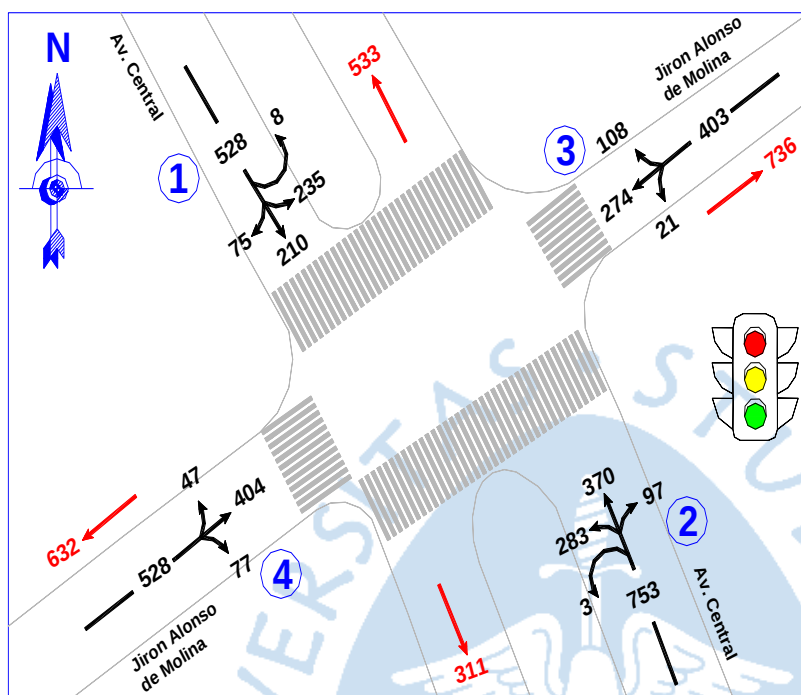
ACCESO 2	TOTALES	%
AUTOS	494	92.68
C. RURAL	28	5.25
COASTER	10	1.88
BUS	0	0.00
CAMION	1	0.19
TOTAL	533	100

ACCESO 3	TOTALES	%
AUTOS	976	84.36
C. RURAL	67	5.79
COASTER	81	7.00
BUS	30	2.59
CAMION	3	0.26
TOTAL	1157	100

ACCESO 4	TOTALES	%
AUTOS	809	75.40
C. RURAL	134	12.49
COASTER	88	8.20
BUS	31	2.89
CAMION	11	1.03
TOTAL	1073	100

TIPO DE VEHICULO	10	11	12	13	20	21	22	23	30	31	32	33	40	41	42	43	TOTAL
MOTO-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AUTOS	39	357	133	0	27	236	230	1	187	759	24	6	137	662	7	3	2808
AUTOS - TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C. RURAL	0	5	1	0	0	26	2	0	9	58	0	0	1	133	0	0	235
COASTER	0	0	0	0	2	8	0	0	0	81	0	0	2	85	1	0	179
BUS	0	0	1	0	0	0	0	0	0	30	0	0	0	31	0	0	62
CAMION	0	0	0	0	0	0	1	0	0	3	0	0	1	9	1	0	15
TOTAL	39	362	135	0	29	270	233	1	196	931	24	6	141	920	9	3	3299

A.14.3. Flujograma de Intersección 3 – Jr. Alonso de Molina con Av. Central



ACCESO 1	TOTALES	%
AUTOS	519	98.30
C. RURAL	6	1.14
COASTER	2	0.38
BUS	0	0.00
CAMION	1	0.19
TOTAL	528	100

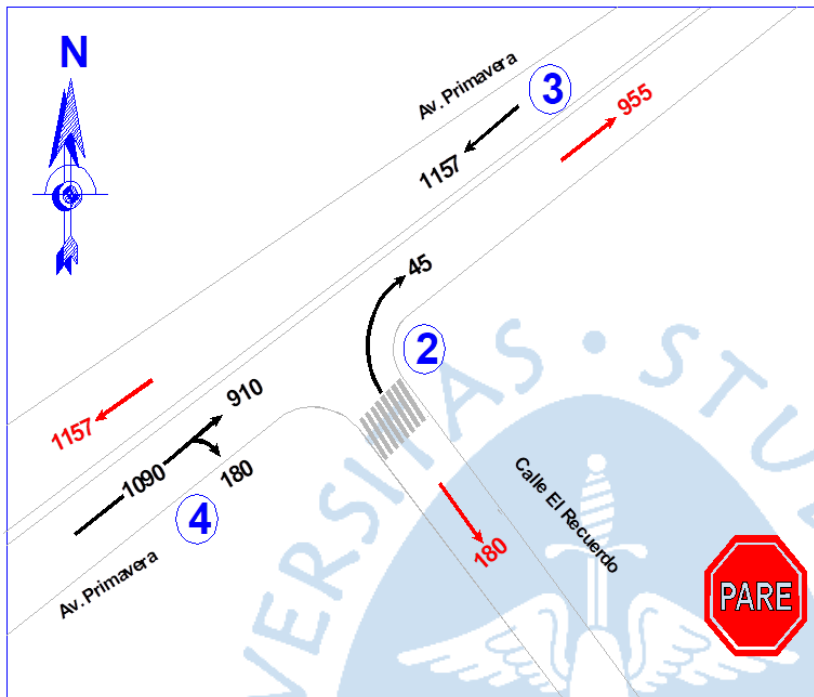
ACCESO 2	TOTALES	%
AUTOS	686	91.10
C. RURAL	60	7.97
COASTER	2	0.27
BUS	2	0.27
CAMION	3	0.40
TOTAL	753	100

ACCESO 3	TOTALES	%
AUTOS	356	88.34
C. RURAL	17	4.22
COASTER	25	6.20
BUS	3	0.74
CAMION	2	0.50
TOTAL	403	100

ACCESO 4	TOTALES	%
AUTOS	494	93.56
C. RURAL	10	1.89
COASTER	21	3.98
BUS	1	0.19
CAMION	2	0.38
TOTAL	528	100

TIPO DE VEHICULO	10	11	12	13	20	21	22	23	30	31	32	33	40	41	42	43	TOTAL
MOTO-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AUTOS	75	202	234	8	94	343	249	0	96	243	17	0	65	382	47	0	2055
AUTOS - TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C. RURAL	0	5	1	0	2	24	34	0	4	13	0	0	6	4	0	0	93
COASTER	0	2	0	0	0	2	0	0	8	15	2	0	6	15	0	0	50
BUS	0	0	0	0	1	0	0	1	0	1	2	0	0	1	0	0	6
CAMION	0	1	0	0	0	1	0	2	0	2	0	0	0	2	0	0	8
TOTAL	75	210	235	8	97	370	283	3	108	274	21	0	77	404	47	0	2212

A.14.4. Flujograma de Intersección 4 – Av. Primavera con Calle el Recuerdo



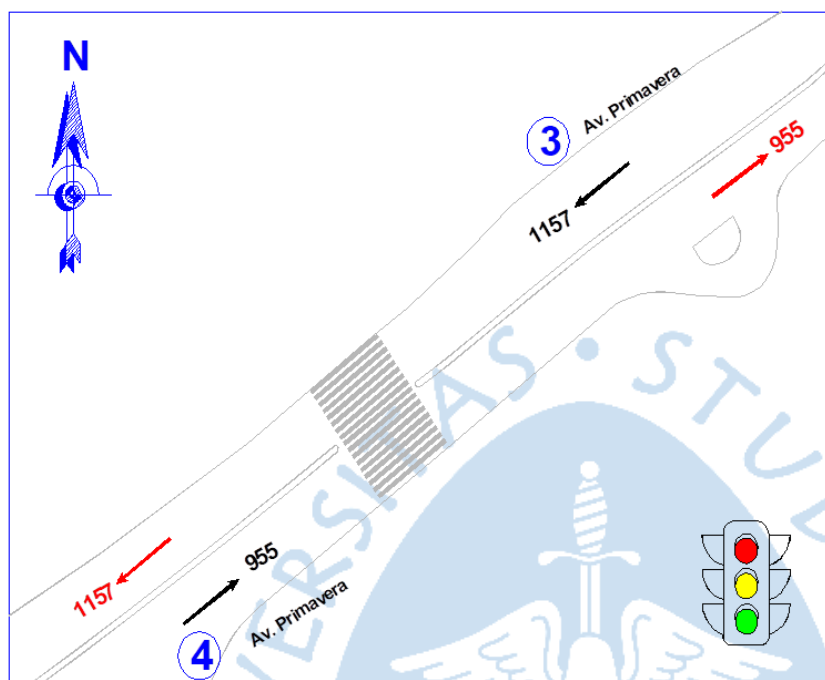
ACCESO 2	TOTALES	%
AUTOS	44	97.78
C. RURAL	1	2.22
COASTER	0	0.00
BUS	0	0.00
CAMION	0	0.00
TOTAL	45	100

ACCESO 3	TOTALES	%
AUTOS	976	84.36
C. RURAL	67	5.79
COASTER	81	7.00
BUS	30	2.59
CAMION	3	0.26
TOTAL	1157	100

ACCESO 4	TOTALES	%
AUTOS	828	75.96
C. RURAL	134	12.29
COASTER	87	7.98
BUS	32	2.94
CAMION	9	0.83
TOTAL	1090	100

TIPO DE VEHICULO	10	11	12	13	20	21	22	23	30	31	32	33	40	41	42	43	TOTAL
MOTO-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AUTOS	0	0	0	0	44	0	0	0	0	976	0	0	178	650	0	0	1848
AUTOS-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C. RURAL	0	0	0	0	1	0	0	0	0	67	0	0	1	133	0	0	202
COASTER	0	0	0	0	0	0	0	0	0	81	0	0	0	87	0	0	168
BUS	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30	0	0	0	32	0	0	62
CAMION	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	1	8	0	0	12
TOTAL	0	0	0	0	45	0	0	0	0	1157	0	0	180	910	0	0	2292

A.14.5. Flujograma de Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal

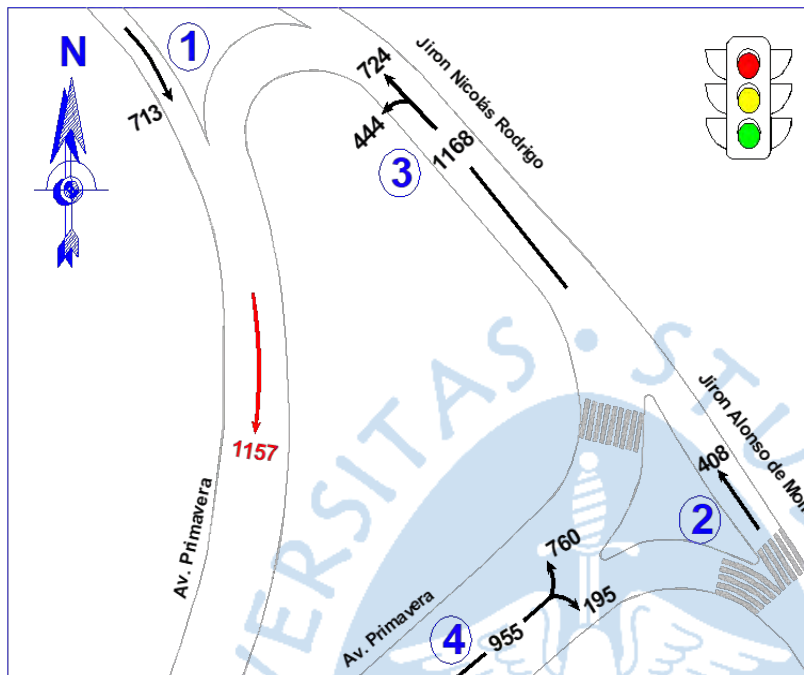


ACCESO 3	TOTALES	%
AUTOS	976	84.36
C. RURAL	67	5.79
COASTER	81	7.00
BUS	30	2.59
CAMION	3	0.26
TOTAL	1157	100

ACCESO 4	TOTALES	%
AUTOS	694	72.67
C. RURAL	134	14.03
COASTER	87	9.11
BUS	32	3.35
CAMION	8	0.84
TOTAL	955	100

TIPO DE VEHICULO	10	11	12	13	20	21	22	23	30	31	32	33	40	41	42	43	TOTAL
MOTO-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AUTOS	0	0	0	0	0	0	0	0	0	976	0	0	0	694	0	0	1670
AUTOS – TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C. RURAL	0	0	0	0	0	0	0	0	0	67	0	0	0	134	0	0	201
COASTER	0	0	0	0	0	0	0	0	0	81	0	0	0	87	0	0	168
BUS	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30	0	0	0	32	0	0	62
CAMION	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	8	0	0	11
TOTAL	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1157	0	0	0	955	0	0	2112

A.14.6. Flujograma de Intersección 6 – Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo



ACCESO 1	TOTALES	%
AUTOS	713	100.00
C. RURAL	0	0.00
COASTER	0	0.00
BUS	0	0.00
CAMION	0	0.00
TOTAL	713	100

ACCESO 2	TOTALES	%
AUTOS	398	97.55
C. RURAL	8	1.96
COASTER	1	0.25
BUS	1	0.25
CAMION	0	0.00
TOTAL	408	100

ACCESO 3	TOTALES	%
AUTOS	950	81.34
C. RURAL	93	7.96
COASTER	87	7.45
BUS	32	2.74
CAMION	6	0.51
TOTAL	1168	100

ACCESO 4	TOTALES	%
AUTOS	694	72.67
C. RURAL	134	14.03
COASTER	87	9.11
BUS	32	3.35
CAMION	8	0.84
TOTAL	955	100

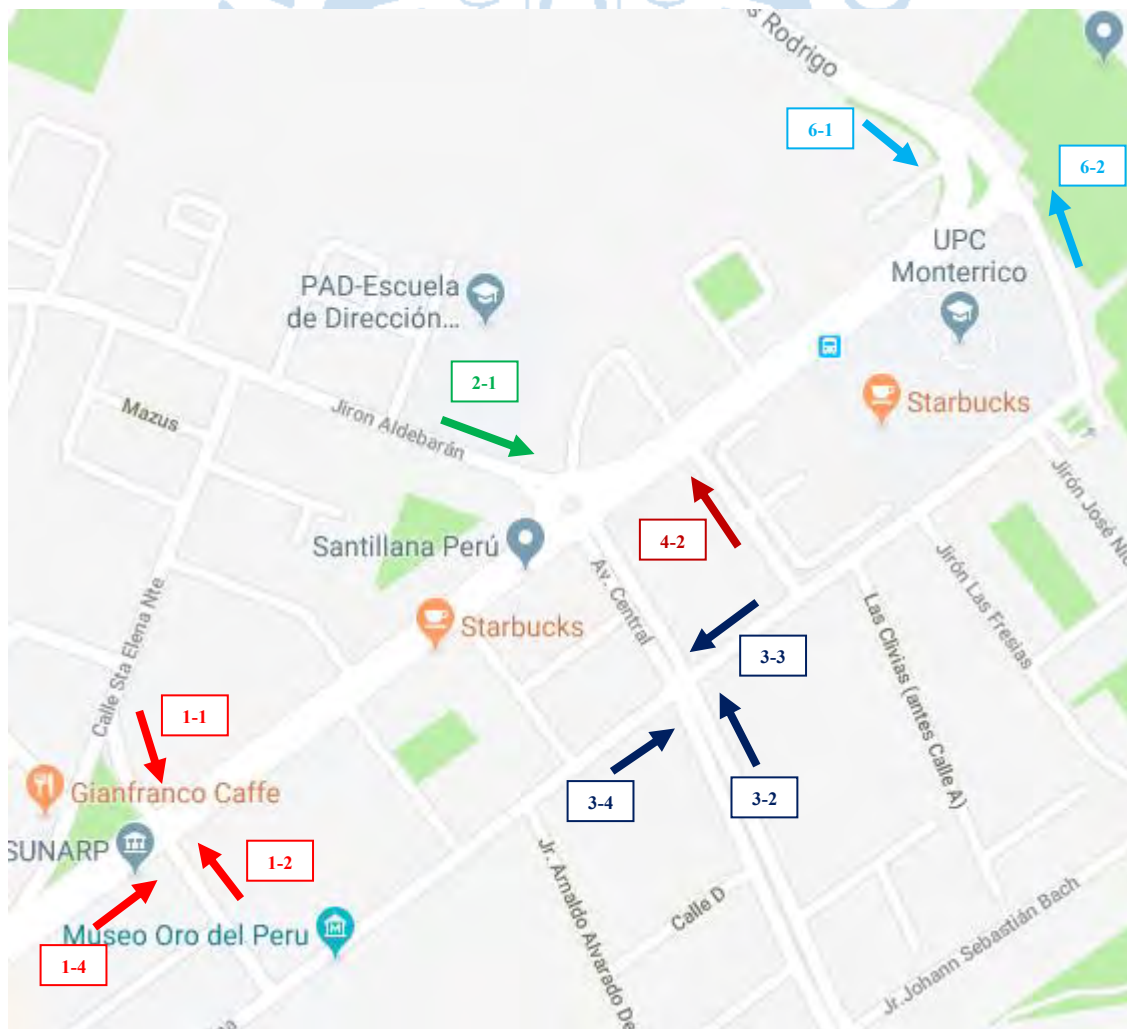
TIPO DE VEHICULO	10	11	12	13	20	21	22	23	30	31	32	33	40	41	42	43	TOTAL
MOTO-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AUTOS	0	713	0	0	0	398	0	0	0	687	0	263	142	0	552	0	2755
AUTOS - TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C. RURAL	0	0	0	0	0	8	0	0	0	26	0	67	49	0	85	0	235
COASTER	0	0	0	0	0	1	0	0	0	6	0	81	1	0	86	0	175
BUS	0	0	0	0	0	1	0	0	0	2	0	30	1	0	31	0	65
CAMION	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	3	2	0	6	0	14
TOTAL	0	713	0	0	0	408	0	0	0	724	0	444	195	0	760	0	3244

Anexo B

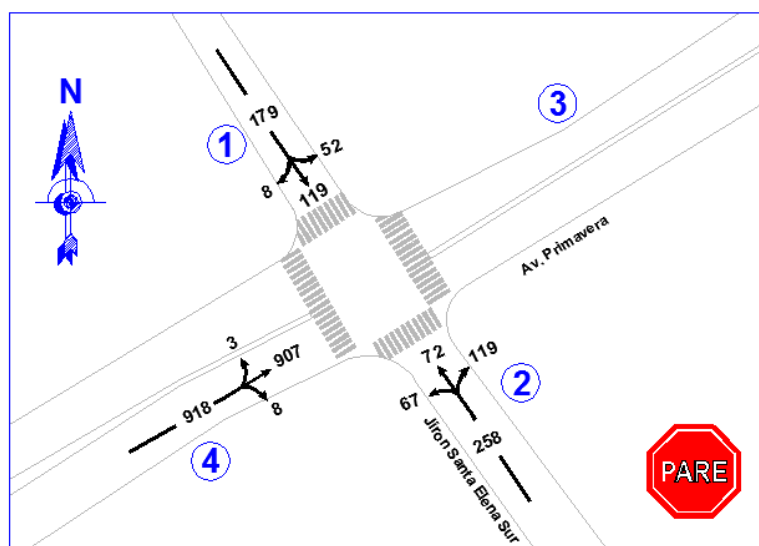
Recolección de datos del área de estudio del miércoles 17 de agosto del 2016 para la validación del modelo de microsimulación en Vissim 11.

B.1. Volúmenes aforados en el área de estudio.

Para la validación del modelo de microsimulación en Vissim 11, se utilizaron los datos del aforo vehicular del miércoles 17 de agosto del 2016 en el horario de 06:30 a 07:30 de la mañana detallados en el Anexo A. De toda la información recolectada en campo solo se utilizaron los volúmenes vehiculares de algunos accesos presentes en el área estudio tal como se visualiza en la imagen adjunta. Esto debido a que Vissim 11 requiere para el proceso de validación, solo la composición vehicular y trayectorias de los vehículos que ingresan dentro de la simulación.



B.1.1. Flujograma de la Intersección 1 – Av. Primavera con Jr. Santa Elena



ACCESO 1	TOTALES	%
AUTOS	151	84.36
C. RURAL	25	13.97
COASTER	2	1.12
BUS	0	0.00
CAMION	1	0.55
TOTAL	179	100

ACCESO 2	TOTALES	%
AUTOS	212	82.17
C. RURAL	26	10.08
COASTER	18	6.98
BUS	0	0.00
CAMION	2	0.77
TOTAL	258	100

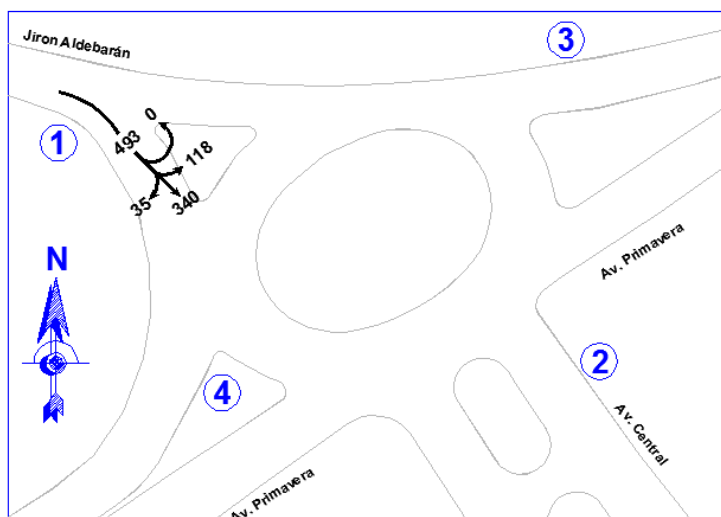
ACCESO 4	TOTALES	%
AUTOS	656	71.46
C. RURAL	134	14.60
COASTER	86	9.37
BUS	32	3.49
CAMION	10	1.08
TOTAL	918	100

Nota:

Para el modelo de microsimulación en Vissim 11 no se requiere datos del acceso 3.

TIPO DE VEHICULO	10	11	12	13	20	21	22	23	40	41	42	43
MOTO-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AUTOS	6	95	50	0	113	49	50	0	5	649	2	0
AUTOS - TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C. RURAL	2	22	1	0	0	13	13	0	1	133	0	0
COASTER	0	2	0	0	6	8	4	0	1	85	0	0
BUS	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32	0	0
CAMION	0	0	1	0	0	2	0	0	1	8	1	0
TOTAL	8	119	52	0	119	72	67	0	8	907	3	0

B.1.2. Flujograma de Intersección 2 - Rotonda los Delfines



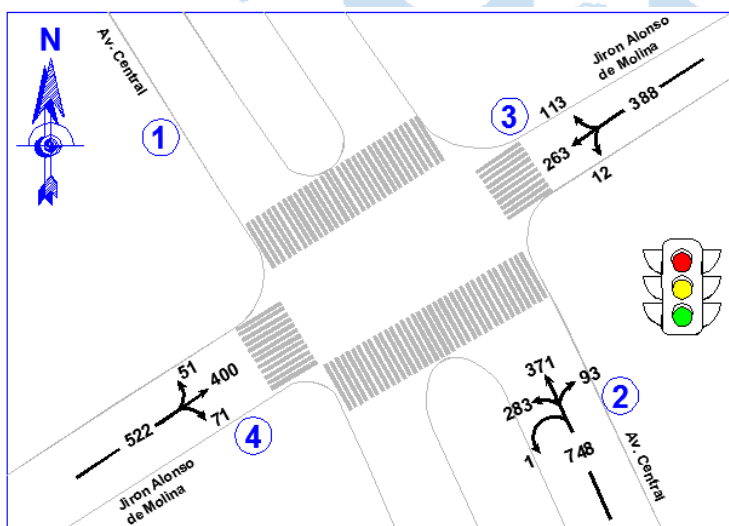
ACCESO 1	TOTALES	%
AUTOS	484	98.17
C. RURAL	6	1.22
COASTER	0	0.00
BUS	3	0.61
CAMION	0	0.00
TOTAL	493	100

Nota:

Para el modelo de microsimulación en Vissim 11 no se requiere datos de los accesos 2, 3 y 4

TIPO DE VEHICULO	10	11	12	13
MOTO-TAXI	0	0	0	0
AUTOS	30	337	117	0
AUTOS - TAXI	0	0	0	0
C. RURAL	3	3	0	0
COASTER	0	0	0	0
BUS	2	0	1	0
CAMION	0	0	0	0
TOTAL	35	340	118	0

B.1.3. Flujograma de Intersección 3 – Jr. Alonso de Molina con Av. Central



ACCESO 2	TOTALES	%
AUTOS	679	90.78
C. RURAL	62	8.29
COASTER	2	0.27
BUS	2	0.26
CAMION	3	0.40
TOTAL	748	100

Nota:

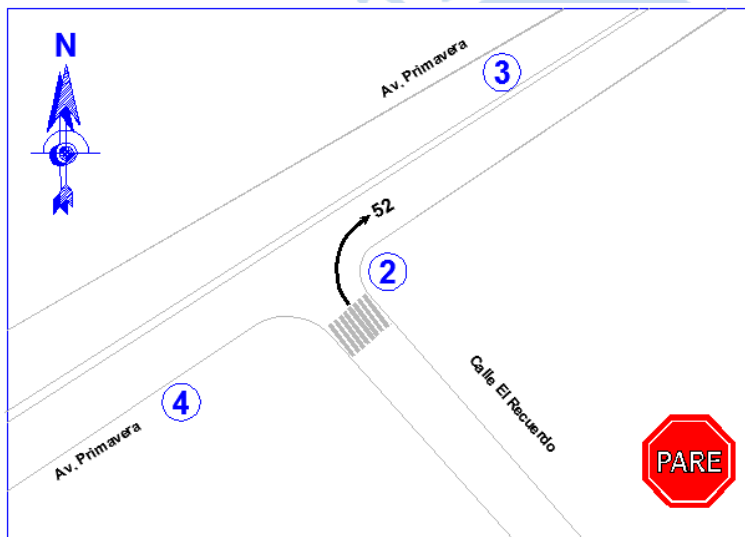
Para el modelo de microsimulación en Vissim 11 no se requiere datos del acceso 1.

ACCESO 3	TOTALES	%
AUTOS	344	88.66
C. RURAL	19	4.90
COASTER	21	5.40
BUS	2	0.52
CAMION	2	0.52
TOTAL	388	100

ACCESO 4	TOTALES	%
AUTOS	491	94.06
C. RURAL	8	1.53
COASTER	20	3.83
BUS	0	0.00
CAMION	3	0.57
TOTAL	522	100.00

TIPO DE VEHICULO	20	21	22	23	30	31	32	33	40	41	42	43
MOTO-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AUTOS	90	340	249	0	104	231	9	0	61	380	50	0
AUTOS - TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C. RURAL	2	26	34	0	5	14	0	0	3	4	1	0
COASTER	0	2	0	0	4	15	2	0	6	14	0	0
BUS	1	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0
CAMION	0	3	0	0	0	2	0	0	1	2	0	0
TOTAL	93	371	283	1	113	263	12	0	71	400	51	0

B.1.4. Flujograma de Intersección 4 – Av. Primavera con Calle el Recuerdo



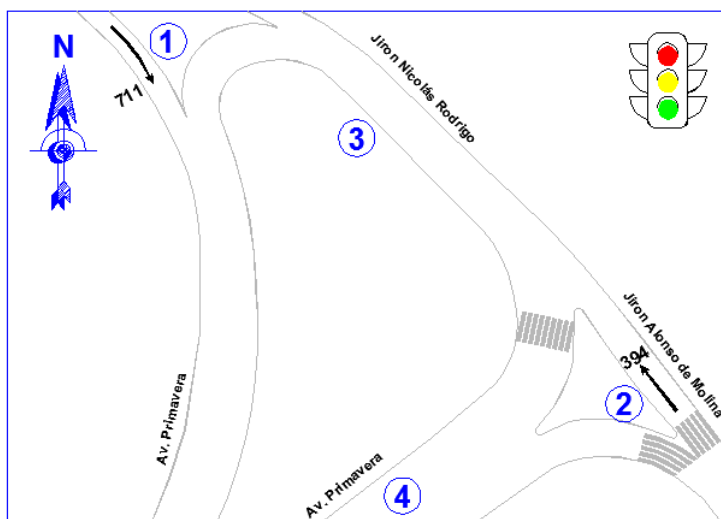
Nota:

Para el modelo de microsimulación en Vissim 11 no se requiere datos de los accesos 3 y 4

TIPO DE VEHICULO	20	21	22	23
MOTO-TAXI	0	0	0	0
AUTOS	50	0	0	0
AUTOS - TAXI	0	0	0	0
C. RURAL	2	0	0	0
COASTER	0	0	0	0
BUS	0	0	0	0
CAMION	0	0	0	0
TOTAL	52	0	0	0

ACCESO 2	TOTALES	%
AUTOS	50	96.15
C. RURAL	2	3.85
COASTER	0	0.00
BUS	0	0.00
CAMION	0	0.00
TOTAL	52	100

B.1.5. Flujograma de Intersección 6 – Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo



ACCESO 1	TOTALES	%
AUTOS	711	100
C. RURAL	0	0
COASTER	0	0
BUS	0	0
CAMION	0	0
TOTAL	711	100

ACCESO 2	TOTALES	%
AUTOS	385	97.72
C. RURAL	8	2.03
COASTER	0	0.00
BUS	1	0.25
CAMION	0	0.00
TOTAL	394	100

Nota:

Para el modelo de microsimulación en Vissim 11 no se requiere datos de los accesos 3 y 4.

TIPO DE VEHICULO	10	11	12	13	20	21	22	23
MOTO-TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0
AUTOS	0	711	0	0	0	385	0	0
AUTOS - TAXI	0	0	0	0	0	0	0	0
C. RURAL	0	0	0	0	0	8	0	0
COASTER	0	0	0	0	0	0	0	0
BUS	0	0	0	0	0	1	0	0
CAMION	0	0	0	0	0	0	0	0
TOTAL	0	711	0	0	0	394	0	0

B.2. Medición de Tiempos de Viaje.

Para la medición de los tiempos de viaje se aplicó el mismo criterio utilizado en la recolección de datos del martes 16 de agosto del 2016. A continuación se detallan las mediciones obtenidas en los tres tramos seleccionados en el área de estudio.



Tramo 1 Distancia = 93 m		Tramo 2 Distancia = 51 m		Tramo 3 Distancia = 106 m	
Nº de Vehículos	Tiempo (seg.)	Nº de Vehículos	Tiempo (seg.)	Nº de Vehículos	Tiempo (seg.)
1	7.180	1	4.810	1	9.780
2	7.990	2	4.450	2	8.540
3	7.980	3	4.590	3	8.450
4	7.250	4	3.770	4	9.150
5	8.080	5	4.060	5	7.950
6	7.590	6	4.980	6	7.300
7	7.090	7	4.780	7	8.870
8	7.220	8	4.710	8	8.230
9	7.760	9	4.670	9	7.920
10	7.030	10	3.870	10	8.150
11	7.310	11	4.290	11	8.920
12	7.910	12	4.770	12	9.150
13	7.820	13	4.250	13	8.780
14	7.020	14	3.930	14	9.530
15	7.870	15	4.690	15	7.880
16	7.030	16	4.220	16	7.980
17	7.790	17	4.040	17	8.520
18	7.100	18	3.990	18	9.120
19	7.980	19	4.340	19	7.870
20	7.600	20	4.150	20	7.900

Datos	Tramo 1 D = 93 m	Tramo 2 D = 51 m	Tramo 3 D = 106 m
Número de muestra recolectadas	20	20	20
Valor de la media (X) en segundos	7.530	4.368	8.500
Error de la media asumido (%)	6	6	6
e (Margen de error máximo)	0.452	0.262	0.510
S (Desviación estándar)	0.389	0.363	0.649
n_{min} (Tamaño de la muestra)	2.849	7.365	6.228





Anexo C

Reportes del programa Synchro 10

C.1. Reportes Intersección 1 – Av. Primavera con Jr. Santa Elena

Lanes, Volumes, Timings

1

Movement	EBU	EBL	EBT	EBR	WBU	WBL	WBT	WBR	NBU	NBL	NBT	NBR	SBU	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations																
Vol, veh/h	0.00	4.00	924.00	8.00	0.00	27.00	1172.00	7.00	0.00	94.00	57.00	102.00	0.00	3.00	81.00	47.00
Peak Hour Factor	0.00	0.96	0.96	0.96	0.00	0.95	0.95	0.95	0.00	0.93	0.93	0.93	0.00	0.94	0.94	0.94
Heavy Vehicles, %	0.00	4.00	4.00	4.00	0.00	3.00	3.00	3.00	0.00	2.00	2.00	2.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Mvmt Flow	0.00	4.00	963.00	8.00	0.00	28.00	1234.00	7.00	0.00	101.00	61.00	110.00	0.00	3.00	86.00	50.00
Number Lanes	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

Minor Lane/Major Mvmt	NBLn1	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	SBLn1
Capacity (veh/h)	528.00	546	-	-	699	-	-	433.00
HCM Lane V/C Ratio	1.23	0.008	-	-	0.041	-	-	0.63
HCM Control Delay (s)	181.50	11.6	0.1	-	10.4	0.6	-	45.00
HCM Lane LOS	F	B	A	-	B	A	-	E
HCM 95th %tile Q(veh)	7.00	0.00	-	-	0.00	-	-	4.00



Major/Minor	Major 1			Major 2			Minor 1			Minor 2		
Conflicting Flow All	1241.00	0.00	0.00	971.00	0.00	0.00	1692.00	2273.00	485.00	1814.00	2273.00	621.00
Stage 1	-	-	-	-	-	-	975.00	975.00	-	1294.00	1294.00	-
Stage 2	-	-	-	-	-	-	717.00	1298.00	-	520.00	979.00	-
Critical Hdwy	4.18	-	-	4.16	-	-	7.54	6.54	6.94	7.52	6.52	6.92
Critical Hdwy Stg 1	-	-	-	-	-	-	6.54	5.54	-	6.52	5.52	-
Critical Hdwy Stg 2	-	-	-	-	-	-	6.54	5.54	-	6.52	5.52	-
Follow-up Hdwy	2.24	-	-	2.23	-	-	3.52	4.02	3.32	3.51	4.01	3.31
Pot Cap-1 Maneuver	546.00	-	-	699.00	-	-	~ 60	~ 40	528.00	49.00	~ 40	433.00
Stage 1	-	-	-	-	-	-	270.00	328.00	-	173.00	233.00	-
Stage 2	-	-	-	-	-	-	387.00	230.00	-	510.00	329.00	-
Platoon blocked, %	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mov Cap-1 Maneuver	546.00	-	-	699.00	-	-	-	~ 34	528.00	-	~ 34	433.00
Mov Cap-2 Maneuver	-	-	-	-	-	-	-	~ 34	-	-	~ 34	-
Stage 1	-	-	-	-	-	-	266.00	323.00	-	170.00	203.00	-
Stage 2	-	-	-	-	-	-	172.00	200.00	-	322.00	324.00	-

Intersection Summary

Area Type:	CBD
Control Type:	Unsignalized
Intersection Capacity Utilization	91.90%
ICU Level of Service	F
Intersection Delay,s/veh	21.3
Intersection LOS	C
Analysis Period (min)	15

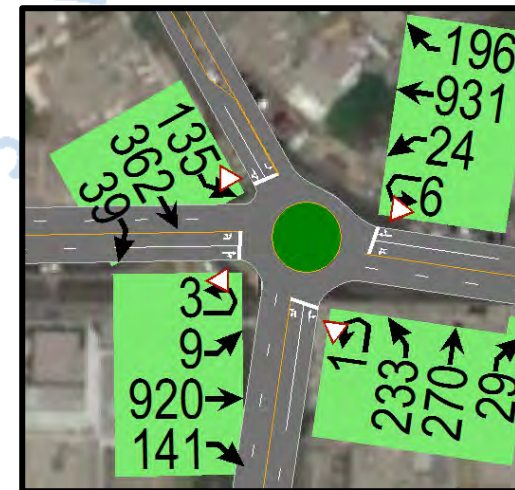
C.2. Reportes Intersección 2 - Rotonda los Delfines

Lanes, Volumes, Timings

2

Lane Group	EBU	EBL	EBT	EBR	WBU	WBL	WBT	WBR	NBU	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations															
Volume (vph)	3.00	9.00	920.00	141.00	6.00	24.00	931.00	196.00	1.00	233.00	270.00	29.00	135.00	362.00	39.00
Entry Lanes		2.00				2.00				2.00			2.00		
Conflicting Circle Lanes		1.00				1.00				1.00			1.00		
Adj Approach Flow, veh/h		1166.00				1286.00				561.00			570.00		
Demand Flow Rate, veh/h		1305.00				1415.00				573.00			570.00		
Vehicles Circulating, veh/h		568.00				555.00				1286.00			1429.00		
Vehicles Exiting, veh/h		1431.00				1304.00				587.00			541.00		
Follow-Up Headway, s		3.19				3.19				3.19			3.19		
Approach Delay, s/veh		475.60				513.80				77.10			238.50		
Approach LOS		F				F				F			F		

Lane	EB Left	EB Right	WB Left	WB Right	NB Left	NB Right	SB Left	SB Right
Designated Moves	L	TR	L	TR	L	TR	L	TR
Assumed Moves	L	TR	L	TR	L	TR	L	TR
RT Channelized								
Lane Util	0.011	0.989	0.027	0.973	0.438	0.562	0.253	0.747
Critical Headway, s	5.193	5.193	5.193	5.193	5.193	5.193	5.193	5.193
Entry Flow, veh/h	14.000	1291.000	38.000	1377.000	251.000	322.000	144.000	426.000
Cap Entry Lane, veh/h	640.000	640.000	649.000	649.000	312.000	312.000	271.000	271.000
Entry HV Adj Factor	0.906	0.893	0.902	0.909	0.980	0.979	1.000	1.000
Flow Entry, veh/h	13.000	1153.000	34.000	1252.000	246.000	315.000	144.000	426.000



Cap Entry, veh/h	580.000	572.000	585.000	590.000	306.000	306.000	271.000	271.000
------------------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Lane	EB Left	EB Right	WB Left	WB Right	NB Left	NB Right	SB Left	SB Right
V/C Ratio	0.022	2.016	0.059	2.123	0.804	1.031	0.532	1.574
Control Delay, s/veh	6.500	480.800	6.800	527.700	50.400	98.000	30.100	308.900
LOS	A	F	A	F	F	F	D	F
Queue Length 95th (m)	0.000	78.000	0.000	88.000	7.000	11.000	3.000	26.000

Intersection Summary	
Area Type:	Other
Control Type:	Roundabout
Intersection Capacity Utilization	105.30%
ICU Level of Service	G
Intersection Delay, s/veh	389.2
Intersection LOS	F
Analysis Period (min)	15

C.3. Reportes Intersección 3 – Jr. Alonso de Molina con Av. Central

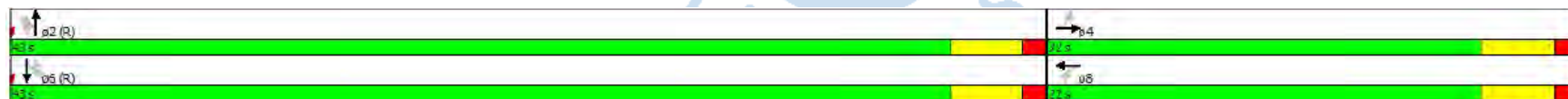
Lanes, Volumes, Timings

3

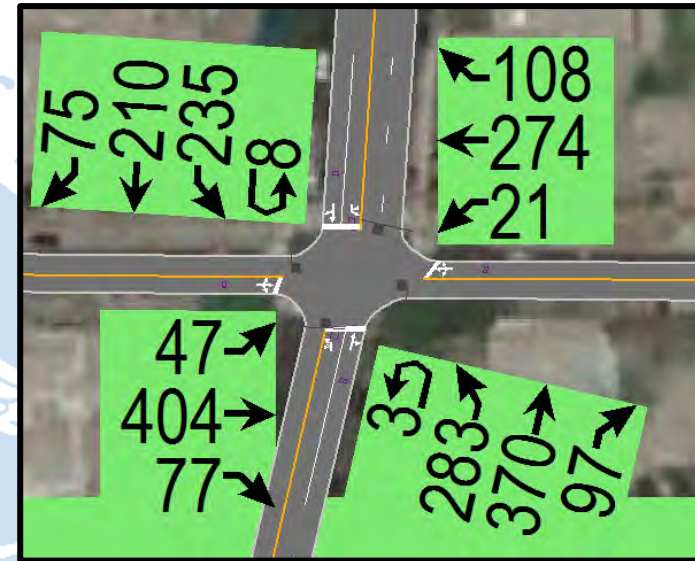
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBU	NBL	NBT	NBR	SBU	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations														
Volume (vph)	47.00	404.00	77.00	21.00	274.00	108.00	3.00	283.00	370.00	97.00	8.00	235.00	210.00	75.00
Ideal Flow (vphpl)	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00
Lane Width (m)	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
Lane Util. Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ped Bike Factor		0.990			0.990			0.970	0.990			0.980	0.990	
Frt		0.980			0.964			0.969					0.961	
Flt Protected		0.996			0.997			0.950				0.950		
Satd. Flow (prot)	0.00	1474.00	0.00	0.00	1434.00	0.00	0.00	1555.00	1572.00	0.00	0.00	1555.00	1556.00	0.00
Flt Permitted		0.884			0.931			0.546				0.389		
Satd. Flow (perm)	0.00	1307.00	0.00	0.00	1339.00	0.00	0.00	867.00	1572.00	0.00	0.00	623.00	1556.00	0.00

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBU	NBL	NBT	NBR	SBU	SBL	SBT	SBR
Right Turn on Red			No			Yes				Yes				Yes
Satd. Flow (RTOR)					28.00				36.00				49.00	
Link Speed (k/h)		52.000			52.000				52.000				52.000	
Link Distance (m)		76.30			78.50				69.40				68.30	
Travel Time (s)		5.300			5.400				4.800				4.700	
Confl. Peds. (#/hr)	19.00		15.00	15.00		19.00	15.00	12.00		12.00	19.00	12.00		12.00
Peak Hour Factor	0.960	0.960	0.960	0.980	0.980	0.980	0.890	0.890	0.890	0.890	0.900	0.900	0.900	0.900
Heavy Vehicles (%)	5.00%	5.00%	5.00%	7.00%	7.00%	7.00%	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%	1.00%
Adj. Flow (vph)	49.000	421.000	80.000	21.000	280.000	110.000	3.000	318.000	416.000	109.000	9.000	261.000	233.000	83.000
Shared Lane Traffic (%)														
Lane Group Flow (vph)	0.00	550.00	0.00	0.00	411.00	0.00	0.00	321.00	525.00	0.00	0.00	270.00	316.00	0.00
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	R NA	Left	Left	Right	R NA	Left	Left	Right
Median Width(m)		0.00			0.00				3.30				3.30	
Link Offset(m)		0.00			0.00				0.00				0.00	
Crosswalk Width(m)		4.80			4.80				4.80				4.80	
Two way Left Turn Lane														
Headway Factor	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19
Turning Speed (k/h)	25.00		15.00	25.00		15.00	15.00	25.00		15.00	15.00	25.00		15.00
Turn Type	Perm	NA		Perm	NA		Perm	Perm	NA		Perm	Perm	NA	
Protected Phases		4.00			8.00				2.00				6.00	
Permitted Phases	4.00			8.00			2.00	2.00			6.00	6.00		
Minimum Split (s)	22.00	22.00		22.00	22.00		22.50	22.50	22.50		22.50	22.50	22.50	
Total Split (s)	22.00	22.00		22.00	22.00		43.00	43.00	43.00		43.00	43.00	43.00	
Total Split (%)	33.80%	33.80%		33.80%	33.80%		66.20%	66.20%	66.20%		66.20%	66.20%	66.20%	

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBU	NBL	NBT	NBR	SBU	SBL	SBT	SBR
Maximum Green (s)	18.00	18.00		18.00	18.00		39.00	39.00	39.00		39.00	39.00	39.00	
Yellow Time (s)	3.00	3.00		3.00	3.00		3.00	3.00	3.00		3.00	3.00	3.00	
All-Red Time (s)	1.00	1.00		1.00	1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	
Lost Time Adjust (s)		0.00			0.00			0.00	0.00			0.00	0.00	
Total Lost Time (s)		4.00			4.00			4.00	4.00			4.00	4.00	
Lead/Lag														
Lead-Lag Optimize?														
Walk Time (s)	7.00	7.00		7.00	7.00		7.00	7.00	7.00		7.00	7.00	7.00	
Flash Dont Walk (s)	11.00	11.00		11.00	11.00		11.00	11.00	11.00		11.00	11.00	11.00	
Pedestrian Calls (#/hr)	0.00	0.00		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	
Act Effct Green (s)		18.00			18.00			39.00	39.00			39.00	39.00	
Actuated g/C Ratio		0.28			0.28			0.60	0.60			0.60	0.60	
v/c Ratio		1.48			1.06			0.62	0.55			0.72	0.33	
Control Delay		254.9			89.00			14.80	9.80			23.90	6.50	
Queue Length 95th (m)		155.90			107.20			48.00	54.90			64.30	26.80	
Total Delay		254.9			89.00			14.80	9.80			23.90	6.50	
LOS		F			F			B	A			C	A	
Approach Delay		254.9			89.00			11.70					14.50	
Approach LOS		F			F			B					B	



Intersection Summary	
Area Type:	CBD
Cycle Length:	65.00
Actuated Cycle Length:	65.00
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL and 6:SBTL, Start of Green	
Natural Cycle:	70.00
Control Type:	Pretimed
Maximum v/c Ratio:	1.48
Intersection Signal Delay:	81.60
Intersection LOS:	F
Intersection Capacity Utilization	101.00%
ICU Level of Service	G
Analysis Period (min)	15



C.4. Reportes Intersección 4 – Av. Primavera con Calle el Recuerdo

Lanes, Volumes, Timings

4

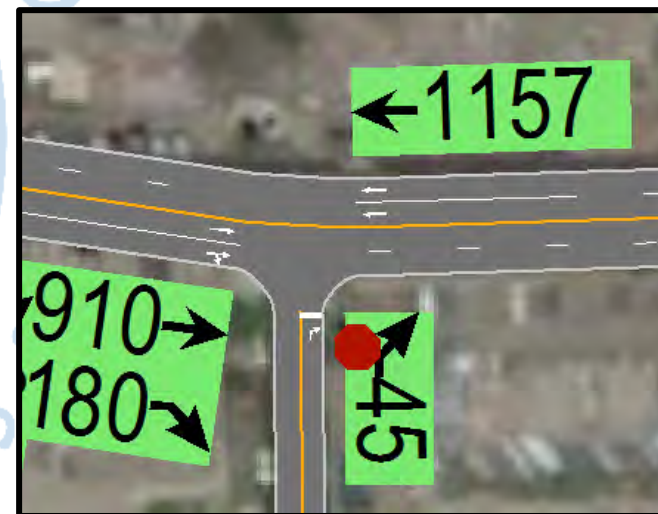
Movement	EBT	EBR	WBL	WBT	NBL	NBR
Lane Configurations						
Vol,veh/h	910.00	180.00	0.00	1157.00	0.00	45.00
Peak Hour Factor	0.87	0.87	0.97	0.97	0.94	0.94
Heavy Vehicles, %	3.00	1.00	10.00	10.00	0.00	0.00
Mvmt Flow	1046.00	207.00	0.00	1193.00	0.00	48.00
Number Lanes	2.00	0.00	0.00	2.00	0.00	1.00

Minor Lane/Major Mvmt	NBLn1	EBT	EBR	WBL	WBT
Capacity (veh/h)	432.00	-	-	509.00	-
HCM Lane V/C Ratio	0.11	-	-	-	-
HCM Control Delay (s)	14.40	-	-	0.00	-
HCM Lane LOS	B	-	-	A	-
Queue Length 95th (m)	3.00	-	-	0.00	-

Major/Minor	Major1		Major2		Minor1	
Conflicting Flow All	0.00	0.00	1253.00	0.00	1745.00	626.00
Stage 1	-	-	-	-	1149.00	-
Stage 2	-	-	-	-	596.00	-
Critical Hdwy	-	-	4.30	-	6.80	6.90
Critical Hdwy Stg	1.00	-	-	-	-	5.80
Critical Hdwy Stg	2.00	-	-	-	-	5.80
Follow-up Hdwy	-	-	2.30	-	3.50	3.30
Pot Cap-1 Maneuver	-	-	509.00	-	79.00	432.00
Stage 1	-	-	-	-	268.00	-
Stage 2	-	-	-	-	519.00	-
Platoon blocked, %	-	-	-	-	-	-
Mov Cap-1 Maneuver	-	-	509.00	-	79.00	432.00
Mov Cap-2 Maneuver	-	-	-	-	79.00	-
Stage 1	-	-	-	-	268.00	-
Stage 2	-	-	-	-	519.00	-

Intersection Summary

Area Type:	CBD
Control Type:	Unsignalized
Intersection Capacity Utilization	44.30%
ICU Level of Service	A
Intersection Delay,s/veh	0.3
Intersection LOS	A
Analysis Period (min)	15



C.5. Reportes Intersección 5 – Av. Primavera con Crucero Peatonal

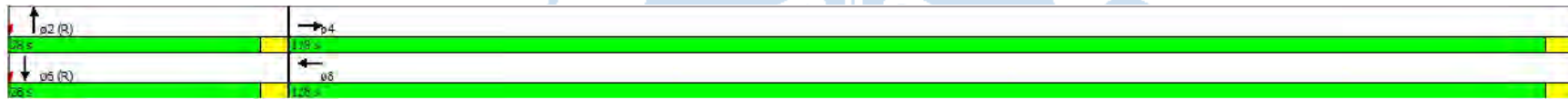
Lanes, Volumes, Timings

5

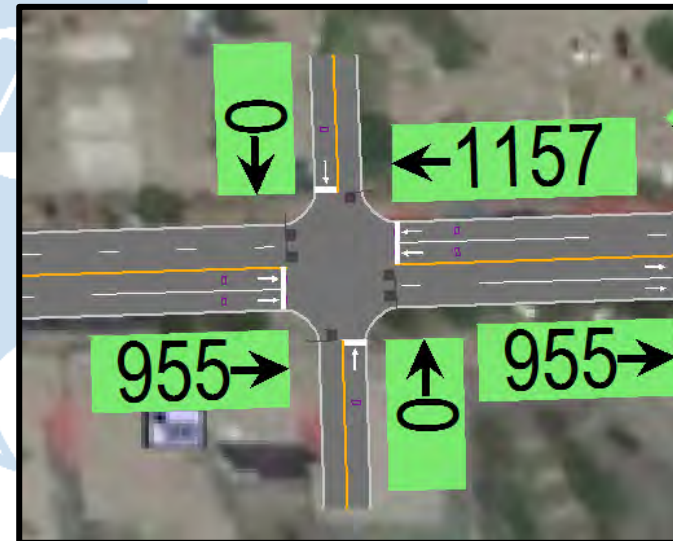
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	0.0	955.0	0.0	0.0	1157.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Ideal Flow (vphpl)	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0
Lane Width (m)	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
Lane Util. Factor	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Frt												
Flt Protected												
Satd. Flow (prot)	0.0	2409.0	0.0	0.0	2548.0	0.0	0.0	1676.0	0.0	0.0	1676.0	0.0
Flt Permitted												
Satd. Flow (perm)	0.0	2409.0	0.0	0.0	2548.0	0.0	0.0	1676.0	0.0	0.0	1676.0	0.0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)												
Link Speed (k/h)		52.0			52.0			50.0			50.0	
Link Distance (m)		156.1			58.4			37.4			32.5	
Travel Time (s)		10.8			4.0			2.7			2.3	
Peak Hour Factor	0.94	0.94	0.94	0.97	0.97	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Heavy Vehicles (%)	13.00%	13.00%	13.00%	10.00%	10.00%	10.00%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
Bus Blockages (#/hr)	25.0	25.0	25.0	15.0	15.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Parking (#/hr)	15.0	15.0	15.0	12.0	12.0	12.0						
Adj. Flow (vph)	0.0	1016.0	0.0	0.0	1193.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0.0	1016.0	0.0	0.0	1193.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.19	1.42	1.19	1.19	1.37	1.19	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
Turning Speed (k/h)	25.0		15.0	25.0		15.0	25.0		15.0	25.0		15.0
Turn Type		NA			NA							
Protected Phases		4.00			8.00			2.00			6.00	
Permitted Phases												
Minimum Split (s)		22.50			22.50			22.50			22.50	
Total Split (s)		128.00			128.00			28.00			28.00	
Total Split (%)		82.10%			82.10%			17.90%			17.90%	
Maximum Green (s)		125.00			125.00			25.00			25.00	
Yellow Time (s)		3.00			3.00			3.00			3.00	
All-Red Time (s)		0.00			0.00			0.00			0.00	
Lost Time Adjust (s)		0.00			0.00			0.00			0.00	
Total Lost Time (s)		3.00			3.00			3.00			3.00	
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)		7.00			7.00			7.00			7.00	
Flash Dont Walk (s)		11.00			11.00			11.00			11.00	
Pedestrian Calls (#/hr)		0.00			0.00			0.00			0.00	
Act Effct Green (s)		125.00			125.00							
Actuated g/C Ratio		0.80			0.80							

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
v/c Ratio		0.53			0.58							
Control Delay		6.50			7.20							
Queue Length 95th (m)		63.4			80.0							
Total Delay		6.50			7.20							
LOS		A			A							
Approach Delay		6.50			7.20							
Approach LOS		A			A							



Intersection Summary	
Area Type:	CBD
Cycle Length:	156.00
Actuated Cycle Length:	156.00
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBT and 6:SBT, Start of Green	
Natural Cycle:	60.00
Control Type:	Pretimed
Maximum v/c Ratio:	0.58
Intersection Signal Delay:	6.8
Intersection LOS:	A
Intersection Capacity Utilization	38.90%
ICU Level of Service	A



C.6. Reportes Intersección 6 – Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo

Lanes, Volumes, Timings

6

Lane Group	EBL	EBR	NBL	NBT	SBT	SBR
Lane Configurations						
Volume (vph)	760.0	195.0	0.0	408.0	0.0	0.0
Ideal Flow (vphpl)	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0
Lane Width (m)	3.3	3.3	3.2	3.2	3.6	3.6
Storage Length (m)	0.0	50.0	0.0	0.0		
Storage Lanes	2.0	1.0	0.0			0.0
Taper Length (m)	7.5		7.5			
Lane Util. Factor	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Frt		0.9				
Flt Protected	1.0					
Satd. Flow (prot)	2626.0	1211.0	0.0	1634.0	0.0	0.0
Flt Permitted	1.0					
Satd. Flow (perm)	2626.0	1211.0	0.0	1634.0	0.0	0.0
Right Turn on Red	Yes	Yes				Yes
Satd.Flow (RTOR)	456.0	214.0				
Link Speed (k/h)	52.0			52.0	50.0	
Link Distance (m)	70.4			86.3	42.0	
Travel Time (s)	4.9			6.0	3.0	
Peak Hour Factor	0.91	0.91	0.89	0.89	0.92	0.92
Heavy Vehicles (%)	0.16	0.16	0.00	0.00	0.02	0.02
Adj. Flow (vph)	835.0	214.0	0.0	458.0	0.0	0.0
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	835.0	214.0	0.0	458.0	0.0	0.0

Lane Group	EBL	EBR	NBL	NBT	SBT	SBR
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Left	Left	Right
Median Width(m)	6.6			0.0	0.0	
Link Offset(m)	0.0			0.0	0.0	
Crosswalk Width(m)	4.8			4.8	4.8	
Two way	Left	Turn	Lane			
Headway Factor	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1
Turning Speed (k/h)	25.0	15.0	25.0			15.0
Turn Type	Prot	Perm		NA		
Protected Phases	4.0			2.0		
Permitted Phases		4.0				
Minimum Split(s)	22.5	22.5		22.5		
Total Split (s)	44.0	44.0		33.0		
Total Split (%)	0.6	0.6		0.4		
Maximum Green (s)	40.0	40.0		30.0		
Yellow Time (s)	3.0	3.0		3.0		
All-Red Time (s)	1.0	1.0		0.0		
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0		0.0		
Total Lost Time (s)	4.0	4.0		3.0		
Lead/Lag						
Lead-Lag Optimize?						
Walk Time (s)	7.0	7.0		7.0		
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0		
Pedestrian Calls (#/hr)	0.0	0.0		0.0		
Act Effect Green (s)	40.0	40.0		30.0		

Lane Group	EBL	EBR	NBL	NBT	SBT	SBR
Actuated g/C Ratio	0.5	0.5		0.4		
v/c Ratio	0.53	0.29		0.72		
Control Delay	6.40	2.70		27.80		
Queue Length 95th (m)	29.5	9.8		91.4		
Total Delay	6.40	2.70		27.80		
LOS	A	A		C		
Approach Delay	5.70			27.80		
Approach LOS	A			C		



Intersection Summary

Area Type:	CBD
Cycle Length:	77.00
Actuated Cycle Length:	77.00
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBT and 6:, Start of Green	
Natural Cycle:	45.00
Control Type:	Pretimed
Maximum v/c Ratio:	0.72
Intersection Signal Delay:	12.4
Intersection LOS:	B
Intersection Capacity Utilization	54.60%
ICU Level of Service	A
Analysis Period (min)	15



Anexo D

Reportes del programa Vissim 11

D.1. Reportes de tiempos de viaje.

D.1.1. Reportes de tiempos de viaje tramo 1 avenida Primavera – Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.



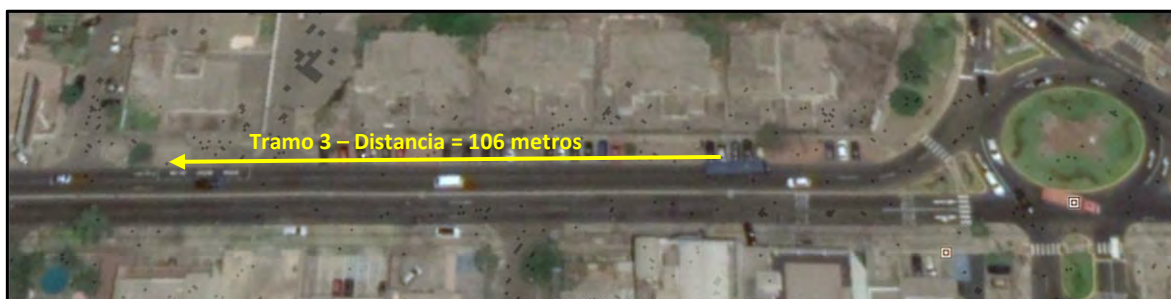
Número de corridas	Intervalo de simulación	Tramo evaluado	Volumen de vehículos	Tiempo de viaje en segundos (Todos)
1	600-4200	1	1028	7.670
2	600-4200	1	998	7.670
3	600-4200	1	1056	7.710
4	600-4200	1	339	7.720
5	600-4200	1	990	7.690
6	600-4200	1	1060	7.730
7	600-4200	1	1134	7.740
8	600-4200	1	1046	7.680
9	600-4200	1	1073	7.710
10	600-4200	1	1017	7.690
11	600-4200	1	1024	7.680
12	600-4200	1	1100	7.720
13	600-4200	1	1056	7.710
14	600-4200	1	1092	7.720
15	600-4200	1	1056	7.710
16	600-4200	1	1030	7.680
17	600-4200	1	1062	7.720
18	600-4200	1	1016	7.690
19	600-4200	1	999	7.680
20	600-4200	1	998	7.710
Media	600-4200	1	1009	7.702
Desviación Estándar	600-4200	1	162	0.021
Valor mínimo	600-4200	1	339	7.670
Valor máximo	600-4200	1	1134	7.740

D.1.2. Reportes de tiempos de viaje tramo 2 avenida Primavera – Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.



Número de corridas	Intervalo de simulación	Tramo evaluado	Volumen de vehículos	Tiempo de viaje en segundos (Todos)
1	600-4200	2	672	4.260
2	600-4200	2	676	4.220
3	600-4200	2	678	4.190
4	600-4200	2	206	4.220
5	600-4200	2	683	4.190
6	600-4200	2	675	4.260
7	600-4200	2	672	4.250
8	600-4200	2	677	4.230
9	600-4200	2	674	4.220
10	600-4200	2	681	4.200
11	600-4200	2	679	4.210
12	600-4200	2	673	4.230
13	600-4200	2	677	4.220
14	600-4200	2	683	4.200
15	600-4200	2	673	4.230
16	600-4200	2	673	4.230
17	600-4200	2	683	4.230
18	600-4200	2	678	4.230
19	600-4200	2	679	4.210
20	600-4200	2	684	4.240
Media	600-4200	2	654	4.224
Desviación Estándar	600-4200	2	105	0.020
Valor mínimo	600-4200	2	206	4.190
Valor máximo	600-4200	2	684	4.260

D.1.3. Reportes de tiempos de viaje tramo 3 avenida Primavera – Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.



Número de corridas	Intervalo de simulación	Tramo evaluado	Volumen de vehículos	Tiempo de viaje en segundos (Todos)
1	600-4200	3	751	8.790
2	600-4200	3	745	8.800
3	600-4200	3	715	8.690
4	600-4200	3	188	8.730
5	600-4200	3	743	8.660
6	600-4200	3	738	8.810
7	600-4200	3	711	8.810
8	600-4200	3	757	8.720
9	600-4200	3	720	8.740
10	600-4200	3	757	8.710
11	600-4200	3	763	8.720
12	600-4200	3	720	8.710
13	600-4200	3	733	8.680
14	600-4200	3	754	8.700
15	600-4200	3	702	8.780
16	600-4200	3	732	8.730
17	600-4200	3	742	8.740
18	600-4200	3	747	8.750
19	600-4200	3	728	8.750
20	600-4200	3	758	8.770
Media	600-4200	3	710	8.740
Desviación Estándar	600-4200	3	124	0.043
Valor mínimo	600-4200	3	188	8.660
Valor máximo	600-4200	3	763	8.810

D.1.4. Reportes de tiempos de viaje tramo 1 avenida Primavera – Volúmenes vehiculares del 17 de agosto del 2016.



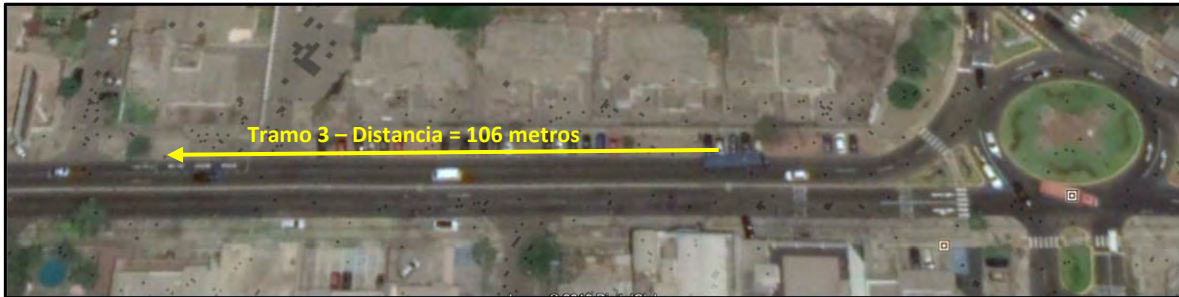
Número de corridas	Intervalo de simulación	Tramo evaluado	Volumen de vehículos	Tiempo de viaje en segundos (Todos)
1	600-4200	1	1056	7.750
2	600-4200	1	1092	7.720
3	600-4200	1	1056	7.700
4	600-4200	1	1030	7.680
5	600-4200	1	1062	7.720
6	600-4200	1	1016	7.770
7	600-4200	1	999	7.690
8	600-4200	1	998	7.710
9	600-4200	1	100	7.930
10	600-4200	1	100	7.630
11	600-4200	1	95	7.250
12	600-4200	1	51	7.590
13	600-4200	1	34	8.140
14	600-4200	1	47	7.630
15	600-4200	1	10	7.660
16	600-4200	1	28	7.490
17	600-4200	1	9	7.590
18	600-4200	1	17	7.620
19	600-4200	1	7	7.670
20	600-4200	1	26	8.870
Media	600-4200	1	441.650	7.741
Desviación Estándar	600-4200	1	501.241	0.315
Valor mínimo	600-4200	1	7	7.250
Valor máximo	600-4200	1	1092	8.870

D.1.5. Reportes de tiempos de viaje tramo 2 avenida Primavera – Volúmenes vehiculares del 17 de agosto del 2016



Número de corridas	Intervalo de simulación	Tramo evaluado	Volumen de vehículos	Tiempo de viaje en segundos (Todos)
1	600-4200	2	579	4.320
2	600-4200	2	649	4.270
3	600-4200	2	543	4.190
4	600-4200	2	562	4.300
5	600-4200	2	622	4.140
6	600-4200	2	573	4.220
7	600-4200	2	630	4.270
8	600-4200	2	599	4.250
9	600-4200	2	586	4.280
10	600-4200	2	576	4.160
11	600-4200	2	616	4.170
12	600-4200	2	609	4.190
13	600-4200	2	595	4.160
14	600-4200	2	635	4.170
15	600-4200	2	572	4.230
16	600-4200	2	608	4.210
17	600-4200	2	637	4.200
18	600-4200	2	610	4.180
19	600-4200	2	624	4.190
20	600-4200	2	616	4.220
Media	600-4200	2	602.050	4.216
Desviación Estándar	600-4200	2	28.166	0.051
Valor mínimo	600-4200	2	543	4.140
Valor máximo	600-4200	2	649	4.320

D.1.6. Reportes de tiempos de viaje tramo 3 avenida Primavera – Volúmenes vehiculares del 17 de agosto del 2016.



Número de corridas	Intervalo de simulación	Tramo evaluado	Volumen de vehículos	Tiempo de viaje en segundos (Todos)
1	600-4200	3	749	8.890
2	600-4200	3	802	8.510
3	600-4200	3	699	8.720
4	600-4200	3	699	8.690
5	600-4200	3	744	8.680
6	600-4200	3	754	8.770
7	600-4200	3	779	8.780
8	600-4200	3	763	8.970
9	600-4200	3	742	8.780
10	600-4200	3	744	8.710
11	600-4200	3	792	8.430
12	600-4200	3	765	8.720
13	600-4200	3	753	8.750
14	600-4200	3	781	8.950
15	600-4200	3	746	8.230
16	600-4200	3	750	8.460
17	600-4200	3	775	8.760
18	600-4200	3	746	8.670
19	600-4200	3	764	8.790
20	600-4200	3	774	8.560
Media	600-4200	3	756.050	8.691
Desviación Estándar	600-4200	3	25.879	0.179
Valor mínimo	600-4200	3	699	8.230
Valor máximo	600-4200	3	802	8.970

D.2. Reportes de Nudos

D.2.1. Intersección 1 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Intersección 1 – Av. Primavera con Jr. Santa Elena	Número de corridas	Intervalo de simulación	Longitud de cola promedio de la intersección (m)	Longitud máxima de cola de la intersección (m)	Volumen de Vehículos	Demora promedio de los vehículos (S)	Nivel de servicio
	1	600-4200	8.860	106.820	2054.000	13.810	LOS_B
	2	600-4200	5.860	100.540	1996.000	11.190	LOS_B
	3	600-4200	5.450	100.260	2014.000	10.950	LOS_B
	4	600-4200	38.240	101.340	686.000	12.020	LOS_B
	5	600-4200	5.920	86.480	2004.000	11.460	LOS_B
	6	600-4200	9.900	108.070	2053.000	15.270	LOS_C
	7	600-4200	18.170	108.140	2108.000	22.970	LOS_C
	8	600-4200	7.590	106.470	2038.000	12.360	LOS_B
	9	600-4200	7.530	101.270	2045.000	12.620	LOS_B
	10	600-4200	8.890	106.820	2036.000	13.810	LOS_B
	11	600-4200	7.970	101.360	2039.000	13.540	LOS_B
	12	600-4200	9.390	108.100	2055.000	14.500	LOS_B
	13	600-4200	7.900	108.070	2029.000	13.370	LOS_B
	14	600-4200	14.250	107.400	2106.000	18.970	LOS_C
	15	600-4200	7.370	101.170	2038.000	12.510	LOS_B
	16	600-4200	8.590	106.700	2014.000	13.600	LOS_B
	17	600-4200	10.390	108.030	2035.000	15.210	LOS_C
	18	600-4200	5.380	100.840	2009.000	10.940	LOS_B
	19	600-4200	6.370	106.840	1994.000	11.780	LOS_B
	20	600-4200	7.460	106.800	2020.000	12.840	LOS_B
	Media	600-4200	10.074	104.08	1968.65	13.686	LOS_B
	Desviación Estándar	600-4200	7.291	5.193	303.43	2.878	-----
	Valor mínimo	600-4200	5.38	86.48	686.00	10.940	LOS_B
	Valor máximo	600-4200	38.24	108.14	2108.00	22.970	LOS_C

D.2.2. Intersección 2 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Intersección 2 - Rotonda los Delfines	Número de corridas	Intervalo de simulación	Longitud de cola promedio de la intersección (m)	Longitud máxima de cola de la intersección (m)	Volumen de Vehículos	Demora promedio de los vehículos (S)	Nivel de servicio
	1	600-4200	61.220	220.320	2372.000	42.530	LOS_E
	2	600-4200	56.800	220.320	2347.000	35.420	LOS_E
	3	600-4200	72.430	220.320	2417.000	55.110	LOS_F
	4	600-4200	177.930	465.560	647.000	41.470	LOS_E
	5	600-4200	57.150	220.320	2347.000	36.280	LOS_E
	6	600-4200	74.900	220.320	2368.000	63.970	LOS_F
	7	600-4200	63.570	220.320	2460.000	43.710	LOS_E
	8	600-4200	62.300	220.320	2402.000	44.210	LOS_E
	9	600-4200	57.570	220.320	2379.000	35.810	LOS_E
	10	600-4200	57.960	220.320	2364.000	36.300	LOS_E
	11	600-4200	66.210	220.320	2398.000	50.190	LOS_F
	12	600-4200	78.820	220.310	2433.000	62.440	LOS_F
	13	600-4200	67.730	220.320	2428.000	51.470	LOS_F
	14	600-4200	64.370	220.310	2445.000	44.960	LOS_E
	15	600-4200	72.320	220.320	2399.000	53.770	LOS_F
	16	600-4200	71.660	220.320	2394.000	57.520	LOS_F
	17	600-4200	67.500	220.320	2403.000	50.260	LOS_F
	18	600-4200	59.400	220.300	2387.000	38.670	LOS_E
	19	600-4200	62.670	220.320	2371.000	43.040	LOS_E
	20	600-4200	64.040	220.320	2352.000	46.610	LOS_E
	Media	600-4200	70.828	232.580	2305.650	46.687	LOS_E
	Desviación Estándar	600-4200	25.982	54.838	391.709	8.690	-----
	Valor mínimo	600-4200	56.800	220.300	647.000	35.420	LOS_E
	Valor máximo	600-4200	177.930	465.560	2460.000	63.970	LOS_F

D.2.3. Intersección 3 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Intersección 3 - Jr. Alonso de Molina con Av. Central	Número de corridas	Intervalo de simulación	Longitud de cola promedio de la intersección (m)	Longitud máxima de cola de la intersección (m)	Volumen de Vehículos	Demora promedio de los vehículos (S)	Nivel de servicio
	1	600-4200	74.230	189.110	1386.000	127.200	LOS_F
	2	600-4200	75.160	189.150	1371.000	128.910	LOS_F
	3	600-4200	77.290	189.100	1394.000	129.570	LOS_F
	4	600-4200	72.890	183.680	483.000	129.440	LOS_F
	5	600-4200	73.600	189.140	1382.000	128.520	LOS_F
	6	600-4200	74.360	189.140	1364.000	130.920	LOS_F
	7	600-4200	76.230	189.120	1397.000	129.340	LOS_F
	8	600-4200	77.270	189.110	1414.000	131.590	LOS_F
	9	600-4200	77.060	189.110	1389.000	130.270	LOS_F
	10	600-4200	74.170	189.140	1363.000	129.560	LOS_F
	11	600-4200	71.020	189.080	1360.000	127.240	LOS_F
	12	600-4200	76.500	189.140	1340.000	138.080	LOS_F
	13	600-4200	70.010	189.080	1408.000	123.220	LOS_F
	14	600-4200	76.020	189.140	1368.000	131.590	LOS_F
	15	600-4200	75.300	189.100	1350.000	133.450	LOS_F
	16	600-4200	75.290	189.100	1383.000	126.670	LOS_F
	17	600-4200	74.200	189.090	1393.000	126.480	LOS_F
	18	600-4200	59.250	189.140	1377.000	105.780	LOS_F
	19	600-4200	70.020	189.140	1396.000	120.650	LOS_F
	20	600-4200	76.770	189.130	1368.000	131.540	LOS_F
	Media	600-4200	73.832	188.847	1334.300	128.001	LOS_F
	Desviación Estándar	600-4200	4.090	1.216	201.265	6.362	-----
	Valor mínimo	600-4200	59.250	183.680	483.000	105.780	LOS_F
	Valor máximo	600-4200	77.290	189.150	1414.000	138.080	LOS_F

D.2.4. Intersección 4 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Intersección 4 – Av. Primavera con Calle el Recuerdo	Número de corridas	Intervalo de simulación	Longitud de cola promedio de la intersección (m)	Longitud máxima de cola de la intersección (m)	Volumen de Vehículos	Demora promedio de los vehículos (S)	Nivel de servicio
	1	600-4200	0.060	12.840	1694.000	0.410	LOS_A
	2	600-4200	0.080	6.410	1672.000	0.440	LOS_A
	3	600-4200	0.100	19.600	1741.000	0.440	LOS_A
	4	600-4200	32.260	149.030	542.000	0.580	LOS_A
	5	600-4200	0.060	6.450	1662.000	0.390	LOS_A
	6	600-4200	0.070	18.500	1714.000	0.430	LOS_A
	7	600-4200	0.090	12.970	1758.000	0.430	LOS_A
	8	600-4200	0.110	12.950	1678.000	0.470	LOS_A
	9	600-4200	0.080	11.650	1739.000	0.440	LOS_A
	10	600-4200	0.100	17.710	1700.000	0.450	LOS_A
	11	600-4200	0.140	19.000	1726.000	0.500	LOS_A
	12	600-4200	0.130	11.960	1768.000	0.510	LOS_A
	13	600-4200	0.110	16.150	1725.000	0.460	LOS_A
	14	600-4200	0.110	12.410	1775.000	0.460	LOS_A
	15	600-4200	0.110	12.250	1729.000	0.460	LOS_A
	16	600-4200	0.050	6.280	1691.000	0.380	LOS_A
	17	600-4200	0.100	12.400	1728.000	0.450	LOS_A
	18	600-4200	0.070	12.990	1682.000	0.410	LOS_A
	19	600-4200	0.110	18.960	1675.000	0.440	LOS_A
	20	600-4200	0.060	12.620	1672.000	0.390	LOS_A
	Media	600-4200	1.700	20.157	1653.550	0.447	LOS_A
	Desviación Estándar	600-4200	7.193	30.602	263.809	0.046	-----
	Valor mínimo	600-4200	0.050	6.280	542.000	0.380	LOS_A
	Valor máximo	600-4200	32.260	149.030	1775.000	0.580	LOS_A

D.2.5. Intersección 5 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Intersección 5 - Av. Primavera con Crucero Peatonal	Número de corridas	Intervalo de simulación	Longitud de cola promedio de la intersección (m)	Longitud máxima de cola de la intersección (m)	Volumen de Vehículos	Demora promedio de los vehículos (S)	Nivel de servicio
	1	600-4200	86.700	171.930	1281.000	89.900	LOS_F
	2	600-4200	85.120	186.250	1268.000	88.590	LOS_F
	3	600-4200	88.990	191.000	1312.000	89.990	LOS_F
	4	600-4200	85.990	171.920	469.000	91.760	LOS_F
	5	600-4200	82.220	171.950	1254.000	87.370	LOS_F
	6	600-4200	86.830	171.950	1276.000	90.250	LOS_F
	7	600-4200	87.610	171.950	1310.000	88.170	LOS_F
	8	600-4200	87.160	171.940	1262.000	92.490	LOS_F
	9	600-4200	89.690	171.950	1298.000	91.910	LOS_F
	10	600-4200	88.610	171.950	1279.000	93.730	LOS_F
	11	600-4200	90.170	171.950	1302.000	93.020	LOS_F
	12	600-4200	90.650	171.940	1332.000	90.260	LOS_F
	13	600-4200	88.770	171.950	1301.000	90.970	LOS_F
	14	600-4200	91.820	171.950	1335.000	93.430	LOS_F
	15	600-4200	87.130	171.950	1291.000	88.540	LOS_F
	16	600-4200	88.250	171.950	1269.000	93.270	LOS_F
	17	600-4200	87.270	172.740	1289.000	89.080	LOS_F
	18	600-4200	83.640	171.950	1259.000	88.810	LOS_F
	19	600-4200	87.240	171.950	1261.000	90.920	LOS_F
	20	600-4200	85.980	171.940	1258.000	90.530	LOS_F
	Media	600-4200	87.492	173.653	1245.300	90.650	LOS_F
	Desviación Estándar	600-4200	2.302	5.181	184.293	1.904	-----
	Valor mínimo	600-4200	82.220	171.920	469.000	87.370	LOS_F
	Valor máximo	600-4200	91.820	191.000	1335.000	93.730	LOS_F

D.2.6. Intersección 6 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Intersección 6 – Av. Primavera con Jr. Nicolás Rodrigo	Número de corridas	Intervalo de simulación	Longitud de cola promedio de la intersección (m)	Longitud máxima de cola de la intersección (m)	Volumen de Vehículos	Demora promedio de los vehículos (S)	Nivel de servicio
	1	600-4200	7.510	70.000	996.000	15.410	LOS_B
	2	600-4200	9.910	69.960	1049.000	18.460	LOS_B
	3	600-4200	8.130	69.980	1041.000	16.900	LOS_B
	4	600-4200	6.540	69.980	622.000	20.230	LOS_C
	5	600-4200	5.590	69.990	916.000	12.930	LOS_B
	6	600-4200	7.320	69.960	1006.000	14.770	LOS_B
	7	600-4200	7.550	70.000	1011.000	15.450	LOS_B
	8	600-4200	8.000	70.000	989.000	16.140	LOS_B
	9	600-4200	9.050	69.970	1051.000	17.080	LOS_B
	10	600-4200	8.790	70.000	1001.000	17.360	LOS_B
	11	600-4200	7.220	69.970	1016.000	14.840	LOS_B
	12	600-4200	9.940	70.000	1076.000	18.200	LOS_B
	13	600-4200	8.040	70.000	1047.000	15.460	LOS_B
	14	600-4200	8.680	69.980	1053.000	16.470	LOS_B
	15	600-4200	8.880	69.990	1046.000	16.880	LOS_B
	16	600-4200	8.590	69.980	995.000	16.760	LOS_B
	17	600-4200	8.400	70.000	1016.000	16.440	LOS_B
	18	600-4200	7.730	70.000	966.000	15.940	LOS_B
	19	600-4200	8.240	70.000	996.000	16.520	LOS_B
	20	600-4200	10.260	69.980	1009.000	19.550	LOS_B
	Media	600-4200	8.219	69.987	995.100	16.590	LOS_B
	Desviación Estándar	600-4200	1.139	0.014	94.907	1.679	-----
	Valor mínimo	600-4200	5.590	69.960	622.000	12.930	LOS_B
	Valor máximo	600-4200	10.260	70.000	1076.000	20.230	LOS_C

D.3. Longitudes de Cola por acceso.

D.3.1. Intersección 1 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Intersección 1 – Av. Primavera con Jr. Santa Elena	Número de corridas	Intervalo de simulación	Acceso	Longitud promedio de cola (m)	Longitud Máxima de cola Máxima (m)
	1	600-4200	Acceso 2	8.810	71.110
	2	600-4200	Acceso 2	3.310	71.080
	3	600-4200	Acceso 2	1.440	35.340
	4	600-4200	Acceso 2	38.320	70.580
	5	600-4200	Acceso 2	4.860	70.620
	6	600-4200	Acceso 2	3.340	48.140
	7	600-4200	Acceso 2	8.840	71.000
	8	600-4200	Acceso 2	2.100	49.760
	9	600-4200	Acceso 2	4.080	46.130
	10	600-4200	Acceso 2	3.330	70.740
	11	600-4200	Acceso 2	4.560	70.980
	12	600-4200	Acceso 2	6.720	77.900
	13	600-4200	Acceso 2	2.130	54.660
	14	600-4200	Acceso 2	5.900	70.980
	15	600-4200	Acceso 2	4.590	77.960
	16	600-4200	Acceso 2	2.250	45.470
	17	600-4200	Acceso 2	10.380	77.910
	18	600-4200	Acceso 2	3.300	46.000
	19	600-4200	Acceso 2	2.560	60.120
	20	600-4200	Acceso 2	1.120	29.430
	Media	600-4200	Acceso 2	6.100	60.800
	Desviación Estándar	600-4200	Acceso 2	8.010	15.070
	Valor mínimo	600-4200	Acceso 2	1.120	29.430
	Valor máximo	600-4200	Acceso 2	38.320	77.960

D.3.2. Intersección 2 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Intersección 2 - Rotonda los Delfines	Número de corridas	Intervalo de simulación	Acceso	Longitud promedio de cola (m)	Longitud Máxima de cola Máxima (m)
	1	600-4200	Acceso 1	177.930	185.710
	2	600-4200	Acceso 1	176.010	185.710
	3	600-4200	Acceso 1	177.980	185.710
	4	600-4200	Acceso 1	180.400	185.690
	5	600-4200	Acceso 1	178.000	185.710
	6	600-4200	Acceso 1	178.350	185.710
	7	600-4200	Acceso 1	177.720	185.700
	8	600-4200	Acceso 1	178.080	185.710
	9	600-4200	Acceso 1	178.110	185.710
	10	600-4200	Acceso 1	178.120	185.700
	11	600-4200	Acceso 1	174.920	185.710
	12	600-4200	Acceso 1	178.220	185.700
	13	600-4200	Acceso 1	178.220	185.700
	14	600-4200	Acceso 1	178.180	185.700
	15	600-4200	Acceso 1	177.670	185.710
	16	600-4200	Acceso 1	177.930	185.710
	17	600-4200	Acceso 1	178.260	185.710
	18	600-4200	Acceso 1	178.030	185.690
	19	600-4200	Acceso 1	178.010	185.710
	20	600-4200	Acceso 1	178.070	185.710
	Media	600-4200	Acceso 1	177.910	185.700
	Desviación Estándar	600-4200	Acceso 1	1.020	0.010
	Valor mínimo	600-4200	Acceso 1	174.920	185.690
	Valor máximo	600-4200	Acceso 1	180.400	185.710

D.3.3. Intersección 3 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Intersección 3 - Jr. Alonso de Molina con Av. Central	Número de corridas	Intervalo de simulación	Acceso	Longitud promedio de cola (m)	Longitud Máxima de cola Máxima (m)
	1	600-4200	Acceso 3	49.400	63.960
	2	600-4200	Acceso 3	50.620	63.990
	3	600-4200	Acceso 3	49.610	63.980
	4	600-4200	Acceso 3	49.360	57.150
	5	600-4200	Acceso 3	49.330	62.680
	6	600-4200	Acceso 3	49.680	64.020
	7	600-4200	Acceso 3	49.170	64.020
	8	600-4200	Acceso 3	48.490	63.990
	9	600-4200	Acceso 3	50.310	62.700
	10	600-4200	Acceso 3	49.790	64.010
	11	600-4200	Acceso 3	49.370	64.000
	12	600-4200	Acceso 3	49.160	63.990
	13	600-4200	Acceso 3	49.340	62.690
	14	600-4200	Acceso 3	49.630	62.660
	15	600-4200	Acceso 3	49.420	63.970
	16	600-4200	Acceso 3	49.730	63.960
	17	600-4200	Acceso 3	49.070	62.700
	18	600-4200	Acceso 3	50.040	63.960
	19	600-4200	Acceso 3	49.290	62.650
	20	600-4200	Acceso 3	49.710	64.010
	Media	600-4200	Acceso 3	49.520	63.260
	Desviación Estándar	600-4200	Acceso 3	0.460	1.560
	Valor mínimo	600-4200	Acceso 3	48.490	57.150
	Valor máximo	600-4200	Acceso 3	50.620	64.020

D.3.4. Intersección 5 - Volúmenes vehiculares del 16 de agosto del 2016.

Flujograma de Intersección 5 - Av. Primavera con Crucero Peatonal	Número de corridas	Intervalo de simulación	Acceso	Longitud promedio de cola (m)	Longitud Máxima de cola Máxima (m)
	1	600-4200	Acceso 3	106.170	154.190
	2	600-4200	Acceso 3	106.920	155.540
	3	600-4200	Acceso 3	111.010	185.370
	4	600-4200	Acceso 3	108.180	120.340
	5	600-4200	Acceso 3	103.190	121.160
	6	600-4200	Acceso 3	106.870	147.380
	7	600-4200	Acceso 3	105.860	127.130
	8	600-4200	Acceso 3	105.260	123.850
	9	600-4200	Acceso 3	106.350	119.950
	10	600-4200	Acceso 3	104.820	123.700
	11	600-4200	Acceso 3	106.080	125.930
	12	600-4200	Acceso 3	106.770	127.330
	13	600-4200	Acceso 3	105.990	121.650
	14	600-4200	Acceso 3	105.750	121.980
	15	600-4200	Acceso 3	106.650	147.260
	16	600-4200	Acceso 3	105.620	125.680
	17	600-4200	Acceso 3	106.450	139.330
	18	600-4200	Acceso 3	104.650	123.320
	19	600-4200	Acceso 3	106.490	149.220
	20	600-4200	Acceso 3	105.030	121.280
	Media	600-4200	Acceso 3	106.210	134.080
	Desviación Estándar	600-4200	Acceso 3	1.540	17.290
	Valor mínimo	600-4200	Acceso 3	103.190	119.950
	Valor máximo	600-4200	Acceso 3	111.010	185.370