

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

**APLICABILIDAD DE LAS METODOLOGÍAS DEL HCM 2000 Y  
SYNCHRO 7.0 PARA ANALIZAR INTERSECCIONES  
SEMAFORIZADAS EN LIMA**

**Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, que presenta el  
bachiller:**

**FAVIO JORGE VERA LINO**

**Asesor: Ing. Félix Israel Cabrera Vega**

**Lima, Enero del 2012**



© 2012, Favio J. Vera Lino

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

## RESUMEN

Es una práctica común que las medidas de eficiencia para la evaluación del comportamiento de intersecciones semaforizadas en la ciudad de Lima sean determinadas empleando como herramientas las metodologías de análisis del HCM 2000 y Synchro 7; las mismas que se fundamentan en los principios de la ingeniería de tráfico y han sido desarrolladas empleando información real de campo que no necesariamente presentaría características similares a las locales, siendo necesario determinar si su aplicación directa sería válida para la obtención de valores representativos de tasas de flujo de saturación, demoras y colas.

El trabajo de investigación aquí presentado emplea las metodologías mencionadas para el análisis de una intersección semaforizada limeña; con las cuales se estimaron las tasas de flujo de saturación, demoras por control y extensiones máximas de cola, que posteriormente se contrastaron con los valores directos de campo obtenidos a través de la aplicación de la técnica de medición directa Input-Output. Como resultado de los análisis de este estudio, se verificó que para condiciones próximas a la saturación, es decir para valores de  $v/c$  mayores de 0.8, el HCM no brindaría resultados confiables, sobrestimando excesivamente las demoras y colas. Del mismo modo, este trabajo sugeriría que la aplicación de Synchro podría brindar mejores resultados siempre y cuando sean empleadas tasas de flujo de saturación medidas directamente de datos de campo, pudiéndose obtener valores de demoras entre 10% y 20% mayores a las que se presentarían realmente y brindando valores de colas equivalentes a los reales.

Así mismo, el presente estudio indicaría que el comportamiento del tráfico limeño durante la descarga de una intersección en la fase verde, no correspondería con lo esperado según los modelos teóricos ni tampoco con los procedimientos de estimación del HCM y Synchro, no pudiéndose obtener valores de tasa de flujo de saturación representativos y concluyendo que sería más recomendable emplear un análisis de dispersión y curvas de tendencia para medir directamente las tasas de flujo de saturación presentes.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Aplicabilidad de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 para analizar intersecciones semaforizadas en Lima".  
Área : Transporte -Investigación-  
Asesor : Ing. Félix Israel Cabrera Vega  
Alumno : FAVIO JORGE VERA LINO  
Código : 2000.2168.4.412  
Tema N° : 28  
Fecha : Lima, 08 de noviembre de 2010



VILA

ANTECEDENTES

Las metodologías para el análisis operacional de intersecciones semaforizadas, HCM 2000 y Synchro 7.0, son muy utilizadas y aceptadas en los Estados Unidos de Norteamérica. Sus parámetros y ecuaciones han sido validados para analizar el funcionamiento de intersecciones aisladas con problemas relativamente moderados de congestión. Estos procedimientos son rápidos y confiables para predecir si una intersección operará por debajo o encima de su capacidad. Sin embargo, los procedimientos son generalmente limitados en su habilidad para evaluar sistemas complejos.

En el Perú, comúnmente, los consultores e instituciones aplican estas metodologías considerando los valores por omisión, que recomienda el HCM, y no toman en cuenta las limitaciones mencionadas líneas arriba, ni recolectan toda la información de campo referida a la circulación. De esta forma, los resultados obtenidos podrían no ser adecuados, no solo por la menor precisión obtenida al usar los valores por omisión, sino también por las características particulares observadas en las intersecciones peruanas: altos porcentajes de vehículos pesados, estilo de manejo agresivo de los conductores, múltiples paradas de vehículos de transporte público y principalmente los tipos de conflicto que se producen dentro de las intersecciones (Ej. conflictos entre peatones y vehículos).

Por este motivo, es necesario revisar si los modelos determinísticos (HCM 2000 y Synchro 7.0) podrían ser aplicados al caso de Lima y al mismo tiempo observar el efecto de los valores por omisión, sugeridos por el HCM, en la estimación de las medidas de eficiencia típicas como v/c (volumen/capacidad), demoras, nivel de servicio y colas.


OBJETIVOS

Objetivo general

Analizar si los modelos determinísticos de tráfico HCM 2000 y Synchro 7.0, desarrollados en los EEUU, brindan resultados adecuados al ser aplicados en las intersecciones semaforizadas de Lima.

Objetivos específicos

- Evaluar la variación en las **medidas de eficiencia** (demoras y colas) al emplear los valores por omisión, sugeridos en el HCM 2000, y los datos de campo relacionados a la circulación.
- Evaluar si la aplicabilidad de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 depende de las diferentes demandas de tráfico (relación volumen/capacidad).
- De ser posible, identificar factores que pudieran ajustar las metodologías al caso de las intersecciones semaforizadas en Lima.

Al pasar esto a un modelo...  
pueden mejorarse...  
Hay...  
En...  




## PROGRAMA DE TRABAJO

El desarrollo de la tesis considerará los siguientes temas:

- Metodologías de modelación de tráfico.
- Metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0, para analizar intersecciones semaforizadas.
- Aplicación de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 a una intersección semaforizada de Lima.
- Análisis de la aplicabilidad de las metodologías, antes mencionadas, al caso de Lima. Se compararán los resultados de los modelos con mediciones directas de campo (colas y demoras).
- Conclusiones y recomendaciones.

En la redacción de la tesis se deberá incluir el marco teórico y las hipótesis de la investigación.

## REVISIONES

### Primera Revisión:

- Objetivo general y objetivos específicos.
- Hipótesis de la investigación.
- Marco teórico.

### Segunda Revisión:

- Metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0, para analizar intersecciones semaforizadas.
- Grupos considerados deficientemente en la metodología (peatones, ciclistas, etc.).
- Recolección y procesamiento de datos de campo.

### Tercera Revisión:

- Análisis de capacidad y nivel de servicio, de una intersección, mediante HCM 2000 y Synchro 7.0.
- Comparación y análisis de los resultados de las metodologías versus las mediciones de campo.
- Conclusiones y recomendaciones.

V°B° *A.S.B.*  
.....  
Ing. Ángel San Bartolomé  
Coord. de Investigación

## NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.





*A mis abuelos Alfonso<sup>†</sup> y Martha,  
por el cariño de toda la vida.*

## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de investigación no hubiera sido posible sin la ayuda de familiares y amigos que de alguna u otra forma contribuyeron desinteresadamente con el autor.

En primer lugar quiero agradecer a mis padres, Favio y Lucía, quienes con su confianza mantuvieron siempre mi aliento y la motivación para la culminación de esta tesis.

En segundo lugar quisiera agradecer a todas aquellas personas que con su tiempo, paciencia, consejos y apoyo; lograron hacer posible que este desafío sea cumplido. Ellos son: Gary y Alfonso Vera, Mauricio Vera M., Julius y Liliana Lino, Marta Vergaray, Jose Antonio Fajardo, Pablo Quinteros, Vanessa Trujillo, Jerry Cairampoma y Mario Lovón.

A todos ellos mis mas sinceros agradecimientos y mejores deseos.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

	Página
<b>RESUMEN</b> .....	i
<b>APROBACIÓN DE TEMA DE TESIS</b> .....	ii
<b>DEDICATORIA</b> .....	iv
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	v
<b>ÍNDICE DE CONTENIDO</b> .....	vi
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	viii
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	ix
<b>ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS</b> .....	xi
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	2
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN .....	2
1.3.1. <i>Objetivo general</i> .....	2
1.3.2. <i>Objetivos específicos</i> .....	3
1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN .....	3
<b>CAPÍTULO 2: REVISIÓN DE LA LITERATURA</b> .....	4
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....	4
2.2. CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO VEHICULAR .....	5
2.2.1. <i>Parámetros macroscópicos</i> .....	5
2.2.2. <i>Parámetros microscópicos</i> .....	6
2.3. MODELACIÓN DEL TRÁFICO .....	7
2.4. FLUJO DISCONTINUO EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS.....	7
2.4.1. <i>Headways de entrada</i> .....	8
2.4.2. <i>Tasa de flujo de saturación y tiempo perdido</i> .....	9
2.4.3. <i>Características de las intersecciones semaforizadas</i> .....	10
2.4.4. <i>Tipos de semaforización</i> .....	11
2.4.5. <i>Teoría de colas</i> .....	12
2.5. CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO .....	15
2.5.1. <i>Capacidad en intersecciones semaforizadas</i> .....	15
2.5.2. <i>Nivel de servicio en intersecciones semaforizadas</i> .....	15
<b>CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA DEL HCM 2000</b> .....	16
3.1. ANÁLISIS OPERACIONAL .....	16
3.2 DATOS DE ENTRADA.....	17
3.2.1. <i>Condiciones geométricas</i> .....	17
3.2.2. <i>Condiciones de circulación</i> .....	17
3.2.3. <i>Condiciones de semaforización</i> .....	18
3.3 AJUSTE DE LA DEMANDA.....	18
3.3.1. <i>Agrupamiento de carriles</i> .....	18
3.3.2. <i>Determinación de la tasa de flujo</i> .....	18
3.4. AJUSTE DE LA OFERTA .....	19
3.4.1. <i>Determinación de la tasa de flujo de saturación</i> .....	19
3.4.2. <i>Factores de ajuste del flujo de saturación</i> .....	20
3.5. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD Y LA RELACIÓN v/c .....	23
3.5.1. <i>Capacidad</i> .....	23
3.5.2. <i>Relación v/c</i> .....	23
3.5.3. <i>Grupos de carriles críticos y grado de saturación crítico</i> .....	23
3.6. MEDIDAS DE EFICIENCIA .....	24
3.6.1. <i>Determinación de la demora</i> .....	24
3.6.2. <i>Demora uniforme</i> .....	24



3.6.3. Factor de ajuste por coordinación .....	25
3.6.4. Demora incremental .....	26
3.6.5. Demora por cola inicial.....	27
3.6.7. Estimación de demoras agregadas (ponderadas).....	28
3.6.8. Determinación del nivel de servicio .....	29
3.6.9. Determinación de colas .....	29
<b>CAPÍTULO 4: CARACTERÍSTICAS DE SYNCHRO 7.....</b>	<b>33</b>
4.1. AJUSTE DE LA DEMANDA.....	33
4.2. AJUSTE DE LA OFERTA .....	33
4.3. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD .....	34
4.4. DETERMINACIÓN DE LAS MEDIDAS DE EFICIENCIA .....	34
4.4.1. Demoras.....	34
4.4.2. Método de Webster (HCM).....	34
4.4.3. Método de demora percentil.....	35
4.4.5. Nivel de servicio de la intersección .....	37
4.4.6. Cálculo de longitudes de cola.....	37
<b>CAPÍTULO 5: TÉCNICA DE MEDICIÓN DIRECTA INPUT-OUTPUT .....</b>	<b>39</b>
5.1. ASPECTOS GENERALES .....	39
5.2. PROCEDIMIENTO DE REGISTRO DE ARRIBOS Y PARTIDAS .....	40
5.3. DETERMINACIÓN DE LAS CURVAS DE ARRIBOS Y PARTIDAS .....	40
5.4. CORRECCIÓN Y AJUSTE DE LAS CURVAS DE ARRIBO .....	41
5.5. ESTIMACIÓN DE DEMORAS Y COLAS .....	43
<b>CAPÍTULO 6: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>45</b>
<b>CAPÍTULO 7: RECOLECCIÓN DE DATOS .....</b>	<b>47</b>
7.1. SELECCIÓN DE LA INTERSECCIÓN DE ANÁLISIS .....	47
7.2. REGISTRO DEL TRÁFICO .....	48
7.3. PASOS PREVIOS A LA EXTRACCIÓN DE DATOS.....	50
7.4. REGLAJE DEL SEMÁFORO .....	51
7.5. AFORO VEHICULAR Y SELECCIÓN DE LOS PERIODOS DE ANÁLISIS .....	52
7.6. AGRUPAMIENTO DE CARRILES.....	53
7.7. AFORO PEATONAL.....	54
7.8. CONTEOS DE VEHÍCULOS PESADOS (HV) .....	54
7.9. CONTEOS DE BUSES, BLOQUEOS Y MANIOBRAS DE ESTACIONAMIENTO .....	54
7.10. ESTIMACIÓN DE LA RELACIÓN DE PELOTÓN ( $R_p$ ) .....	54
7.11. MEDICIÓN DIRECTA DE LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN .....	55
7.12. EXTRACCIÓN DE ARRIBOS Y PARTIDAS EMPLEANDO LA TÉCNICA INPUT-OUTPUT.....	59
7.13. MEDICIÓN DIRECTA DE LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN EMPLEANDO DIAGRAMAS DE DISPERSIÓN .....	60
<b>CAPÍTULO 8: PROCESAMIENTO DE DATOS.....</b>	<b>64</b>
8.1. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DEL HCM 2000.....	64
8.2. APLICACIÓN DE SYNCHRO 7.0 .....	73
8.3. MEDICIÓN DIRECTA DE DEMORAS Y COLAS.....	76
<b>CAPÍTULO 9: RESULTADOS .....</b>	<b>78</b>
9.1. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS.....	78
9.2. COMPORTAMIENTO DE LAS MEDIDAS DE EFICIENCIA SEGÚN EL GRADO DE SATURACIÓN.....	85
<b>CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>90</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>93</b>
<b>ANEXOS (CD)</b>	

## LISTA DE TABLAS

	<b>Página</b>
TABLA 1. VARIABLES FUNDAMENTALES EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS .....	11
TABLA 2. NIVELES DE SERVICIO EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS .....	15
TABLA 3. RELACIÓN ENTRE EL TIPO DE LLEGADA Y LA RELACIÓN DE PELOTÓN .....	17
TABLA 4. GRUPOS DE CARRILES TÍPICOS PARA EL ANÁLISIS .....	18
TABLA 5. FACTORES DE AJUSTE DEL FLUJO DE SATURACIÓN .....	22
TABLA 6. FACTOR DE AJUSTE POR COORDINACIÓN PARA EL CÁLCULO DE LA DEMORA UNIFORME.....	26
TABLA 7. PARÁMETROS PARA EL FACTOR DE COLA PERCENTIL 70°, 85°, 90° Y 95° .....	32
TABLA 8. FACTOR DE CORRECCIÓN DE DEMORA POR EFECTOS DE ACELERACIÓN Y DECELERACIÓN ....	44
TABLA 9. INTERVALOS DE TIEMPO DEL CICLO DEL SEMÁFORO.....	52
TABLA 10. AFORO EN VEHÍCULOS MIXTOS .....	52
TABLA 11. DESFASES OBTENIDOS PARA EL AJUSTE DE LA CURVA DE ARRIBOS .....	60
TABLA 12. TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN MEDIDAS DIRECTAMENTE EMPLEANDO ANÁLISIS DE DISPERSIÓN.....	63
TABLA 13. PLANILLA DE AJUSTE DE LA DEMANDA EMPLEANDO EL HCM 2000 .....	65
TABLA 14. PLANILLA DE AJUSTE DE LA OFERTA, EMPLEANDO EL HCM 2000 .....	65
TABLA 15. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE $F_{LT}$ PARA GIROS A LA IZQUIERDA PERMITIDOS Y OPUESTOS A ACCESO DE CARRIL ÚNICO, EMPLEANDO EL HCM 2000.....	66
TABLA 16. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE $F_{LT}$ PARA GIROS A LA IZQUIERDA PERMITIDOS Y OPUESTOS A ACCESO DE VARIOS CARRILES, EMPLEANDO EL HCM 2000 .....	67
TABLA 17. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS PEATÓN/BICICLETA PARA GIROS PERMITIDOS A LA IZQUIERDA, EMPLEANDO EL HCM 2000 .....	67
TABLA 18. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS PEATÓN/BICICLETA PARA GIROS PERMITIDOS A LA DERECHA, EMPLEANDO EL HCM 2000 .....	68
TABLA 19. PLANILLA DE ANÁLISIS Y ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD EN UNA INTERSECCIÓN SEMAFORIZADA, EMPLEANDO EL HCM 2000.....	68
TABLA 20. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE LA DEMORA POR COLA INICIAL, EMPLEANDO EL HCM 2000	69
TABLA 21. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE LA DEMORA POR CONTROL Y EL NS, EMPLEANDO EL HCM 2000 .....	70
TABLA 22. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE LA MÁXIMA EXTENSIÓN DE COLA PROMEDIO, EMPLEANDO EL HCM 2000 .....	71
TABLA 23. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE LA MÁXIMA EXTENSIÓN DE COLA PERCENTIL, .....	72
TABLA 24. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE DEMORAS Y COLAS EMPLEANDO LA TÉCNICA INPUT-OUTPUT PARA EL GRUPO DE CARRILES COMPUESTO N-S DURANTE EL PERIODO DE ANÁLISIS PICO .....	77
TABLA 25. PLANILLA DE ESTIMACIÓN DE DEMORAS Y COLAS EMPLEANDO LA TÉCNICA INPUT-OUTPUT PARA EL GRUPO DE CARRIL DE GIRO EXCLUSIVO N-S DURANTE EL PERIODO DE ANÁLISIS PICO...	77
TABLA 26. NIVELES DE SERVICIO PARA LOS GRUPOS DE CARRILES E INTERSECCIÓN ESTUDIADOS .....	83

## LISTA DE FIGURAS

	Página
FIGURA 1. PARÁMETROS MICROSCÓPICOS .....	6
FIGURA 2. HEADWAYS EN UNA INTERSECCIÓN SEMAFORIZADA .....	8
FIGURA 3. CONCEPTOS DE HEADWAY DE SATURACIÓN, TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN Y TIEMPO PERDIDO .....	9
FIGURA 4. RELACIONES ENTRE VARIABLES DE DISTRIBUCIÓN TEMPORAL EN SEMÁFOROS .....	10
FIGURA 5. FUNCIONAMIENTO DEL SEMÁFORO EN CONDICIONES NO SATURADAS .....	13
FIGURA 6. FUNCIONAMIENTO DEL SEMÁFORO BAJO EFECTOS ALEATORIOS Y SOBRESATURACIÓN .....	13
FIGURA 7. MAGNITUDES DE COLAS EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS .....	14
FIGURA 8. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS OPERACIONAL PARA INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS .....	16
FIGURA 9. DIAGRAMA DE COLAS Y CÁLCULO DE DEMORA .....	35
FIGURA 10. DIAGRAMA DE LLEGADAS Y SALIDAS PARA LA DETERMINACIÓN DE COLAS .....	38
FIGURA 11. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS DIFERENTES TIPOS DE DEMORAS EMPLEADAS POR LOS INGENIEROS DE TRÁFICO .....	40
FIGURA 12. CURVAS EMPLEADAS EN LA TÉCNICA INPUT-OUTPUT .....	41
FIGURA 13. CORRECCIÓN DE CURVA DE ARRIBOS CUANDO EXISTE EXCESO DE VEHÍCULOS .....	41
FIGURA 14. CORRECCIÓN DE CURVA DE ARRIBOS CUANDO EXISTE AUSENCIA DE VEHÍCULOS .....	42
FIGURA 15. AJUSTE DE CURVA DE ARRIBOS POR DESFASE DE PUNTO DE REFERENCIA .....	43
FIGURA 16. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA ESTIMACIÓN DE DEMORAS Y COLAS EMPLEANDO LA TÉCNICA INPUT-OUTPUT .....	44
FIGURA 17. VISTA SATELITAL DE LA INTERSECCIÓN DE LAS AVENIDAS SAN LUIS Y LAS ARTES.....	48
FIGURA 18. ESQUEMA DE LA DISTRIBUCIÓN DE LOS CAMPOS VISUALES DE LAS CÁMARAS DE VIDEO ....	48
FIGURA 19. EQUIPOS DE FILMACIÓN EMPLEADOS EN LA RECOLECCIÓN DE DATOS .....	49
FIGURA 20. VISTAS DE LOS ACCESOS DE LAS AVENIDAS SAN LUIS Y LAS ARTES.....	50
FIGURA 21. DESFASE DE LOS TEMPORIZADORES DE LAS CÁMARAS DE VIDEO .....	51
FIGURA 22. DIAGRAMA DE FASES DE LOS SEMÁFOROS DE LAS AVENIDAS SAN LUIS Y LAS ARTES .....	51
FIGURA 23. PROGRESIÓN DEL VOLUMEN VEHICULAR TOTAL DE LA INTERSECCIÓN.....	53
FIGURA 24. HEADWAYS EN EL CARRIL DERECHO DEL ACCESO N-S.....	56
FIGURA 25. HEADWAYS EN EL CARRIL CENTRAL DEL ACCESO N-S .....	56
FIGURA 26. HEADWAYS EN EL CARRIL IZQUIERDO (BAHÍA DE GIRO) DEL ACCESO N-S .....	57
FIGURA 27. HEADWAYS EN EL CARRIL DERECHO DEL ACCESO S-N.....	57
FIGURA 28. HEADWAYS EN EL CARRIL CENTRAL DEL ACCESO S-N .....	57
FIGURA 29. HEADWAYS EN EL CARRIL IZQUIERDO (BAHÍA DE GIRO) DEL ACCESO S-N .....	58
FIGURA 30. HEADWAYS EN EL CARRIL ÚNICO DEL ACCESO E-O .....	58
FIGURA 31. HEADWAYS EN EL CARRIL ÚNICO DEL ACCESO O-E .....	58
FIGURA 32. CURVAS DE DESCARGA PARA LOS 7 CICLOS DEL PERIODO DE ANÁLISIS PICO, EN EL ACCESO N-S PARA EL GRUPO DE CARRILES COMPUESTO .....	61
FIGURA 33. ANÁLISIS DE DISPERSIÓN PARA EL ACCESO N-S EN EL GRUPO DE CARRILES COMPUESTO, DURANTE EL PERIODO PICO.....	61
FIGURA 34. CURVAS DE DESCARGA PARA LOS 7 CICLOS DEL PERIODO DE ANÁLISIS PICO, EN EL ACCESO N-S PARA EL GRUPO DE CARRIL DE GIRO A LA IZQUIERDA .....	62
FIGURA 35. ANÁLISIS DE DISPERSIÓN PARA EL ACCESO N-S EN EL GRUPO DE CARRIL DE GIRO A LA IZQUIERDA, DURANTE EL PERIODO PICO.....	62
FIGURA 36. ANÁLISIS DE TENDENCIA PARA LOS FACTORES $F_B\%$ .....	72
FIGURA 37. VENTANA PARA LA CREACIÓN DE LA INTERSECCIÓN EMPLEANDO SYNCHRO .....	73
FIGURA 38. VENTANA PARA EL INGRESO DE LA INFORMACIÓN DE LA CAPACIDAD CON SYNCHRO .....	74
FIGURA 39. VENTANA PARA EL INGRESO DE LA INFORMACIÓN DE LA DEMANDA CON SYNCHRO .....	74
FIGURA 40. VENTANA DE INFORMACIÓN SEMAFÓRICA EMPLEANDO SYNCHRO .....	75

FIGURA 41. VENTANA PARA EL INGRESO DE LA INFORMACIÓN DE LA CAPACIDAD CON SYNCHRO Y TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN MEDIDA.....	76
FIGURA 42. DIAGRAMA DE FRECUENCIAS ACUMULADAS PARA LOS VALORES DE MÁXIMA EXTENSIÓN DE COLA SEGÚN GRUPOS DE CARRILES, EMPLEANDO LA TÉCNICA INPUT-OUTPUT.....	77
FIGURA 43. TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO VALLE .....	79
FIGURA 44. TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO INTERMEDIO.....	79
FIGURA 45. TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO PICO .....	79
FIGURA 46. RELACIONES VOLUMEN-CAPACIDAD OBTENIDAS CON TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO VALLE .	80
FIGURA 47. RELACIONES VOLUMEN-CAPACIDAD OBTENIDAS CON TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO INTERMEDIO .....	80
FIGURA 48. RELACIONES VOLUMEN-CAPACIDAD OBTENIDAS CON TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO PICO ....	80
FIGURA 49. DEMORAS OBTENIDAS CON TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO VALLE.....	81
FIGURA 50. DEMORAS OBTENIDAS CON TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO INTERMEDIO .....	82
FIGURA 51. DEMORAS OBTENIDAS CON TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO PICO.....	82
FIGURA 52. COLAS OBTENIDAS CON TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO VALLE.....	84
FIGURA 53. COLAS OBTENIDAS CON TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO INTERMEDIO .....	84
FIGURA 54. COLAS OBTENIDAS CON TASAS DE FLUJO DE SATURACIÓN ESTIMADAS Y MEDIDAS DIRECTAMENTE, SEGÚN GRUPO DE CARRILES PARA EL PERIODO PICO.....	84
FIGURA 55. RELACIÓN ENTRE EL GRADO DE SATURACIÓN V/C Y LA DEMORA POR CONTROL PARA LOS GRUPOS DE CARRILES COMPUESTOS (ACCESOS N-S Y S-N) .....	85
FIGURA 56. RELACIÓN ENTRE EL GRADO DE SATURACIÓN V/C Y LA DEMORA POR CONTROL PARA LOS GRUPOS DE CARRIL ÚNICO (ACCESOS E-O Y O-E).....	86
FIGURA 57. RELACIÓN ENTRE EL GRADO DE SATURACIÓN V/C Y LA DEMORA POR CONTROL PARA LOS CARRILES DE GIRO EXCLUSIVO A LA IZQUIERDA (ACCESOS N-S Y S-N) .....	87
FIGURA 58. RELACIÓN ENTRE EL GRADO DE SATURACIÓN V/C Y LA MÁXIMA EXTENSIÓN DE COLA PARA LOS GRUPOS DE CARRILES COMPUESTOS (ACCESOS N-S Y S-N) .....	88
FIGURA 59. RELACIÓN ENTRE EL GRADO DE SATURACIÓN V/C Y LA MÁXIMA EXTENSIÓN DE COLA PARA LOS GRUPOS DE CARRIL ÚNICO (ACCESOS E-O Y O-E) .....	88
FIGURA 60. RELACIÓN ENTRE EL GRADO DE SATURACIÓN V/C Y LA MÁXIMA EXTENSIÓN DE COLA PARA LOS CARRILES DE GIRO EXCLUSIVO A LA IZQUIERDA (ACCESOS N-S Y S-N).....	89

## ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS

AT,	tipo de arribo o llegada
C,	longitud de ciclo (s)
c,	capacidad (veh/h)
CBD,	Central Business District
$c_L$ ,	capacidad del grupo de carriles por carril (veh/h)
d,	demora por control (s/veh)
$d_1$ ,	demora uniforme o demora media percentil (s/veh)
$d_2$ ,	demora incremental (s/veh)
$d_3$ ,	demora por cola inicial (s/veh)
$d_A$ ,	demora para el acceso A (s/veh)
DelayCoord,	demora uniforme con coordinación (s/veh)
DelayUncoord,	demora uniforme asumiendo llegadas aleatorias (s/veh)
$d_i$ ,	demora para la intersección (s/veh)
$d_p$ ,	demora uniforme por vehículo para el escenario percentil p (s/veh)
$d_s$ ,	demora saturada (s/veh)
$d_u$ ,	demora no saturada (s/veh)
e,	extensión del tiempo de verde efectivo (s)
$E_T$ ,	factor de equivalencia en vehículos livianos
$f_a$ ,	factor de ajuste por tipo de área
$f_{B\%}$ ,	factor de cola percentil
$f_{bb}$ ,	factor de ajuste por bloqueo de buses que paran cerca de la intersección
$f_g$ ,	factor de ajuste por pendiente del acceso
FHP,	factor de hora pico
$f_{HV}$ ,	factor de ajuste por vehículos pesados
FIFO,	First-In-First-Out
$f_{Lpb}$ ,	factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la izquierda
$f_{LT}$ ,	factor de ajuste por giros a la izquierda
$f_{LU}$ ,	factor de ajuste por utilización de carriles
$f_p$ ,	factor de ajuste por estacionamientos adyacentes al grupo de carriles
$f_{PA}$ ,	factor de ajuste suplementario por grupos vehiculares que llegan durante el verde
$f_{Rpb}$ ,	factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la derecha
$f_{RT}$ ,	factor de ajuste por giros a la derecha
$f_w$ ,	factor de ajuste por ancho de carriles
G,	tiempo de verde (s)
g,	tiempo de verde efectivo (s)
$g/C$ ,	proporción de verde efectivo



h,	headway de saturación (s)
HCM,	Highway Capacity Manual
HCS,	Highway Capacity Software
headway <sub>prom</sub> ,	headway promedio (s)
I,	factor de ajuste por ingresos a la intersección corriente arriba
ICU,	Intersection Capacity Utilization
k,	factor de demora incremental
k <sub>B</sub> ,	factor de ajuste del segundo término relacionado con llegadas tempranas
L,	tiempo perdido total (s) o espaciamiento de vehículos (pies o m)
l <sub>1</sub> ,	tiempo perdido total de arranque (s)
l <sub>2</sub> ,	tiempo perdido de despeje (s)
L <sub>4</sub> ,	punto de registro de partidas
L <sub>AD</sub> ,	punto de registro de arribos
L <sub>AD</sub> L <sub>4</sub> ,	longitud del segmento de análisis en el acceso (m)
LIFO,	Last-In-First-Out
N,	número de vehículos en la cola (veh) o número de carriles del grupo de carriles
N <sub>LG</sub> ,	número de carriles del grupo de carriles
NS,	nivel de servicio
P,	proporción de vehículos que llegan durante la fase verde
p <sub>1</sub> ,	primer parámetro para el factor de cola percentil
p <sub>2</sub> ,	segundo parámetro para el factor de cola percentil
p <sub>3</sub> ,	tercer parámetro para el factor de cola percentil
PF,	factor de ajuste de demora uniforme por coordinación
PF <sub>2</sub> ,	factor de ajuste de colas por efectos de coordinación
Q <sub>%</sub> ,	cola percentil (veh)
q,	tasa de llegadas o "v" (veh/h)
Q,	máxima extensión de la cola (veh o pies)
Q',	máxima cola luego de dos ciclos calculada por Synchro cuando v/c > 1 (pies)
Q <sub>1</sub> ,	primer término de los vehículos en cola (veh)
Q <sub>2</sub> ,	segundo término de los vehículos en cola (veh)
Q <sub>b</sub> ,	cola inicial (veh)
Q <sub>bL</sub> ,	cola inicial al inicio del periodo de análisis (veh)
Q <sub>g</sub> ,	máxima extensión de cola al inicio de verde (veh)
Q <sub>o</sub> ,	cola excedente o remanete (veh)
R,	tiempo de rojo (s)
r,	tiempo de rojo efectivo (s)
R <sup>2</sup> ,	coeficiente de correlación
R <sub>p</sub> ,	relación de pelotón
s,	tasa de flujo de saturación o tasa de salidas (veh/h)

- $s_L$ , tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles por carril (veh/h)  
 $s_o$ , tasa de flujo de saturación ideal (veh/h)  
 $T$ , duración del periodo de análisis (h)  
 $t$ , duración de la demanda insatisfecha (h)  
 $T_4$ , instante de cruce de la línea de parada del cuarto vehículo de la cola (s)  
 $T_c$ , tiempo de despeje de cola inicial (h)  
 $t_i$ , tiempo perdido para el  $i$ -ésimo vehículo de la cola (s)  
 $t_L$ , tiempo perdido (s)  
 $T_n$ , instante de cruce de la línea de parada del  $n$ -ésimo vehículo de la cola (s)
- TRB**, Transportation Research Board  
 $u$ , parámetro de demora  
 $V$ , volumen horario (veh/h)  
 $v$ , tasa de flujo de llegada o "q" (veh/h)  
 $v/c$ , relación volumen-capacidad o grado de saturación  
 $v_{95}$ , volumen ajustado al percentil-95 de la cola (veh/h)  
 $v_A$ , flujo ajustado para el acceso A (veh/h)  
 $v_c$ , número de vehículos por ciclo (veh)
- VFL**, velocidad de flujo libre (veh/h)  
 $v_i$ , tasa de flujo de demanda actual o proyectada para el grupo de carriles  $i$  (veh/h)  
 $v_l$ , tasa de flujo del grupo de carriles incluyendo la cola inicial presente (veh/h)  
 $v_L$ , tasa de flujo para el grupo de carriles por carril (v/h)  
 $v_p$ , tasa de flujo durante los 15 minutos pico (veh/h)  
 $v_p$ , volumen ajustado para el percentil  $p$  (veh/h)  
 $X$ , grado de saturación o relación  $v/c$   
 $X_c$ , relación  $v/c$  crítica o grado de saturación crítico para la intersección  
 $X_L$ , relación volumen-capacidad  $v_l/c_L$   
 $Y$ , intervalo de cambio y de despeje (s)  
 $z$ , número de desviaciones estándar

## CAPÍTULO 1

### INTRODUCCIÓN

Desde hace más de medio siglo, el semáforo ha sido el dispositivo de control de tráfico más empleado en nuestras calles, sobre todo en aquellas intersecciones en donde los movimientos conflictivos entre vehículos y/o peatones podrían generar accidentes, demoras extremas o incomodidad durante la circulación. Pioneros en la ingeniería de tráfico como Webster (1958), han tratado de entender y modelar el flujo en intersecciones semaforizadas; y han sido ellos quienes brindaron las primeras herramientas de análisis que hoy en día son la base para el entendimiento del funcionamiento de las intersecciones controladas por semáforos.

En la actualidad, dos de las herramientas de análisis de intersecciones semaforizadas más empleadas en el medio local son el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM)<sup>1</sup> y el software Synchro. Sin embargo, es común que durante su aplicación no se considere el hecho de que tanto el HCM como Synchro han sido desarrollados bajo el respaldo de una gran cantidad de investigaciones llevadas a cabo principalmente en los Estados Unidos de América; y que por lo tanto los resultados obtenidos no necesariamente serían representativos del tráfico peruano y en particular limeño.

La presente investigación emplea las herramientas del HCM 2000 y Synchro 7 para el análisis de una intersección semaforizada típica dentro de la ciudad de Lima, así mismo compara los resultados obtenidos y los verifica con mediciones directas de los parámetros en campo.

---

<sup>1</sup> De las siglas en inglés para Highway Capacity Manual.

## 1.2. Planteamiento del Problema

Las metodologías para el análisis operacional de intersecciones semaforizadas, HCM 2000 y Synchro 7, son muy utilizadas y aceptadas en los Estados Unidos de América. Sus parámetros y ecuaciones han sido validados para analizar el funcionamiento de intersecciones aisladas con problemas relativamente moderados de congestión. Estos procedimientos son rápidos y confiables para predecir si una intersección operará por debajo o encima de su capacidad. Sin embargo, los procedimientos son generalmente limitados en su habilidad para evaluar sistemas complejos.

En el Perú, comúnmente, los consultores e instituciones aplican estas metodologías considerando los valores por omisión que recomienda el HCM, y no toman en cuenta las limitaciones mencionadas líneas arriba, ni recolectan toda la información de campo referida a la circulación. De esta forma, los resultados obtenidos podrían no ser adecuados, no solo por la menor precisión obtenida al usar los valores por omisión, sino también por las características particulares observadas en las intersecciones peruanas como por ejemplo: altos porcentajes de vehículos pesados, estilo de manejo agresivo de los conductores, múltiples paradas de vehículos de transporte público y principalmente los tipos de conflicto que se producen dentro de las intersecciones.

Por este motivo, es necesario revisar si los modelos determinísticos (HCM 2000 y Synchro 7) podrían ser aplicados al caso de Lima y al mismo tiempo observar el efecto de los valores por omisión, sugeridos por el HCM, en la estimación de las medidas de eficiencia típicas como  $v/c$  (relación volumen-capacidad), demoras, nivel de servicio y colas.

## 1.3. Objetivos de la Investigación

La presente investigación se plantea lograr los siguientes objetivos:

### 1.3.1. Objetivo general

Analizar si los modelos determinísticos de tráfico HCM 2000 y Synchro 7, desarrollados en los Estados Unidos de América, brindan resultados adecuados al ser aplicados en una intersección semaforizada de Lima.

### 1.3.2. Objetivos específicos

- Evaluar la variación de las medidas de eficiencia (demoras y colas) al emplear los valores por omisión, sugeridos en el HCM 2000, y los datos de campo relacionados a la circulación.
- Evaluar si la aplicabilidad de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7 depende de las diferentes demandas de tráfico (relación volumen/capacidad o relación v/c).
- De ser posible, identificar factores que pudieran ajustar las metodologías al caso de las intersecciones semaforizadas en Lima.
- Incentivar el desarrollo de investigaciones futuras que permitan establecer criterios generales para el empleo de las metodologías del HCM y Synchro en el análisis de intersecciones semaforizadas locales.

### 1.4. Alcances y Limitaciones de la Investigación

La investigación se limita al análisis de una intersección semaforizada dentro de la ciudad de Lima, con semáforos cuyos controladores son de tiempo fijo, y con poca influencia de intersecciones cercanas por lo que la intersección de estudio se considera aislada.

En la investigación se emplean la versión 2000 del HCM y la versión 7 de Synchro, por lo tanto los resultados y conclusiones no pueden ser extrapolados a versiones anteriores o posteriores a las mencionadas.

El estudio no pretende generalizar los resultados obtenidos, sino que intenta brindar algunos criterios iniciales que deberán ser verificados y complementados con futuras investigaciones.



## CAPÍTULO 2

### REVISIÓN DE LA LITERATURA

#### 2.1. Antecedentes de la Investigación

En general, en nuestro medio no se dispone de literatura cuyo enfoque se encuentre relacionado con los objetivos del presente trabajo. Afortunadamente, algunas investigaciones realizadas en el exterior pueden dar un ápice de solución al problema planteado y ofrecen una guía para el presente trabajo.

Petraglia (1999) determina las medidas de eficiencia en intersecciones semaforizadas aisladas empleando el HCM y Synchro, entre otras herramientas. Así mismo, compara los resultados con valores medidos en campo. Petraglia divide su análisis en dos fases; en la primera de ellas compara diferentes softwares con la metodología del HCM mediante la solución de los tres problemas de ejemplo del capítulo 9 del HCM de 1994; y en la segunda compara los resultados obtenidos en cinco intersecciones semaforizadas con los parámetros reales medidos en campo. Así mismo, Petraglia emplea tasas de flujo de saturación por defecto (1900 veh/h/carril) y tasas de flujo de saturación medidas en campo; concluyendo que ninguno de los software estudiados reproduce acertadamente las demoras de parada<sup>2</sup>, que las relaciones  $v/c$  muestran similitudes pero no son consistentes, que solo Synchro calcula valores de colas cercanos a los reales, y que el empleo de valores de flujo de saturación medidos directamente en campo mejora significativamente los resultados brindados por los softwares.

Bajo una concepción similar; Freeman, Ho y McChesney (1999) realizaron una evaluación de diversas técnicas de análisis para redes semaforizadas. En su trabajo, comparan diversas técnicas de análisis, entre ellas el HCS (*Highway Capacity Software*) y Synchro; pero además contrastan los resultados obtenidos para demoras

---

<sup>2</sup> Petraglia emplea el HCM de 1994 en el que se determinaba el nivel de servicio a partir de la demora de parada y no de la demora por control.

de parada, niveles de servicio y colas; con los valores reales medidos en campo. El estudio concluye que los métodos de Synchro, HCS y SimTraffic<sup>3</sup> calculan valores de demoras de parada que brindan el mismo nivel de servicio, pero encuentra diferencias en las demoras de hasta 20% con respecto de las demoras medidas. El estudio también indica que Synchro predice colas ligeramente menores a las observadas y que por lo general SimTraffic es más acertado en ambientes urbanos catalogándolo como el mejor identificando problemas de tráfico.

Por otro lado, Washburn y Larson (2002) comparan las metodologías de los programas TRANSYT-7F, Synchro 4 y HCS, dando especial atención a la demora por control<sup>4</sup>. En este estudio se analiza una red con diez intersecciones semaforizadas, concluyendo que aun con datos de entrada idénticos pueden esperarse diferencias importantes entre los resultados brindados por los softwares utilizados; a no ser que la intersección sea prefijada, presente llegadas aleatorias en todos sus accesos y además todos sus movimientos sean protegidos. Por último, también indican que el método de demora percentil de Synchro puede modelar con mayor detalle los efectos de actuación y coordinación de semáforos.

## 2.2. Características del Flujo Vehicular

Según Ross, McShane y Prassas (en Radelat, 2003, p. 133), los parámetros que caracterizan el flujo vehicular pueden clasificarse en dos categorías. La primera corresponde a los *parámetros macroscópicos*, que expresan las características de las corrientes vehiculares en conjunto; y la segunda a los *parámetros microscópicos*, que caracterizan la interacción de vehículos individuales dentro de la corriente.

### 2.2.1. Parámetros macroscópicos

*Volumen:* es el número de vehículos que pasan por un punto durante un periodo determinado. Generalmente se expresa en vehículos por hora (veh/h), aunque esto no implica que sea medido específicamente durante una hora (Fernández, 2008, p. 24).

---

<sup>3</sup> SimTraffic es un software de simulación microscópica desarrollado por Trafficware.

<sup>4</sup> La actualización del HCM en el año 1997 establece como medida para caracterizar a las intersecciones semaforizadas a la demora por control en lugar de la demora de parada.

*Tasa de flujo:* representa el número de vehículos que pasan por un punto durante un intervalo menor de 1 hora (normalmente de 15 minutos), pero expresado como una tasa horaria equivalente (veh/h) (TRB, 2000, cap. 7).

A la relación entre el volumen horario total y la tasa de flujo pico dentro de la hora se denomina *factor de hora pico*, calculado con la Ecuación 1 (TRB, 2000, cap. 7).

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

*Velocidad:* es la relación entre el espacio recorrido y el tiempo recorrido (Radelat, 2003, p. 136). Normalmente se expresa en kilómetros por hora (Km/h).

*Densidad:* es el número de vehículos por unidad de longitud de la vía (Radelat, 2003, p. 136) y se expresa en vehículos por kilómetro (veh/Km).

### 2.2.2. Parámetros microscópicos

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

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

*Espaciamiento:* es la distancia, en metros, entre dos vehículos consecutivos, que se mide desde puntos homólogos (Radelat, 2003; Fernández, 2008).

Estos y otros parámetros microscópicos son representados en la Figura 1.

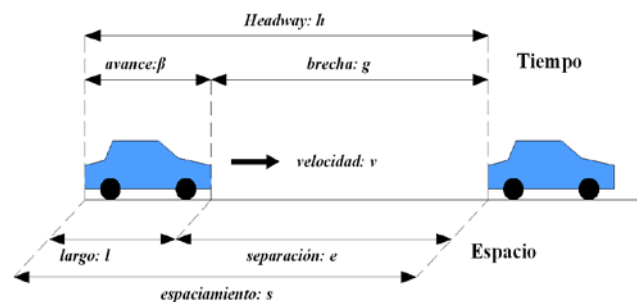


Figura 1. Parámetros microscópicos (Fernández, 2008, p. 27)

### 2.3. Modelación del Tráfico

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

Cabe mencionar que los conceptos y relaciones empleados por el HCM y Synchro provienen de un enfoque macroscópico del tráfico; por tal motivo los niveles de modelación microscópico y mesoscópico no son objeto de este estudio.

Los modelos macroscópicos analizan el tráfico como un todo sin considerar las características de los vehículos individualmente (Yand, 2007). Estos modelos relacionan los parámetros macroscópicos de volumen, densidad y velocidad; a través de la denominada *ecuación fundamental del tráfico* (Ecuación 2).

$$\text{volumen} = (\text{densidad}) \cdot (\text{velocidad}) \quad (\text{Ec. 2})$$

### 2.4. Flujo Discontinuo en Intersecciones Semaforizadas

En áreas urbanas la circulación de vehículos es interrumpida debido a los cruces entre calles y/o avenidas, lo que genera un flujo discontinuo. El principal dispositivo de regulación de tránsito en estas áreas es el semáforo, que se encarga de distribuir los diversos movimientos conflictivos durante intervalos de tiempo periódicos, ya sea restringiéndolos o permitiéndolos. Por lo tanto, en su análisis no basta considerar solo las características geométricas y la composición del tráfico, sino que además se debe incorporar el efecto de la distribución temporal.

La unidad física de análisis de estas intersecciones es el grupo de carriles, que consiste de uno o más carriles en un acceso de una intersección. Para cada grupo de carriles se presentan tres indicaciones del semáforo, que son: verde, ámbar y rojo. Además, la indicación de rojo puede incluir un periodo corto durante el cual todas las indicaciones son rojas (por seguridad para el despeje de la intersección), a lo que se denomina intervalo todo-rojo (TRB, 2000, cap. 10).

### 2.4.1. Headways de entrada

En una intersección semaforizadas se generan colas durante el periodo rojo; una vez que la indicación cambia a verde la cola inicia su movimiento y los vehículos cruzan la línea de parada ingresando a la intersección. El primer *headway de entrada* comprende el tiempo transcurrido entre el inicio del verde y el paso de los ejes frontales del primer vehículo (incluye el tiempo de reacción-arranque del conductor), el segundo headway comprende el tiempo entre el paso del eje frontal del primer vehículo y el eje frontal del segundo (será menor debido a que la reacción-arranque ocurre en simultaneo con el primer headway). Los demás vehículos siguen un procedimiento similar hasta que el efecto de reacción-arranque se disipa y el headway se hace constante, lo que ocurre generalmente luego del cuarto vehículo<sup>5</sup> (TRB, 2000, cap. 7; Radelat, 2003, pp. 144-145). En las Figuras 2 y 3 se representa este fenómeno.

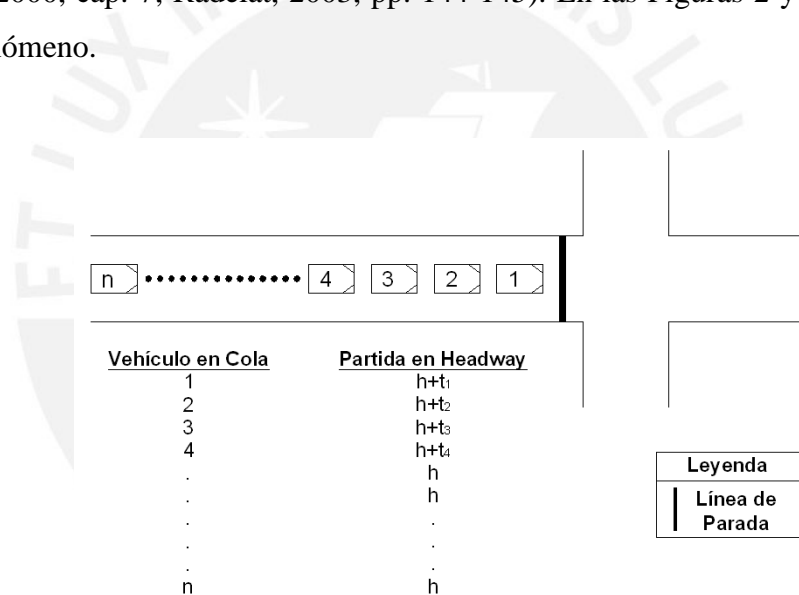
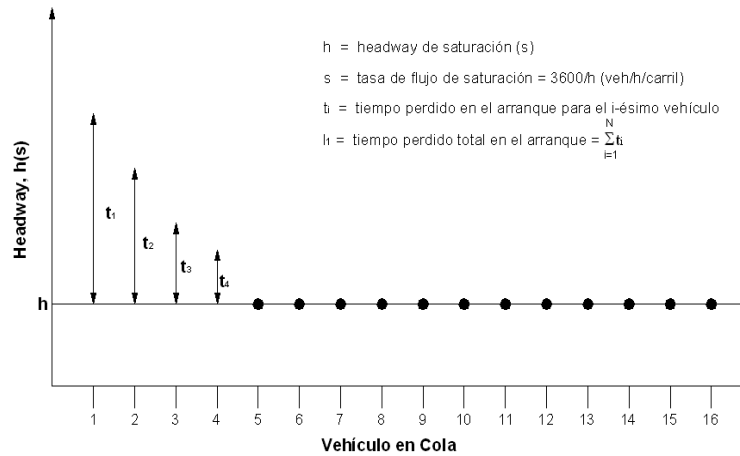


Figura 2. Headways en una intersección semaforizada (TRB, 2000, p. 7-7)

<sup>5</sup> Greenshields *et al.*, realizaron un estudio en 1947 en el que se determinó que el headway se hace constante a partir del sexto vehículo y tiene un valor aproximado de 2.1s (citado en Radelat, 2003, p. 145).





**Figura 3. Conceptos de headway de saturación, tasa de flujo de saturación y tiempo perdido (TRB, 2000, p. 7-8)**

### 2.4.2. Tasa de flujo de saturación y tiempo perdido

Al headway mínimo que se genera a partir del cuarto vehículo se le suele llamar *headway de saturación (h)* y al volumen correspondiente se le denomina *tasa de flujo de saturación* (Radelat, 2000, p. 145). La *tasa de flujo de saturación* representa el número de vehículos por hora y por carril que pueden pasar por una intersección semaforizada si la indicación de verde estuviera disponible todo el tiempo, los vehículos no se detuvieran y no existieran headways demasiado largos (TRB, 2000, cap. 7). Por definición, se calcula mediante la Ecuación 3.

$$s = \frac{3600}{h} \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde,

- s: tasa de flujo de saturación<sup>6</sup> (veh/h).
- h: headway de saturación (s).

Tal como se muestra en las Figuras 2 y 3, cada vez que un flujo se detiene debe arrancar nuevamente, haciendo que los primeros vehículos experimenten headways mayores al headway de saturación; éstos incluyen incrementos de tiempo ( $t_i$ ) denominados *tiempos perdidos de arranque*. El *tiempo perdido total de arranque*<sup>7</sup> ( $l_1$ ) es la suma de los incrementos y se calcula con la Ecuación 4 (TRB, 2000, cap. 7).

<sup>6</sup> Bajo condiciones ideales, el flujo de saturación suele variar entre 1700 y 1900 veh/h/carril, lo que corresponde a headways de saturación de 2.1s a 1.9s (Radelat, 2003, p. 145).

<sup>7</sup> En los Estados Unidos  $l_1$  presenta valores entre 1.5 y 4.0s bajo condiciones ideales (Radelat, 2003, p. 146). Según Messer y Bonneson se encuentra alrededor de 2s (en TRB, 2000, cap. 10).

$$l_1 = \sum_{i=1}^N t_i \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde,

- $l_1$ : tiempo perdido total de arranque (s).
- $t_i$ : tiempo perdido para el  $i$ -ésimo vehículo de la cola (s).
- $N$ : último vehículo de la cola.

Por seguridad, cuando se detiene una corriente vehicular, se requiere un periodo de tiempo para despejar la intersección antes de que otra corriente vehicular entre en conflicto. A este intervalo, en el cual ningún vehículo usa la intersección, se le denomina *tiempo perdido de despeje*<sup>8</sup> y se representa por  $l_2$  (TRB, 2000, cap. 7). En consecuencia, el *tiempo perdido* ( $t_L$ ) para un determinado grupo de carriles en una intersección semaforizada será la suma de los tiempos perdidos de arranque y despeje ( $l_1+l_2$ ).

### 2.4.3. Características de las intersecciones semaforizadas

Por simplificación, todo el tiempo perdido se aplica al inicio del movimiento del grupo de carriles. La Figura 4 y las Ecuaciones 5, 6 y 7 muestran las relaciones entre las principales variables para cada movimiento. Adicionalmente, en la Tabla 1 se presentan las definiciones de las principales variables empleadas en análisis de intersecciones semaforizadas (TRB, 2000, cap. 10).

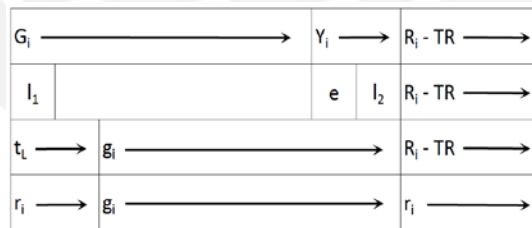


Figura 4. Relaciones entre variables de distribución temporal en semáforos (adaptado de TRB, 2000, p. 10-13)

$$t_L = l_1 + l_2 = l_1 + Y_i - e \quad (\text{Ec. 5})$$

$$g_i = G_i + Y_i - t_L \quad (\text{Ec. 6})$$

$$r_i = R_i - TR + t_L \quad (\text{Ec. 7})$$

<sup>8</sup> Los valores de  $l_2$  se suelen encontrar entre 1.5 y 4.0s (Radelat, 2003, p. 146)

**Tabla 1. Variables fundamentales en intersecciones semaforizadas (TRB, 2000, p. 10-12)**

Nombre	Símbolo	Definición	Unidad
Intervalo de cambio y de despeje	$Y_i$	Intervalo de ámbar más todo-rojo (TR) que ocurre entre fases del semáforo para favorecer el despeje de la intersección antes de que los movimientos conflictivos sean realizados.	s
Fase		Parte del ciclo semafórico definida para una combinación de movimientos que reciben el derecho de paso simultáneamente durante uno o más intervalos.	
Longitud de ciclo	$C_i$	Tiempo total para que el semáforo complete un ciclo	s
Tiempo de verde	$G_i$	Duración de la indicación verde para un movimiento determinado en la intersección semaforizada.	s
Tiempo de rojo	$R_i$	Periodo en el ciclo semafórico durante el cual la indicación es roja para una determinada fase o grupo de carriles.	s
Tiempo de verde efectivo	$g_i$	Tiempo durante el cual un determinado movimiento o grupo de movimientos pueden proceder.	s
Tiempo de rojo efectivo	$r_i$	Tiempo durante el cual un determinado movimiento o grupo de movimientos es restringido, es igual a la longitud del ciclo menos el tiempo de verde efectivo	s
Extensión del tiempo de verde efectivo <sup>9</sup>	$e$	Monto del intervalo de cambio y despeje, al final de la fase para un grupo de carriles, que es empleado para el movimiento de sus vehículos.	s
Tiempo perdido	$t_L$	Tiempo durante el cual una intersección no es usada de manera efectiva por ningún movimiento.	s
Tiempo perdido total	$L$	Tiempo perdido total por ciclo durante el cual la intersección no es usada de manera efectiva por ningún movimiento, que ocurre durante los intervalos de cambio y despeje y al inicio de la mayoría de las fases.	s

#### 2.4.4. Tipos de semaforización

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

*Los semáforos con control de tiempo fijo (prefijados):* son aquellos en los cuales la secuencia de fases es mostrada en orden repetitivo. Cada fase presenta intervalos fijos que mantienen la longitud del ciclo constante.

*Los semáforos con control totalmente actuado:* son aquellos en los cuales la distribución de los tiempos en todos los accesos de la intersección es controlada por detectores vehiculares. Cada fase está sujeta a un tiempo de verde mínimo y es accionada en función de la demanda vehicular. La longitud del ciclo es variable de ciclo en ciclo.

<sup>9</sup> Según Messer y Bonneson la extensión del verde efectivo ( $e$ ) se encuentra alrededor de 2s (citado en TRB, 2000, cap. 10).

*Los semáforos con control semi-actuado:* son aquellos en los que algunos accesos (típicamente los de la vía secundaria) tienen detectores y otros accesos no (típicamente los de las vías principales).

También es importante considerar la disposición de los movimientos de giros, los cuales afectan la capacidad y operación de la intersección. Se pueden presentar dos tipos de movimientos de giro: los *giros permitidos* son aquellos que entran en conflicto con peatones, bicicletas o circulación opuesta de vehículos, mientras que los *giros protegidos* son aquellos que se realizan sin conflicto (TRB, 2000, cap. 10).

#### 2.4.5. Teoría de colas

La teoría de intersecciones semaforizadas se enfoca en la estimación de demoras y colas, que son las medidas de eficiencia con las que se determina el nivel de servicio de una intersección semaforizada. Esta estimación depende de los procesos de llegada o arribo<sup>10</sup> de vehículos (demanda) y servicio brindado por la intersección (oferta), por lo que para evaluar los parámetros involucrados se emplean modelos descriptivos que contienen tanto componentes determinísticos o uniformes; como estocásticos (también llamados aleatorios o de sobresaturación) (TRB, 1992, p. 9-1). Adicionalmente, es necesario establecer el mecanismo de atención, que para el caso de intersecciones semaforizadas será considerado FIFO (First-In-First-Out)<sup>11</sup> (Fernández, 2008, p. 122).

El *componente determinístico* de los modelos de intersecciones semaforizadas considera tasas de arribos y servicio uniformes. Esto puede apreciarse en la Figura 5, en la cual se presenta el diagrama de colas (tiempo vs. vehículos) generado por el proceso cíclico que implica un semáforo. Nótese que la tasa de llegadas ( $q$ ) se mantiene y la tasa de salidas ( $s$ ) presenta tres valores: cero para el periodo rojo, igual a la tasa de saturación durante el verde e igual a la tasa de llegadas luego de que la cola se disipa.

---

<sup>10</sup> En adelante los términos *llegada* y *arribo* se emplean indistintamente para referirse al ingreso de vehículos en la intersección.

<sup>11</sup> Quiere decir que el primer vehículo en llegar a la intersección es el primer vehículo en salir de ella. Otros mecanismos de atención son: LIFO (Last-In-First-Out) y Prioritario (en orden de importancia) (Fernández, 2008, p. 122).

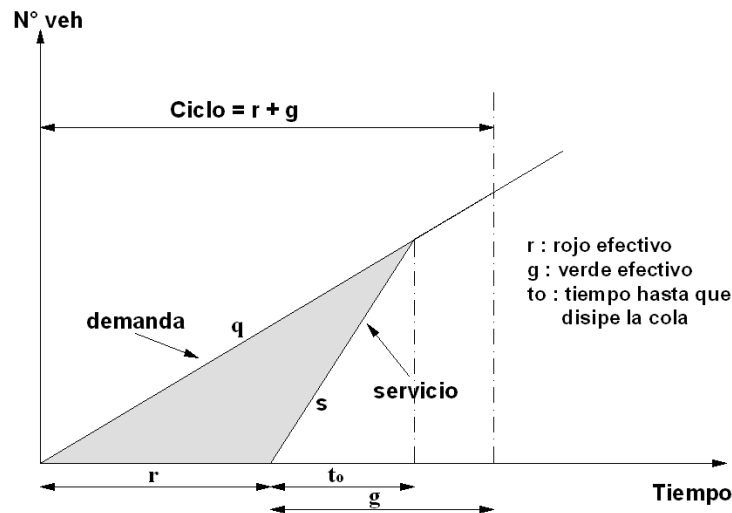


Figura 5. Funcionamiento del semáforo en condiciones no saturadas (adaptado de Cabrera, 2007)

En el diagrama, para el triángulo sombreado, la distancia horizontal inscrita representa el tiempo entre la llegada y la salida de un vehículo; y la distancia vertical inscrita será la longitud de la cola en un instante dado, la cual será máxima al final del periodo de rojo efectivo. Adicionalmente, el área del triángulo representará la demora total en un ciclo determinado.

Para el *componente estocástico*, los cálculos y la interpretación de los diagramas se complican debido a la aleatoriedad de las tasas de llegadas, así como también debido a los efectos de sobresaturación. La Figura 6 muestra un diagrama de colas para una intersección con llegadas aleatorias y sobresaturación. Nótese que al final del ciclo permanece una cantidad remanente de vehículos ( $Q_o$ ) que no ha podido ser servida durante el verde.

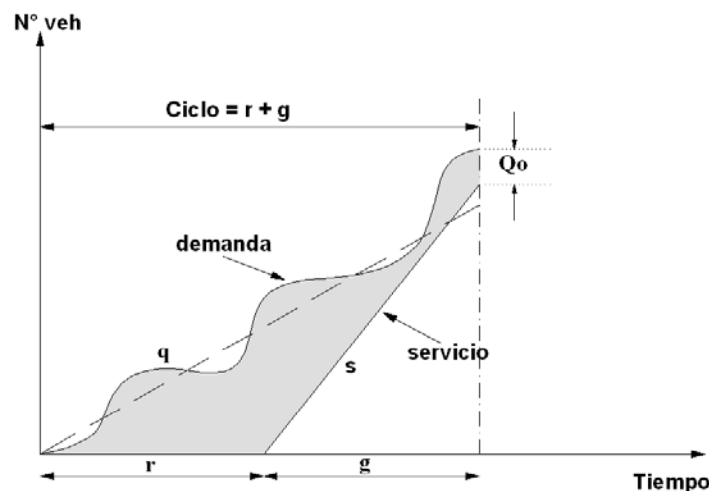


Figura 6. Funcionamiento del semáforo bajo efectos aleatorios y sobresaturación (adaptado de Fernández, 2008, p. 136)



En general, para intersecciones semaforizadas existen tres magnitudes de cola (ver Figura 7). La primera es la cola excedente ( $Q_0$ ); la segunda es la longitud máxima de cola ( $Q_g$ ), que se obtiene al inicio del verde; y la tercera es la máxima extensión de la cola ( $Q$ ), debido a los vehículos que se adicionan a la cola máxima durante el verde (Fernández, 2008, p. 141).

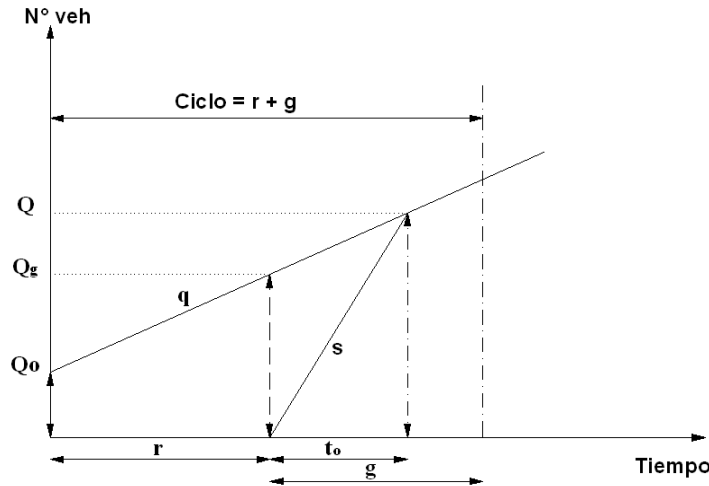


Figura 7. Magnitudes de colas en intersecciones semaforizadas (adaptado de Fernández, 2008, p. 141)

La primera fórmula ampliamente usada para estimar la demora en una intersección semaforizada fue desarrollada por Webster en 1958 y modificada en 1961 (ver Ecuación 8). En ella, el primer término representa la demora debido a llegadas uniformes, mientras que el segundo término incorpora los efectos de aleatoriedad asumiendo una distribución de Poisson y tasas de salida constantes. El tercer término es un término de corrección y varía alrededor del 10% de los otros dos términos (TRB, 1992, p. 9-6).

$$d = \frac{C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{2 \left[1 - \left(\frac{g}{C}\right)X\right]} + \frac{X^2}{2q(1-X)} - 0.65 \left(\frac{C}{q^2}\right)^{1/3} X^{2+5(g/C)} \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde,

- $d$ : demora promedio por ciclo (s/veh).
- $C$ : longitud de ciclo (s).
- $g$ : tiempo de verde efectivo (s).
- $X$ : grado de saturación.
- $q$ : tasa de llegadas (veh/s).

El principal defecto de la fórmula de Webster es que cuando el grado de saturación ( $X$ ) tiende a 1.0, la demora tiende al infinito.

## 2.5. Capacidad y Nivel de Servicio

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

### 2.5.1. Capacidad en intersecciones semaforizadas

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

### 2.5.2. Nivel de servicio en intersecciones semaforizadas

Para un flujo discontinuo, la demora por control es la medida operacional crucial para definir el nivel de servicio (NS), La Tabla 2 muestra la correspondencia entre la demora y el NS según el TRB (2000).

**Tabla 2. Niveles de servicio en intersecciones semaforizadas**  
(TRB, 2000, p. 16-2; Alcaldía Mayor de Bogotá, Cal y Mayor y Asociados, 2005)

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

## CAPÍTULO 3

### METODOLOGÍA DEL MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS HCM 2000

El TRB presenta una metodología para el análisis de intersecciones semaforizadas en el Capítulo 16 del Manual de Capacidad de Carreteras. A continuación se detalla el procedimiento empleado por el HCM 2000.

#### 3.1. Análisis Operacional

El análisis operacional del HCM consiste en estimar las medidas de eficiencia que son generadas en principio para elementos individuales y luego agregadas (ponderadas) para el sistema como un todo. La Figura 8 esquematiza el procedimiento.

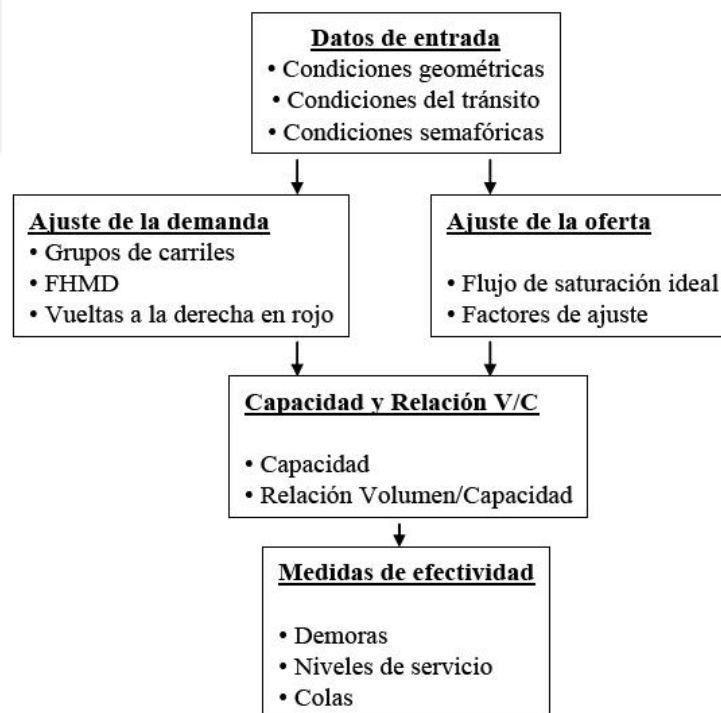


Figura 8. Metodología de análisis operacional para intersecciones semaforizadas (TRB, 2000, p. 16-2)

### 3.2 Datos de Entrada

#### 3.2.1. Condiciones geométricas

Son aquellas condiciones que incluyen toda la información de la configuración física de la intersección como número y ancho de carriles, inclinación de los accesos, número y ubicación de estacionamientos, movimientos por carril, etc.

#### 3.2.2. Condiciones de circulación

Se refieren a los volúmenes de tránsito para cada movimiento en cada acceso de la intersección. Deben considerar tanto la distribución de los tipos de vehículos, como el tránsito de peatones y bicicletas que interfieren con los giros ya sea a la izquierda o a la derecha.

Un parámetro muy importante que determina las condiciones de circulación es el *tipo de llegada* que es el parámetro que describe la calidad de la progresión o coordinación<sup>12</sup> en una intersección semaforizada. El HCM considera que el tipo de llegada es mejor observado en campo; sin embargo, a pesar de que no hay parámetros definitivos para cuantificarlo, puede ser vinculado con la relación de pelotón ( $R_p$ ) a través de la Tabla 3, en donde  $R_p$  se calcula mediante la Ecuación 9.

**Tabla 3. Relación entre el tipo de llegada y la relación de pelotón (TRB, 2000, p. 16-20)**

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

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

Donde,

- $R_p$ : relación de pelotón.
- $P$ : proporción de todos los vehículos que llegan durante la fase verde ( $P \leq 1$ ).
- $C$ : longitud del ciclo (s).
- $g_i$ : tiempo de verde efectivo del movimiento o grupo de carriles (s).

<sup>12</sup> En adelante los términos *progresión* y *coordinación* del semáforo se emplean indistintamente.

### 3.2.3. Condiciones de semaforización

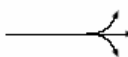


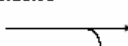
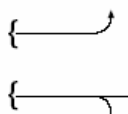
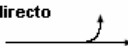
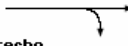

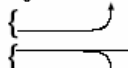


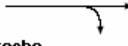
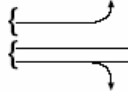

Son aquellas que incluyen la información relacionada a los semáforos, como la longitud del ciclo, los tiempos de verde y demás intervalos; los mismos que pueden resumirse en un diagrama de fases.

### 3.3 Ajuste de la Demanda

#### 3.3.1. Agrupamiento de carriles

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

**Tabla 4. Grupos de carriles típicos para el análisis de intersecciones semaforizadas (TRB, 2000, p. 16-7)**

Número de carriles	Movientos por carril	Número de posibles grupo de carriles
1	LT + TH + RT  Izquierdo, directo y derecho	①  Acceso carril sencillo
2	EXC LT  Izquierdo exclusivo TH + RT  Directo y derecho	② 
2	Izquierdo y directo LT + TH  TH + RT  Directo y derecho	①  ② 
3	Izquierdo exclusivo EXC LT  TH  Directo TH + RT  Directo y derecho	②  ③ 

#### 3.3.2. Determinación de la tasa de flujo

La *tasa de flujo* durante los 15 minutos pico se determina de un volumen horario dividiéndolo entre el *factor de hora pico (FHP)*; de tal modo que a partir de la Ecuación 1 se obtiene la Ecuación 10.



$$v_p = \frac{V}{FHP} \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde,

- $v_p$ : tasa de flujo durante los 15 minutos pico (veh/h).
- $V$ : volumen horario (veh/h).
- $FHP$ : factor de hora pico.

Debido a que no todos los movimientos pueden alcanzar su volumen pico en el mismo periodo de 15 minutos, es recomendable observar directamente los flujos cada 15 minutos y seleccionar el periodo crítico de análisis.

### 3.4. Ajuste de la Oferta

#### 3.4.1. Determinación de la tasa de flujo de saturación

El HCM calcula la tasa de flujo de saturación de un grupo de carriles a partir del ajuste de la tasa de flujo de saturación ideal, empleando la Ecuación 11.

$$s = s_o * N * f_w * f_{HV} * f_g * f_p * f_{bb} * f_a * f_{LU} * f_{LT} * f_{RT} * f_{Lpb} * f_{Rpb} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde,

- $s$ : tasa de flujo de saturación del grupo de carriles (veh/h-verde).
- $s_o$ : tasa de flujo de saturación ideal por carril (veh/h/carril).
- $N$ : número de carriles del grupo de carriles.
- $f_w$ : factor de ajuste por ancho de carriles.
- $f_{HV}$ : factor de ajuste por vehículos pesados.
- $f_g$ : factor de ajuste por pendiente del acceso.
- $f_p$ : factor de ajuste por estacionamientos adyacentes al grupo de carriles.
- $f_{bb}$ : factor de ajuste por bloqueo de buses que paran cerca de la intersección.
- $f_a$ : factor de ajuste por tipo de área.
- $f_{LU}$ : factor de ajuste por utilización de carriles.
- $f_{LT}$ : factor de ajuste por giros a la izquierda.
- $f_{RT}$ : factor de ajuste por giros a la derecha.
- $f_{Lpb}$ : factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la izquierda.
- $f_{Rpb}$ : factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la derecha.

El HCM recomienda un valor por defecto para la *tasa de flujo de saturación ideal* (carriles de 3.6m, pendiente de 0%, mismo tipo de vehículos, sin estacionamientos ni giros, etc.) de 1900 vehículos livianos por hora por carril (veh/h/carril).

### 3.4.2. Factores de ajuste del flujo de saturación

#### 3.4.2.1. Ajuste por ancho de carril ( $f_w$ )

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

#### 3.4.2.2. Ajuste por vehículos pesados ( $f_{HV}$ )

Es aquel que incorpora el espacio adicional ocupado por los vehículos pesados<sup>13</sup> y sus diferencias operativas en comparación con los vehículos livianos. El equivalente en vehículos livianos ( $E_T$ ) empleado para cada vehículo pesado es de 2 vehículos livianos y es reflejado en la fórmula de la Tabla 5.

#### 3.4.2.3. Ajuste por pendiente del acceso ( $f_g$ )

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

#### 3.4.2.4. Ajuste por estacionamientos ( $f_p$ )

Es aquel que incorpora los bloqueos ocasionales debido a las maniobras de estacionamiento<sup>14</sup>. Se emplea el número de maniobras por hora en estacionamientos adyacentes al grupo de carriles y dentro de 75 m corriente arriba desde la línea de parada. Además, se considera un límite práctico de 180 maniobras como máximo y se debe tener en cuenta que las condiciones de estacionamiento con cero maniobras tienen un impacto diferente que una situación donde no hay estacionamientos.

#### 3.4.2.5. Ajuste por bloqueo de buses ( $f_{bb}$ )

Es aquel que incorpora el tránsito local de buses que se detienen a recoger o dejar pasajeros dentro de los 75 m desde la línea de parada (corriente arriba o corriente abajo). Este factor solo se debería emplear cuando los buses detenidos bloquean el flujo de tráfico<sup>15</sup>. Se emplea un límite práctico de 250 paradas como máximo.

<sup>13</sup> El HCM considera que los vehículos pesados son aquellos con más de cuatro ruedas en contacto con el pavimento (TRB, 2000, p. 16-10).

<sup>14</sup> El HCM considera que cada maniobra (ya sea de ingreso o salida) bloquea el tráfico en el carril próximo durante un promedio de 18 s.

<sup>15</sup> El HCM considera que el bloqueo promedio por cada parada de buses es de 14.4 s durante una indicación de verde.

#### **3.4.2.6. Ajuste por tipo de área ( $f_a$ )**

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

#### **3.4.2.7. Ajuste por utilización de carril ( $f_{LU}$ )**

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

#### **3.4.2.8. Ajuste por giros a la derecha ( $f_{RT}$ )**

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

#### **3.4.2.9. Ajuste por giros a la izquierda ( $f_{LT}$ )**

Los factores de ajuste por giros a la izquierda dependen de si los giros son protegidos o permitidos y de si se realizan desde un carril exclusivo o compartido. El procedimiento detallado en el Apéndice C del Capítulo 16 del HCM 2000 es utilizado en el presente trabajo.

#### **3.4.2.10. Ajuste por peatones y bicicletas ( $f_{Lpb}$ y $f_{Rpb}$ )**

El procedimiento para la determinación de los factores de ajuste por bloqueo de peatones y bicicletas tanto para giros a la izquierda como para giros a la derecha, se detalla en el Apéndice D del Capítulo 16 del HCM 2000, el mismo que es empleado en esta investigación.

En la Tabla 5 se presentan y resumen todos los factores de ajuste mencionados junto con las fórmulas para su cálculo.

Tabla 5. Factores de ajuste del flujo de saturación (TRB, 2000, p. 16-11)

Factor	Formula	Definición de Variables	Observaciones
Ancho de carril	$f_w = 1 + \frac{(W - 3.6)}{9}$	W = ancho de carril (m)	W ≥ 2.4 If W > 4.8, puede considerarse para dos carriles de análisis
Vehículos Pesados	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \% HV(E_T - 1)}$	% HV = % de vehículos pesados - grupo de carriles	E <sub>T</sub> = 2.0 veh equivalente / HV
Pendiente	$f_g = 1 - \frac{\% G}{200}$	% G = % pendiente en el acceso - grupo de carriles	-6 ≤ % G ≤ +10 Negativo para cuesta abajo
Parqueos	$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18N_m}{3600}}{N}$	N = número de carriles por grupo N <sub>m</sub> = número de maniobras de parqueo / hora	0 ≤ N <sub>m</sub> ≤ 180 f <sub>p</sub> ≥ 0.050 f <sub>p</sub> = 1.000 sin parqueos
Bloqueo de Buses	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4N_B}{3600}}{N}$	N = número de carriles en el acceso N <sub>B</sub> = número de parada de buses / hora	0 ≤ N <sub>B</sub> ≤ 250 f <sub>bb</sub> ≥ 0.050
Tipo de área	f <sub>a</sub> = 0.900 en CBD f <sub>a</sub> = 1.000 otras áreas	CBD = Central Business Distric = Centro de Negocios	
Utilización de Carril	$f_{LU} = v_g / (v_{g1} N)$	v <sub>g</sub> = proporción de flujo de demanda sin ajustar para el grupo de carriles, en veh / hora v <sub>g1</sub> = proporción de flujo de demanda sin ajustar en el carril único con el volumen más alto en el grupo de carriles, veh/h N = número de carriles en el grupo	
Giros Izquierdos	Fase protegida: Carril exclusivo f <sub>LT</sub> = 0.95 Carril compartido $f_{LT} = \frac{1}{1.0 + 0.05P_{LT}}$	P <sub>LT</sub> = proporción de giros izquierdos en el grupo de carriles	Consultar cuadro C16-1 de la página 16-122, del Manual HCM 2000 apéndice C
Giros Derechos	Carril exclusivo f <sub>RT</sub> = 0.85 Carril compartido f <sub>RT</sub> = 1.0 - (0.15)P <sub>RT</sub> Carril único f <sub>RT</sub> = 1.0 - (0.135)P <sub>RT</sub>	P <sub>RT</sub> = proporción de giros derechos en el grupo de carriles	f <sub>RT</sub> ≥ 0.050
Bloqueo por Peatones y Bicicletas	Ajuste giro izquierdo $f_{Lpb} = \frac{1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})}{(1 - P_{LTA})}$ Ajuste giro derecho $f_{Rpb} = \frac{1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})}{(1 - P_{RTA})}$	P <sub>LT</sub> = proporción de giros izquierdos en el grupo A <sub>pbT</sub> = ajuste en la fase permitida P <sub>LTA</sub> = proporción de giro izquierdo de la fase protegida sobre el total de verde del grupo P <sub>RT</sub> = proporción de giro derecho en el grupo de carriles P <sub>RTA</sub> = proporción de giro derecho de la fase protegida sobre el verde total	Referirse al apéndice D del Manual HCM 2000, página 16-135, para seguir paso a paso el procedimiento

### 3.5. Determinación de la Capacidad y la Relación v/c

#### 3.5.1. Capacidad

En intersecciones semaforizadas la capacidad se basa en los conceptos de flujo de saturación y tasa de flujo de saturación. Se calcula mediante la Ecuación 12.

$$c_i = s_i \left( \frac{g_i}{C} \right) \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde,

- $c_i$ : capacidad del grupo de carriles  $i$  (veh/h).
- $s_i$ : tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles  $i$  (veh/h).
- $g_i$ : tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles  $i$  (s).
- $C$ : longitud del ciclo del semáforo (s).
- $g_i/C$ : proporción de verde efectivo para el grupo de carriles  $i$ .

#### 3.5.2. Relación v/c

La relación v/c es a menudo denominada relación de volumen-capacidad o grado de saturación y expresa la razón entre la tasa de flujo ( $v$ ) y la capacidad ( $c$ ). En el análisis de intersecciones es representada con el símbolo  $X$ , por lo que para un grupo de carriles dado  $i$ ,  $X_i$  se calcula empleando la Ecuación 13.

$$X_i = \frac{v_i}{c_i} = \frac{v_i}{s_i \left( \frac{g_i}{C} \right)} = \frac{v_i \times C}{s_i \times g_i} \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde,

- $X_i$ : relación v/c o grado de saturación para el grupo de carriles  $i$ .
- $v_i$ : tasa de flujo de demanda actual o proyectada para el grupo de carriles  $i$  (veh/h).
- $c_i$ : Capacidad del grupo de carriles  $i$ .
- $s_i$ : tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles  $i$  (veh/h).
- $g_i$ : tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles  $i$  (s).
- $C$ : longitud del ciclo (s).

#### 3.5.3. Grupos de carriles críticos y grado de saturación crítico

Los grupos de carriles críticos para cada fase son aquellos que presentan la mayor relación de flujo v/c y se emplean para evaluar la intersección en su conjunto (forma agregada) con respecto a su geometría y a la duración del ciclo, dando lugar al grado de saturación crítico de la intersección ( $X_c$ ) que se obtiene mediante la Ecuación 14.



$$X_c = \left( \frac{C}{C-L} \right) \times \sum \left( \frac{v}{s} \right)_{ci} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde,

- $X_c$ : relación  $v/c$  crítica o grado de saturación crítico para la intersección.
- $\sum(v/c)_{ci}$ : sumatoria de las relaciones de flujo para todos los grupos de carriles críticos  $i$ .
- $C$ : longitud del ciclo (s).
- $L$ : tiempo perdido total por ciclo, calculado como tiempo perdido,  $t_L$ , para la trayectoria crítica de los movimientos (s).

### 3.6. Medidas de Eficiencia

#### 3.6.1. Determinación de la demora

Los valores derivados de los cálculos de demora representan la demora media por control experimentada por todos los vehículos que llegan durante el periodo de análisis, incluyendo aquellas demoras contraídas fuera del mismo cuando el grupo de carriles se encuentra sobresaturado. La demora por control además considera los movimientos a bajas velocidades y las detenciones conforme los vehículos se mueven en la cola o disminuyen la velocidad corriente arriba de la intersección. La demora promedio por control por vehículo para un grupo de carriles se obtiene mediante la Ecuación 15.

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3 \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde,

- $d$ : demora por control por vehículo (s/veh).
- $d_1$ : demora por control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh).
- $PF$ : factor de ajuste de demora uniforme por coordinación, el cual tiene en cuenta los efectos de la coordinación de semáforos.
- $d_2$ : demora incremental que toma en cuenta los efectos de llegadas aleatorias y colas sobresaturadas, ajustada por la duración del periodo de análisis y el tipo de controlador; este componente de la demora asume que no hay cola inicial para el grupo de carriles al inicio del periodo de análisis (s/veh).
- $d_3$ : demora por cola inicial, la cual tiene en cuenta las demoras de todos los vehículos en el periodo de análisis debido a las colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (s/veh).

#### 3.6.2. Demora uniforme

Es aquella demora que se obtiene al asumir el caso ideal de llegadas uniformes, flujo estable, y ausencia de cola inicial. La Ecuación 16 brinda una estimación aceptada y precisa de la demora uniforme, la cual está basada en el primer término de la fórmula

de demora de Webster (ver Ecuación 8). Nótese que los valores de  $X$  no pueden ser mayores de 1.

$$d_1 = \frac{0.5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\text{mín}(1, X) \times \frac{g}{C}\right]} \quad (\text{Ec. 16})$$

Donde,

- $d_1$ : demora por control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh).
- $C$ : longitud del ciclo (s); longitud de ciclo empleada en semáforos con controladores de tiempo fijo.
- $g$ : tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles (s); tiempo de verde empleado en semáforos con controladores de tiempo fijo.
- $X$ : relación  $v/c$  o grado de saturación para el grupo de carriles.

### 3.6.3. Factor de ajuste por coordinación

El factor de ajuste por coordinación es aquel que incorpora el efecto de la coordinación de semáforos. Se entiende que una buena coordinación de semáforos resultará en una alta proporción de vehículos llegando durante el verde, mientras que una coordinación pobre resultará en una baja proporción de vehículos que llegan en verde. El factor de ajuste por coordinación (PF) se aplica a todos los grupos de carriles coordinados, incluyendo a los grupos de carriles con controles de tiempo fijo. La coordinación afecta fundamentalmente a la demora uniforme, y por esta razón el ajuste se aplica solo a  $d_1$ . El valor de PF puede determinarse usando la Ecuación 17.

$$PF = \frac{(1 - P) \times f_{PA}}{1 - \left(\frac{g}{C}\right)} \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde,

- $PF$ : factor de ajuste por coordinación.
- $P$ : proporción de vehículos que llegan en verde.
- $g/C$ : proporción de tiempo de verde disponible.
- $f_{PA}$ : factor de ajuste suplementario por grupos vehiculares que llegan durante el verde.

Si se llevan a cabo mediciones de campo,  $P$  debería determinarse como la proporción de vehículos en el ciclo que arriban a la línea de parada o que se unen a la cola (estacionaria o en movimiento) mientras se presenta la fase verde. Por otro lado, si se emplea el tipo de llegada (AT),  $P$  se podrá calcular a través de la Tabla 3 y la Ecuación 9; de modo que  $f_{PA}$  y  $PF$  se obtengan empleando la Tabla 6.

Tabla 6. Factor de ajuste por coordinación para el cálculo de la demora uniforme (TRB, 2000, p. 16-20)

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

### 3.6.4. Demora incremental

Es aquella demora que toma en consideración llegadas no uniformes y colapsos temporales de ciclos (demora aleatoria), así como los periodos sustanciales de sobresaturación (demora de sobresaturación). La demora incremental se puede estimar mediante la Ecuación 18, la cual asume que no hay demanda insatisfecha que genere colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (T). El término de demora incremental es válido para todos los valores de X, incluyendo grupos de carriles altamente sobresaturados.

$$d_2 = 900T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8 \times k \times I \times X}{c \times T}} \right] \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde,

- $d_2$ : demora incremental que toma en cuenta los efectos de colas aleatorias y sobresaturadas, ajustada por la duración del periodo de análisis y el tipo de controlador del semáforo (s/veh).
- $T$ : duración del periodo de análisis (h).
- $k$ : factor de demora incremental que es dependiente del ajuste de los controladores.
- $I$ : factor de ajuste por ingresos a la intersección corriente arriba.
- $c$ : capacidad del grupo de carriles (veh/h).
- $X$ : relación v/c para el grupo de carriles o grado de saturación.

El término de calibración (k) o *factor de calibración de demora incremental* se incluye en la Ecuación 18 para incorporar el efecto del tipo de controlador. Para semáforos de tiempo fijo se emplea un valor de  $k = 0.50$ . Por otro lado, el *factor de ajuste de demora incremental* (I) incorpora los efectos de ingresos desde semáforos corriente arriba en intersecciones coordinadas. Para el caso de intersecciones aisladas I tomará el valor de 1.

### 3.6.5. Demora por cola inicial

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

- Caso 1: el periodo es no saturado sin cola inicial. Por lo tanto,  $d_3=0$
- Caso 2: el periodo es sobresaturado sin cola inicial. Por lo tanto,  $d_3=0$
- Caso 3: la cola inicial  $Q_b$  se disipa durante el periodo  $T$ . Para que esto ocurra, la suma de  $Q_b$  y la demanda total en  $T$  ( $qT$ ) debe ser menor que la capacidad disponible ( $cT$ ). Es decir,  $Q_b + qT < cT$ .
- Caso 4: cuando aun existe demanda insatisfecha al final del periodo  $T$  pero es decreciente. Para que esto ocurra, la demanda en  $T$  debe ser menor que la capacidad. Es decir,  $qT < cT$ .
- Caso 5: cuando la demanda en  $T$  excede la capacidad. Aquí la demanda insatisfecha se incrementa al final de  $T$ . Para que esto ocurra deberá cumplirse que  $qT > cT$ .

La demora por cola inicial  $d_3$  se podrá calcular mediante la Ecuación 19.

$$d_3 = \frac{1800Q_b(1+u)t}{cT} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde,

- $Q_b$ : cola inicial al inicio del periodo  $T$  (veh).  
 $c$ : capacidad (veh/h).  
 $T$ : duración del periodo de análisis (h).  
 $t$ : duración de la demanda insatisfecha (h).  
 $u$ : parámetro de demora.

Para los casos 3, 4 y 5, los parámetros  $t$  y  $u$  se determinan mediante las Ecuaciones 20 y 21.

$$t = 0 \text{ si } Q_b = 0, \text{ de otro modo } t = \min\left\{T, \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, X)]}\right\} \quad (\text{Ec. 20})$$

$$u = 0 \text{ si } t < T, \text{ de otro modo } u = 1 - \frac{cT}{Q_b[1 - \min(1, X)]} \quad (\text{Ec. 21})$$

Adicionalmente, para los casos 4 y 5, el último vehículo que llega en el periodo  $T$  despejará la intersección en el tiempo  $T_c > T$ , denominado tiempo de despeje de cola inicial. Por lo tanto, en el caso de una cola inicial,  $T_c$  se calcula con la Ecuación 22.

$$T_c = \max\left(T, \frac{Q_b}{c} + TX\right) \quad (\text{Ec. 22})$$

Para los casos 3, 4 y 5, el componente uniforme de la demora por control ( $d_1$ ) debe ser evaluado empleando  $X=1.0$  para el periodo en el que existe una cola de sobresaturación ( $t$ ) y usando el valor real de  $X$  para el periodo restante ( $T-t$ ). En consiguiente, para estos casos se emplea un valor ponderado de  $d_1$ , tal como muestra la Ecuación 23.

$$d_1 = d_s * \frac{t}{T} + d_u * PF * \frac{(T-t)}{T} \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde,

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

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

### 3.6.7. Estimación de demoras agregadas (ponderadas)

El procedimiento para la estimación de demoras provee la demora por control por vehículo para cada grupo de carriles, por lo que para determinar las demoras en un acceso es necesario ponderar las demoras de los grupos de carriles, tal como muestra la Ecuación 24.

$$d_A = \frac{\sum(d_i \times v_i)}{\sum v_i} \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde,

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

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

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

De modo similar, para obtener la demora por control promedio de toda la intersección, se pueden ponderar las demoras por control de los accesos empleando la Ecuación 25.



$$d_I = \frac{\sum (d_A \times v_A)}{\sum v_A} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde,

- $d_I$ : demora por vehículo para la intersección (s/veh).
- $d_A$ : demora para el acceso A (s/veh).
- $v_A$ : flujo ajustado para el acceso A (veh/h).

### 3.6.8. Determinación del nivel de servicio

Tal como se mencionó en el ítem 2.5.2., la demora media por control es la medida de eficiencia determinante en la estimación del nivel de servicio para intersecciones semaforizadas. Por lo tanto, el nivel de servicio se determina empleando la Tabla 2.

### 3.6.9. Determinación de colas

Cuando se requiere un estimado de la longitud de cola, el HCM brinda un procedimiento para calcular la cola promedio y la cola para los percentiles 70°, 85°, 90° y 98°, ambos en número de vehículos. En general las colas dependerán del patrón de llegada de vehículos y de aquellos que no despejan la intersección durante el verde (sobreflujo).

El modelo descrito a continuación se emplea para un carril individual. Por lo tanto, para aplicar el método a un grupo de carriles, los valores de tasa de flujo, tasa de flujo de saturación, capacidad, y demanda de cola inicial para el grupo de carriles deben ser convertidos a valores de carril individual. Si se presenta una cola inicial ( $Q_b$ ) en un grupo de carriles, la tasa de flujo del grupo de carriles se ajusta para incluirla empleando la Ecuación 26.

$$v_I = v + Q_b/T \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde,

- $v_I$ : tasa de flujo del grupo de carriles incluyendo la cola inicial presente (veh/h).
- $v$ : tasa de flujo de llegada (veh/h).
- $Q_b$ : cola inicial del grupo de carriles al inicio del periodo de análisis (veh).
- $T$ : duración del periodo de análisis (h).

Otros parámetros para carriles individuales son calculados dividiendo los valores totales del grupo de carriles entre el número de carriles, tal como se muestra en las

Ecuaciones 27, 28, 29 y 30. Se asume que la cola calculada con este método puede presentarse en cualquier carril del grupo de carriles (normalmente todas las colas de los carriles se suponen iguales). Lo anterior no siempre se presenta, por lo que el método indica como alternativa que el carril con la mayor cola puede aproximarse determinando el volumen de carril desigual ( $v_L$ ) sobre la base de los factores de utilización de carril en lugar de dividir entre  $N_{LG}$ .

$$v_L = v_l/N_{LG} \quad (\text{Ec. 27})$$

$$s_L = s/N_{LG} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$c_L = c/N_{LG} \quad (\text{Ec. 29})$$

$$Q_{bL} = Q_b/N_{LG} \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde,

- $v_L$ : tasa de flujo para el grupo de carriles por carril (veh/h).
- $s$ : tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles (veh/h).
- $s_L$ : tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles por carril (veh/h).
- $c$ : capacidad del grupo de carriles (veh/h).
- $c_L$ : capacidad del grupo de carriles por carril (veh/h).
- $Q_{bL}$ : cola inicial para el grupo de carriles al inicio del periodo de análisis por carril (veh).
- $N_{LG}$ : número de carriles del grupo de carriles.

### 3.6.9.1. Cola promedio

La cola promedio en intersecciones semaforizadas se calcula mediante la Ecuación 31.

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde,

- $Q$ : máxima distancia en vehículos sobre los cuales la cola se extiende desde la línea parada en el ciclo promedio del semáforo (veh).
- $Q_1$ : primer término de los vehículos en cola (veh).
- $Q_2$ : segundo término de los vehículos en cola (veh).

El primer término,  $Q_1$ , representa el número de vehículos que arriban durante las fases de rojo y durante la fase de verde hasta que la cola se ha disipado. Se determinada primero asumiendo un patrón de llegadas uniforme y luego realizando el ajuste por efectos de coordinación para un grupo de carriles dado. Se calcula empleando la Ecuación 32.

$$Q_1 = PF_2 \frac{\frac{v_L C}{3600} \left(1 - \frac{g}{C}\right)}{1 - \left[ \min(1.0, X_L) \frac{g}{C} \right]} \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde,

- $Q_1$ : primer término de vehículos en cola (veh).
- $PF_2$ : factor de ajuste por efectos de coordinación.
- $v_L$ : tasa de flujo para el grupo de carriles por carril (veh/h).
- $C$ : longitud del ciclo (s).
- $g$ : tiempo de verde efectivo (s), y
- $X_L$ : relación de tasa de flujo-capacidad (relación  $v_L/c_L$ ).

El factor de ajuste que incorpora los efectos de coordinación es calculado mediante la Ecuación 33.

$$PF_2 = \frac{\left(1 - R_p \frac{g}{C}\right) \left(1 - \frac{v_L}{s_L}\right)}{\left(1 - \frac{g}{C}\right) \left[1 - R_p \left(\frac{v_L}{s_L}\right)\right]} \quad (\text{Ec. 33})$$

Donde,

- $PF_2$ : factor de ajuste por efectos de coordinación.
- $v_L$ : tasa de flujo para el grupo de carriles por carril (veh/h).
- $s_L$ : tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles por carril (veh/h).
- $g$ : tiempo de verde efectivo (s).
- $C$ : longitud del ciclo (s).
- $R_p$ : relación de pelotón [ $P(C/g)$ ].

El segundo término,  $Q_2$ , es un término incremental asociado con la aleatoriedad del flujo y las colas de sobreflujo que resultan debido a fallas temporales, que incluso pueden ocurrir cuando la demanda se encuentra por debajo de la capacidad. La Ecuación 34 es empleada para el cálculo de  $Q_2$ .

$$Q_2 = 0.25c_L T \left[ (X_L - 1) + \sqrt{(X_L - 1)^2 + \frac{8k_B X_L}{c_L T} + \frac{16k_B Q_{bL}}{(c_L T)^2}} \right] \quad (\text{Ec. 34})$$

Donde,

- $Q_2$ : segundo término de vehículos en cola, estimación promedio de la cola de sobreflujo (veh).
- $c_L$ : capacidad del grupo de carriles por carril (veh/h).
- $T$ : duración del periodo de análisis (h).
- $X_L$ : relación  $v_L/c_L$ .
- $k_B$ : factor de ajuste del segundo término relacionado con llegadas tempranas.
- $Q_{bL}$ : cola inicial al inicio del periodo de análisis (veh).
- $C$ : longitud del ciclo (s).

El factor de ajuste  $k_B$  es calculado empleando la Ecuación 35.

$$k_B = 0.12I \left( \frac{s_L g}{3600} \right)^{0.7} \quad (\text{semáforos de tiempo fijo})$$

$$k_B = 0.10I \left( \frac{s_L g}{3600} \right)^{0.6} \quad (\text{semáforos actuados}) \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde,

- $k_B$ : factor de ajuste del segundo término relacionado con llegadas tempranas.
- $s_L$ : tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles por carril (veh/h).
- $g$ : tiempo de verde efectivo (s).
- $I$ : factor de ajuste por entradas corriente arriba.

### 3.6.9.2. Cola percentil

La cola percentil se calcula mediante la aplicación del factor de cola percentil en la cola promedio. La Ecuación 36 muestra esta relación.

$$Q_{\%} = Q f_{B\%} \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde,

- $Q_{\%}$ : cola percentil (veh).
- $Q$ : número promedio de vehículos en la cola (veh).
- $f_{B\%}$ : factor de cola percentil.

El factor de cola percentil es calculado a través de la Ecuación 37.

$$f_{B\%} = p_1 + p_2 e^{\frac{-Q}{p_3}} \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde,

- $f_{B\%}$ : factor de cola percentil.
- $p_1$ : primer parámetro para el factor de cola percentil.
- $p_2$ : segundo parámetro para el factor de cola percentil.
- $p_3$ : tercer parámetro para el factor de cola percentil.
- $Q$ : número promedio de vehículos en la cola (veh).

Los parámetros  $p_1$ ,  $p_2$  y  $p_3$  se determinan a partir de la Tabla 7.

**Tabla 7. Parámetros para el factor de cola percentil 70°, 85°, 90° y 95° (TRB, 2000, p. 16-156)**

	Semáforos de tiempo fijo			Semáforos actuados		
	$p_1$	$p_2$	$p_3$	$p_1$	$p_2$	$p_3$
$f_{B70\%}$	1.2	0.1	5	1.1	0.1	40
$f_{B85\%}$	1.4	0.3	5	1.3	0.3	30
$f_{B90\%}$	1.5	0.5	5	1.4	0.4	20
$f_{B95\%}$	1.6	1.0	5	1.5	0.6	18
$f_{B98\%}$	1.7	1.5	5	1.7	1.0	13

## CAPÍTULO 4

### CARACTERÍSTICAS DE SYNCHRO 7

Synchro es un software desarrollado por Trafficware que permite el análisis y optimización de sistemas de tráfico a un nivel macroscópico. En principio, la versión 7 de Synchro implementa las metodologías de los Capítulos 15, 16 y 17 del Manual de Capacidad de Carreteras-HCM 2000; sin embargo, también existen algunas diferencias con respecto al HCM, entre las cuales se destaca un método alternativo para el cálculo de demoras, denominado Método Percentil de Demoras. Adicionalmente, Synchro calcula directamente el factor de progresión (PF) e incorpora un término para la demora por bloqueo debido a la interacción de colas. A continuación se describen brevemente las principales consideraciones empleadas por Synchro.

#### 4.1. Ajuste de la Demanda

Synchro divide los volúmenes de tráfico entre el FHP para determinar la tasa de flujo durante el periodo de 15 minutos más cargado durante la hora, tal cual es indicado por el HCM.

#### 4.2. Ajuste de la Oferta

Para el cálculo de la tasa de flujo de saturación, Synchro emplea el valor por defecto para la tasa de flujo de saturación ideal de 1900 veh/h/carril y la ajusta automáticamente con los factores correspondientes, tal como fue presentado en el ítem 3.4.1. mediante la Ecuación 11. Sin embargo, también es posible emplear un valor de flujo de saturación directo, en caso de que este haya sido determinado.



### 4.3. Determinación de la Capacidad

Para el cálculo de la relación volumen-capacidad (v/c), Synchro incorpora todos los ajustes y estimaciones del HCM 2000, pero adicionalmente provee un método alternativo denominado ICU (Intersection Capacity Utilization)<sup>16</sup>.

### 4.4. Determinación de las Medidas de eficiencia

#### 4.4.1. Demoras

Synchro determina la demora por control y la demora por cola, con las que se obtiene la demora total. Es decir:

$$\text{demora total} = \text{demora por control} + \text{demora por cola}$$

La *demora por control* de Synchro es utilizada para el análisis de los efectos de coordinación, actuación y congestión; siendo el componente de demora generado por el dispositivo de control.

La *demora por cola*<sup>17</sup> de Synchro incorpora los efectos de interacción de colas: *spillback*, *starvation* y bloqueos en tramos cortos o bahías cortas.

#### 4.4.2. Método de Webster (HCM)

Bajo esta modalidad, Synchro emplea la ecuación de demora del HCM (ver Ecuación 15), a la que denomina también Fórmula de Webster<sup>18</sup>. En la Ecuación 15, Synchro no utiliza el término  $d_3$ , el cual incorpora la demora por cola inicial ( $d_3 = 0$ ); pero además calcula explícitamente la demora con los efectos de coordinación, por lo que determina directamente el factor de progresión PF empleando la Ecuación 38.

$$PF = \text{DelayCoord} / \text{DelayUnCoord} \quad (\text{Ec. 38})$$

Donde,

- PF*: factor de progresión.
- DelayCoord*: demora uniforme calculada por Synchro con coordinación.
- DelayUncoord*: demora uniforme calculada por Synchro asumiendo llegadas aleatorias.

<sup>16</sup> Para efectos de esta investigación el método ICU no es considerado.

<sup>17</sup> Para efectos de esta investigación la demora por cola estimada por Synchro no es empleada y solo se comparan las demoras por control.

<sup>18</sup> Synchro denomina a la Ecuación del HCM (ver Ecuación 15) como Fórmula de Webster, a pesar de no tratarse exactamente de la ecuación original de Webster (ver Ecuación 8).

#### 4.4.3. Método de demora percentil

En la Figura 9, la demora promedio para un grupo de carriles en un semáforo de tiempo fijo está representada por el área del triángulo y la altura del mismo representa la máxima extensión de la cola.

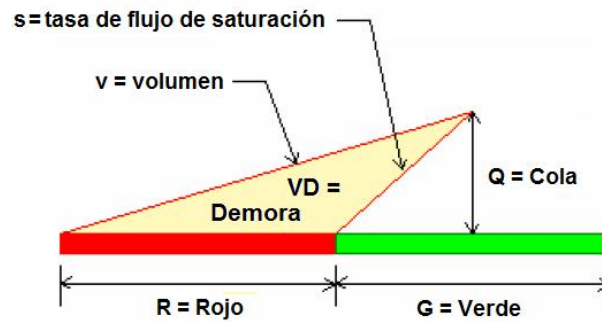


Figura 9. Diagrama de colas y cálculo de demora con Synchro (Trafficware, 2006, p. 13-30)

De las relaciones geométricas de la figura anterior se obtiene la Ecuación 39, la que es empleada por Synchro para el cálculo de la demora promedio uniforme por vehículo para un escenario percentil determinado.

$$d_p = 0.5C \frac{\left[1 - \left(\frac{g}{C}\right)\right]^2}{\left[1 - X\left(\frac{g}{C}\right)\right]} \quad (\text{Ec. 39})$$

Donde,

- $d_p$ : demora uniforme por vehículo, para el escenario percentil “p” (s/veh).
- X: grado de saturación.
- C: longitud de ciclo (s).
- g: tiempo de verde efectivo (s).

La Ecuación 39 es idéntica a la fórmula de "Webster" (HCM) para  $d_1$  (ver Ecuación 16), pero la diferencia principal entre el Método Percentil y "Webster" radica en la determinación del tiempo de verde y el manejo bajo condiciones casi saturadas o sobresaturadas.

##### 4.4.3.1. Escenarios percentil

Durante el periodo de análisis los vehículos no llegan a la intersección de manera uniforme pues algunos ciclos podrían tener mayor tráfico que otros. Por lo tanto, para incorporar los efectos de la variación del tráfico, Synchro modela el flujo bajo cinco escenarios percentil: 10°, 30°, 50°, 70° y 90°. Por ejemplo, si 100 ciclos son

observados, el ciclo de percentil-90 ó 90° será el nonagésimo ciclo más cargado. Cada uno de estos escenarios representará un 20% de los ciclos que realmente ocurren.

Synchro ajusta los volúmenes de tráfico para cada escenario hacia arriba o hacia abajo de tal manera que al final se obtenga la demora media percentil; para lo cual emplea la Ecuación 40.

$$v_p = v + \left( z \cdot \sqrt{v * C / 3600} \right) * \frac{3600}{C}, \quad \text{con } v_p \geq 0 \quad (\text{Ec. 40})$$

Donde,

- $v_p$ : volumen ajustado para el percentil “p” (veh/h).
- $v$ : volumen sin ajustar (veh/h).
- $z$ : número de desviaciones estándar (ver Trafficware, 2006, p. 13-32)
- $C$ : longitud de ciclo (s).

Para el caso de una intersección semaforizada no saturada con llegadas uniformes y semáforo de tiempo fijo, la demora media percentil se obtiene mediante la aplicación de la Ecuación 41.

$$d_1 = \frac{d_{10} + d_{30} + d_{50} + d_{70} + d_{90}}{(v_{10} + v_{30} + v_{50} + v_{70} + v_{90}) * C / 3600} \quad (\text{Ec. 41})$$

Donde,

- $d_j$ : demora media percentil (s/veh).
- $d_p$ : demora vehicular uniforme para el escenario percentil “p” (s/veh).
- $v_p$ : volumen percentil “p” (veh/h).
- $C$ : longitud de ciclo (s).

Si el volumen excede la capacidad para un determinado escenario percentil; se emplea la capacidad en lugar del volumen para el cálculo de la demora uniforme. Para condiciones de congestionamiento Synchro aplica la Ecuación 42.

$$d_p = 0.5 * \frac{s}{3600} * \frac{\left[ 1 - \left( \frac{g}{C} \right) \right]^2}{C} \quad (\text{Ec. 42})$$

Donde,

- $d_p$ : demora vehicular para el escenario percentil “p” (s/veh).
- $s$ : tasa de flujo de saturación (veh/h).

$C$ : longitud de ciclo (s).  
 $g$ : verde efectivo (s).

#### 4.4.3.2. Sobresaturación y colapsos del ciclo

Para tramos cerca o por encima de su capacidad, la demora percentil tendrá dos componentes y se obtendrá mediante la Ecuación 43.

$$d = d_1 + d_2 \quad (\text{Ec. 43})$$

Donde,

$d$ : demora total percentil (s/veh).  
 $d_1$ : demora media uniforme, de los escenarios percentiles (s/veh).  
 $d_2$ : demora incremental (s/veh).

Conforme el volumen se aproxima a la capacidad, algunos o todos los vehículos no serán acomodados durante el primer ciclo. Synchro, al igual que el HCM, incluye un término por demora incremental ( $d_2$ ) para tomar en cuenta las demoras de vehículos que esperan por ciclos extras. En ambos modelos  $d_2$  incorpora las demoras debidas a situaciones cercanas a la saturación o debidas a sobresaturación. Por lo tanto, la demora incremental de Synchro se calcula empleando la misma fórmula que utiliza el HCM (ver Ecuación 18).

#### 4.4.5. Nivel de servicio de la intersección

Para intersecciones semaforizadas, el nivel de servicio de la intersección es calculado de la misma manera que al emplear el HCM; tomando en cuenta la demora total de la intersección y la Tabla 2 aquí presentada.

#### 4.4.6. Cálculo de longitudes de cola

Synchro calcula los percentiles de cola 50° y 95°, que representan la máxima extensión de cola. Como los vehículos pueden seguir llegando a la cola incluso luego de iniciado el verde, la máxima extensión de cola será representada por la altura del triángulo (Q), tal como se muestra en la Figura 10. Nótese que Synchro no considera como parte de la cola a los vehículos que experimentan demoras menores de 6 segundos.

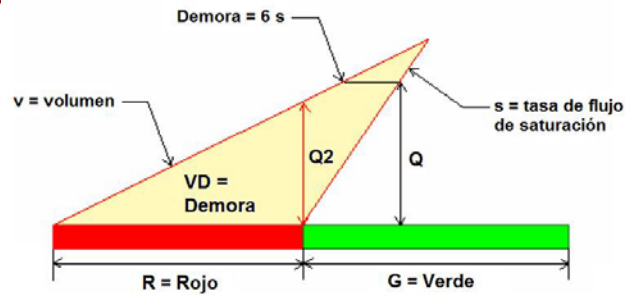


Figura 10. Diagrama de llegadas y salidas para la determinación de colas con Synchro (Trafficware, 2006, p. 13-71)

De las relaciones obtenidas en la figura anterior, Synchro calcula la extensión de la cola empleando la Ecuación 44.

$$Q = \frac{v}{3600} * (r - 6) * \left[ 1 + \frac{1}{(s/v) - 1} \right] * \frac{L}{N * f_{LU}} \quad (\text{Ec. 44})$$

Donde,

- $Q$ : extensión de la cola (pies).
- $v$ : volumen o tasa de llegadas (veh/h).
- $s$ : tasa de flujo de saturación (veh/h).
- $r$ : rojo efectivo (s).
- $L$ : espaciamiento de vehículos, *largo + brecha* (pies).
- $N$ : número de carriles.
- $f_{LU}$ : factor de utilización de carril.

Si  $v/c > 1$ , la longitud de cola es teóricamente infinita, por lo que Synchro calcula  $Q'$  como la máxima cola luego de dos ciclos (ver Ecuación 45).

$$Q' = (v * (C - 6)) + \left( v - s * \frac{g}{C} \right) * \frac{C}{3600} \quad (\text{Ec. 45})$$

Para el percentil de cola 50° el tráfico es promedio, por lo tanto Synchro no emplea volúmenes ajustados. Por otro lado, para el percentil de cola 95° Synchro incrementa el volumen de llegadas para considerar las fluctuaciones del tráfico mediante la Ecuación 46.

$$v_{95} = v * \text{mín}(FHP, 0.9) * \left( 1 + 1.64 * \frac{\sqrt{v_c}}{v_c} \right) \quad (\text{Ec. 46})$$

Donde,

- $v_{95}$ : volumen ajustado (veh/h).
- $v$ : volumen no ajustado (veh/h).
- $FHP$ : factor de hora pico.
- $v_c$ : vehículos por ciclo,  $v_c = vC/3600$ .

## CAPÍTULO 5

### TÉCNICA INPUT-OUTPUT PARA MEDICIÓN DIRECTA DE DEMORAS Y COLAS EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS

La presente investigación emplea como método para la estimación directa de las medidas de eficiencia, la técnica Input-Output; debido principalmente a que su aplicación no se encuentra limitada por el grado de saturación. A lo largo del presente capítulo se detallan las características y pasos empleados para la aplicación de esta técnica.

#### 5.1. Aspectos Generales

Antes de profundizar en este método, es necesario diferenciar algunos de los tipos de demoras empleados frecuentemente para el análisis de intersecciones semaforizadas. En la Figura 11 se representan la demora de parada, la demora de aproximación y la demora por control; que no son otra cosa que: la demora cuando el vehículo se encuentra totalmente detenido, la demora que considera los tiempos de deceleración y aceleración del vehículo hasta cruzar la línea de parada, y la demora que considera la aceleración del vehículo hasta recuperar la velocidad deseada de viaje, respectivamente (Sharma *et al*, 2007). Adicionalmente, también en la Figura 11 se representa la demora estimada que se obtiene al aplicar la técnica Input-Output, la misma que para fines prácticos y debido a la dificultad en la determinación precisa del instante de deceleración de los vehículos, es considerada equivalente a la demora de aproximación. Más adelante, en el ítem 5.5. se describe brevemente el procedimiento para la obtención de la demora de control a partir de los valores de la demora de aproximación.



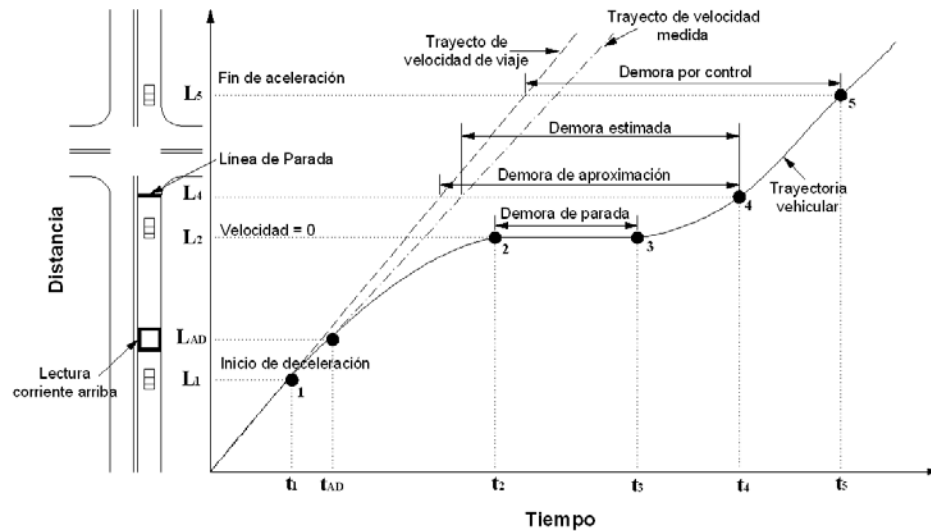


Figura 11. Representación gráfica de los diferentes tipos de demoras empleadas por los ingenieros de tráfico (Sharma *et al*, 2007)

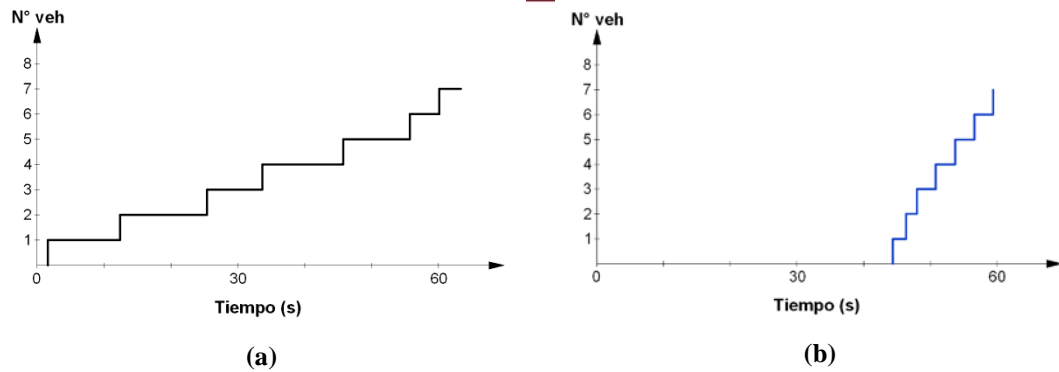
La técnica de medición Input-Output consiste en la estimación de demoras y colas a partir de los diagramas de arribo (llegada) y partida, los cuales para el presente trabajo, fueron obtenidos manualmente con la asistencia de video grabación.

## 5.2. Procedimiento de Registro de Arribos y Partidas

El primer paso consistió en seleccionar los dos puntos de referencia desde los cuales se realizaría el registro de datos. Para el registro de arribos, se seleccionó un punto ubicado a una distancia igual o mayor a la máxima cola presente, el mismo que en la Figura 11 es representado por el punto  $L_{AD}$ . Para las partidas, el registro se realizó utilizando como referencia la línea de parada, representada en la misma figura por el punto  $L_4$ .

## 5.3. Determinación de las Curvas de Arribos y Partidas

En la realidad, a diferencia de los modelos lineales con pendiente uniforme establecidos teóricamente, los arribos y partidas en una intersección tienen carácter discreto; por lo que en lugar de líneas continuas y sin quiebres se obtienen líneas escalonadas, tal como se aprecia en las Figuras 12a y 12b. En ambos casos, los diagramas se obtienen luego de trasladar todos los instantes en los cuales cada uno de los vehículos ha sido registrado.

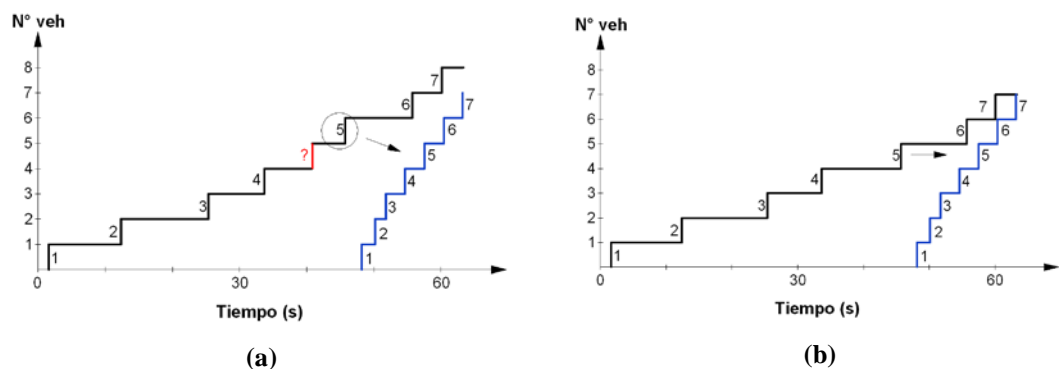


**Figura 12. Curvas empleadas en la técnica Input-Output: (a) curva de arribos o llegadas, (b) curva de partidas (adaptado de Sharma *et al*, 2007)**

#### 5.4. Corrección y Ajuste de las Curvas de Arribo

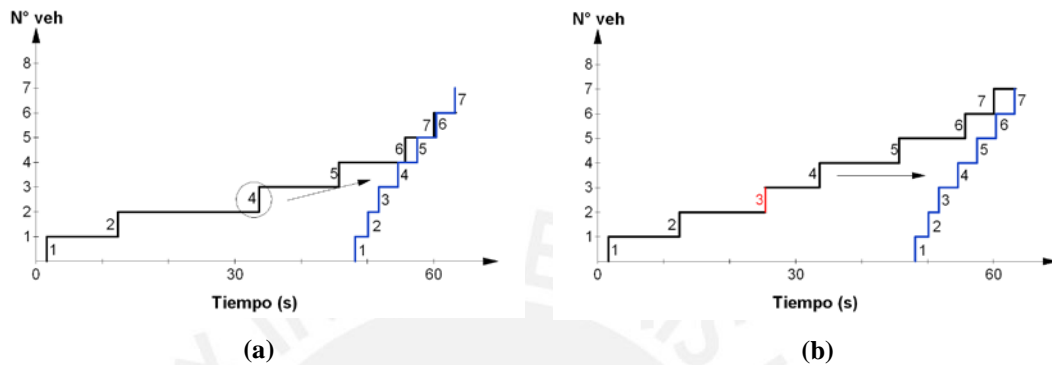
El registro directo de los arribos debe ser ajustado debido a que no necesariamente todos los vehículos que ingresan a la intersección durante un ciclo son registrados también en la partida; así mismo, no todos los vehículos que parten presentarán siempre una correspondencia con los arribos. Lo anterior se puede originar por diversas razones, como por ejemplo, que algún vehículo se haya estacionado antes de cruzar la línea de parada, que algún vehículo estacionado se haya incorporado al flujo durante el ciclo estudiado, que se presente algún bloqueo prolongado, o simplemente debido a errores humanos propios de los registros manuales. Tal como se mencionó en el ítem 2.4.5., la teoría establece que el comportamiento de los vehículos debería obedecer a un régimen FIFO, por lo que para corregir las discrepancias entre arribos y partidas se tomaron en cuenta los siguientes criterios:

- Cuando la curva de arribos presentó exceso de vehículos (ver Figura 13a), se sustrajeron aquellos vehículos en exceso, hasta que el orden en los arribos correspondiera con el de las partidas (ver Figura 13b).



**Figura 13. Corrección de curva de arribos cuando existe exceso de vehículos: (a) antes de aplicar la corrección, (b) luego de aplicar la corrección**

- Cuando la curva de arribos presentó déficit de vehículos (ver Figura 14a), fueron adicionados vehículos “ficticios” hasta encontrar correspondencia (ver Figura 14b). La definición del instante de arribo del vehículo “ficticio” quedó sujeta a criterio del investigador pero se mantuvo el carácter acumulativo de la curva.



**Figura 14. Corrección de curva de arribos cuando existe ausencia de vehículos: (a) antes de aplicar la corrección, (b) luego de aplicar la corrección**

Previamente a la estimación de demoras y colas, se tomó en cuenta que los perfiles de arribos y partidas deben estar referidos a un mismo punto de referencia, por lo que el desfase temporal originado por el recorrido de los vehículos entre los puntos de lectura (segmento  $L_{AD}L_4$  de la Figura 11) fue considerado. Para ello, se desplazó horizontalmente la curva de arribos una cantidad de tiempo equivalente a la relación entre la longitud del segmento de estudio y la velocidad de flujo libre<sup>19</sup>, tal como indica la Ecuación 47.

$$desfase = \frac{L_{AD}L_4}{VFL} \quad (Ec. 47)$$

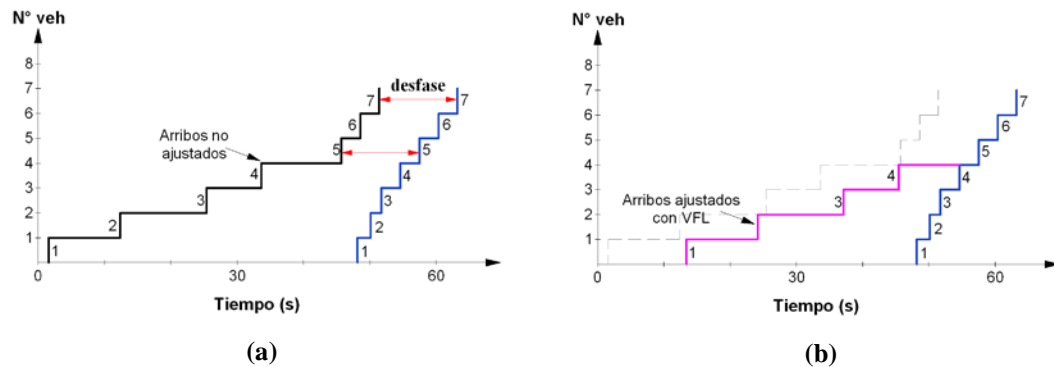
Donde,

$L_{AD}L_4$ : longitud del segmento comprendido entre los puntos de lectura de arribos y partidas (m).

VFL: velocidad de flujo libre (m/s).

<sup>19</sup> La velocidad de libre flujo viene a ser la velocidad a la cual los vehículos cruzarían la intersección de manera ininterrumpida si la indicación del semáforo se mantuviera en verde por un periodo prolongado de tiempo (TRB, 2000, p. 16-88).

En la Figura 15 se esquematiza el procedimiento indicado para el ajuste por desfase de la curva de arribos.



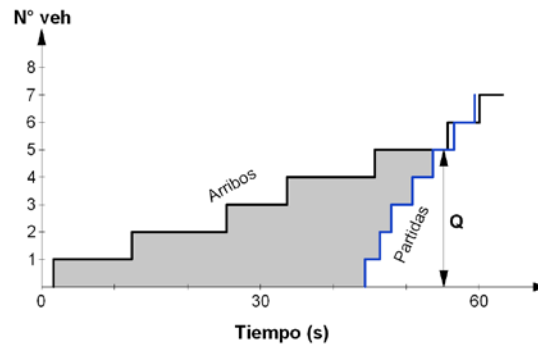
**Figura 15. Ajuste de curva de arribos por desfase de punto de referencia: (a) antes de aplicar el ajuste, (b) luego de aplicar el ajuste empleando la velocidad de flujo libre**

De todo lo anterior, debe notarse que para ciclos no saturados, la cantidad de vehículos que arriban deberá ser siempre igual al número de vehículos que parten, y que por lo tanto ambas curvas coincidirán luego de intersectarse. No es así para el caso de ciclos saturados, en los que la cantidad de vehículos que arriban durante el ciclo es mayor al número de vehículos que parte, quedando una cola remanente que se traslada al ciclo inmediato posterior, incrementando las demoras y colas. En este caso solo se verificó la correspondencia entre arribos y partidas en algunos vehículos, aproximando las curvas lo mejor posible a un régimen FIFO.

### 5.5. Estimación de Demoras y Colas

Una vez determinados y ajustados los perfiles de arribos, se procedió con la estimación directa de las demoras y colas, en un proceso que se siguió ciclo a ciclo. Tal como se aprecia en la Figura 16, el procedimiento de estimación de demoras y colas consistió en determinar el área del polígono<sup>20</sup> encerrado por ambas curvas, la cual corresponde a la demora total en el ciclo; así mismo, también se determinó la altura máxima del polígono, la misma que corresponde al número máximo de vehículos que se almacenan en la cola o máxima extensión de cola.

<sup>20</sup> Se hace mención a un polígono de manera general, y no a un triángulo como se aprecia en la Figura 17, pues el método es aplicable también bajo condiciones de flujo saturado.



**Figura 16. Representación gráfica de la estimación de demoras y colas empleando la técnica Input-Output**

Para la obtención de la demora estimada por vehículo se dividió la demora total en el ciclo entre el número de vehículos que arribaron, tal como indica la Ecuación 48.

$$demora\ estimada = \frac{\text{área del polígono}}{N^{\circ}\ de\ vehículos\ que\ arriban\ en\ el\ ciclo} \quad (Ec.\ 48)$$

Adicionalmente, debido a que con la aplicación del método Input-Output descrito se obtuvieron las demoras estimadas, fue necesario ajustar las mismas con el propósito de calcular las demoras por control requeridas. Como se mencionó en el ítem 5.1., para efectos prácticos se consideró que la demora estimada es equivalente a la demora por aproximación; con la cual se obtuvo la demora por control al incorporar los factores de corrección indicados en la Tabla 8.

**Tabla 8. Factor de corrección de demora por efectos de aceleración y deceleración en segundos (Powell, 1998, p. 85; TRB, 2000, p. 16-91)**

Velocidad de Flujo Libre	N° Promedio de Vehículos que se Detienen por Carril y por Ciclo		
	≤ 7	7 - 9	20 - 30
≤ 60 kph	+ 5	+ 2	- 1
61 - 70 kph	+ 7	+ 4	+ 2
≥ 71 kph	+ 9	+ 9	+ 5

## CAPÍTULO 6

### METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación está compuesta por seis etapas. La primera de ellas se encuentra conformada por todo el proceso de selección de la intersección de estudio, la misma que debía cumplir una serie de requisitos relacionados con las características geométricas, las características del flujo vehicular y las características del semáforo presentes; todo ello detallado en el siguiente capítulo.

La segunda etapa corresponde al registro de datos de campo, para lo cual se empleó videograbación. El procedimiento estuvo básicamente determinado por la selección y obtención de los equipos y personal de grabación, así como también por la selección del lugar propicio para la ubicación de los mismos.

El proceso de extracción de la información de campo a partir de los videos constituye la tercera etapa de este estudio. Cabe mencionar que toda la extracción de datos y demás información relevante, como por ejemplo: volúmenes vehiculares y peatonales, tiempos del semáforo, arribos y partidas, entre otros; se realizó de manera manual.

Adicionalmente a la extracción de datos, también fueron estimados algunos de los parámetros fundamentales, tales como las tasas de flujo de saturación o las relaciones de pelotón, por ello la cuarta etapa la conforman la estimación de este tipo de parámetros.

La quinta etapa comprende la aplicación de las metodologías de análisis para intersecciones semaforizadas HCM 2000 y Synchro 7, así como también la aplicación de la técnica Input-Output para la medición directa de los valores de tasas de flujo de saturación, demoras y colas.



Por último, la sexta etapa se encuentra conformada por la evaluación y análisis de los resultados obtenidos, para lo cual se emplearon tablas y diagramas comparativos en cada caso de estudio, así como también diagramas de dispersión y curvas de tendencia; con lo cual se pudo verificar el comportamiento de diversos parámetros como por ejemplo: tasas de flujo de saturación, grados de saturación, demoras, niveles de servicio y colas.



## CAPÍTULO 7

### RECOLECCIÓN DE DATOS

Una de las etapas relevantes de esta investigación corresponde a la recolección de datos; para la cual, con el objeto de mejorar la calidad de los registros y permitir su verificación cuantas veces fuera necesario, se empleó videograbación. A continuación se describen los procedimientos utilizados para la recolección de datos, así como también aquellos empleados para la estimación de los principales parámetros de entrada necesarios para la aplicación de las metodologías estudiadas.

#### 7.1. Selección de la Intersección de Análisis

En principio, se evaluaron intersecciones semaforizadas que podrían ser consideradas aisladas, que presentaran ciclos prefijados, con periodos pico y valle perfectamente identificables, y que pudieran presentar grados de saturación variables (sin que ello significara un colapso de la intersección). Como resultado de esta evaluación preliminar, fueron pre-seleccionadas doce intersecciones semaforizadas, en las que luego se verificaría la posibilidad de utilizar equipo de videograbación.

La técnica de videograbación requirió que la intersección de análisis presentara ciertas características adicionales, siendo la principal la ubicación de las cámaras de modo tal que los campos visuales permitieran el registro del comportamiento del tráfico en toda la intersección y no fueran afectados por interferencias.

De las doce intersecciones pre-seleccionadas, solo fue posible registrar datos en una de ellas, la misma que corresponde al cruce de avenidas San Luis y Las Artes, ubicado en el distrito de San Borja. La Figura 17 muestra una vista satelital de la intersección seleccionada, la misma que se encuentra ubicada en una zona comercial, presenta un controlador de tiempo fijo, y que geoméricamente se compone de 2 carriles y una bahía de giros permitidos a la izquierda para los accesos de la Av. San Luis (sentidos Norte-Sur y Sur-Norte) y carriles únicos para los accesos de la Av. Las Artes (sentidos Este-Oeste y Oeste-Este).



Figura 17. Vista satelital de la intersección de las avenidas San Luis y Las Artes (Google Earth, 2011)

### 7.2. Registro del Tráfico

El registro de datos se llevó a cabo el día miércoles 6 de Enero del 2010, para el periodo comprendido entre las 7:00 am y 6:30 pm. Fueron empleadas cinco cámaras de video, todas ellas localizadas en el cuarto nivel del edificio ubicado en la esquina noroeste de la intersección. En la Figura 18 se aprecia que las cámaras 1, 2, 3 y 4 fueron posicionadas para el registro del tráfico en los accesos Norte, Este, Sur y Oeste respectivamente; así mismo, la cámara 5, para el registro del semáforo.

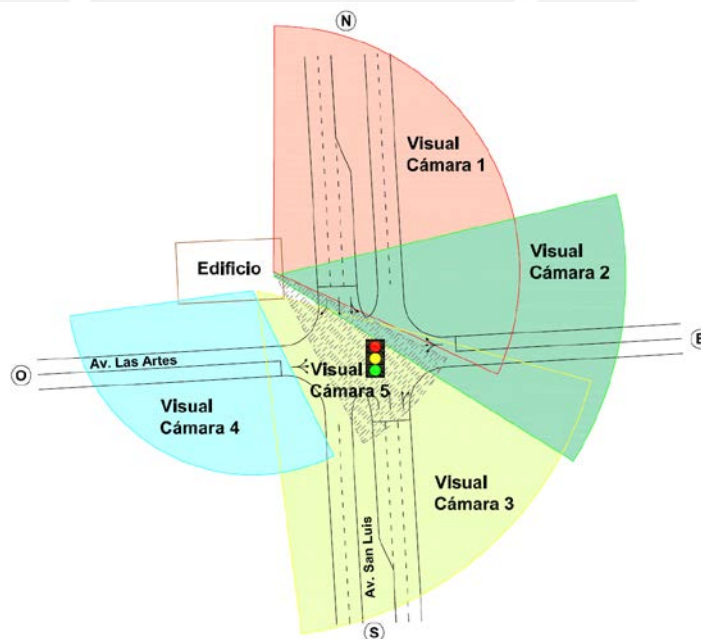


Figura 18. Esquema de la distribución de los campos visuales de las cámaras de video

Adicionalmente, con el objeto de ampliar los campos visuales y tener completo registro de las colas e interacciones generadas en todos los accesos de la intersección, fue necesario el uso de lentes especiales: un lente gran angular en la cámara 3 y dos lentes tipo ojo de pez en las cámaras 1 y 4. En las Fotos de la Figura 19 se aprecia el equipo de filmación empleado.



**Figura 19. Equipos de filmación empleados en la recolección de datos: (a) cámaras 1 y 2, (b) cámaras 3 y 4, (c) cámara 5 y (d) lentes gran angular y ojo de pez**

Con la distribución de cámaras de video descrita, se obtuvo un registro de imágenes lo suficientemente completo, tal como muestran las Fotos de la Figura 20; el mismo que permitió extraer los parámetros requeridos, entre ellos: volúmenes, intervalos del semáforo, colas, movimientos, flujos de saturación, etc.





**Figura 20.** Vistas de los accesos de las avenidas San Luis y Las Artes: (a) cámara 1, acceso N-S; (b) cámara 2, acceso E-O; (c) cámara 3, acceso S-N; (d) cámara 4, acceso O-E y (e) cámara 5, semáforos

### 7.3. Pasos Previos a la Extracción de Datos

Debido a que no fue posible sincronizar con precisión los temporizadores de las cámaras antes de las grabaciones, fue necesario estimar los desfases respectivos para homologar los tiempos. En el Anexo A se presentan las mediciones para la obtención de los desfases agrupando las cámaras de a dos; así mismo, la Figura 21 presenta los desfases obtenidos empleando la cámara 3 como referencia.

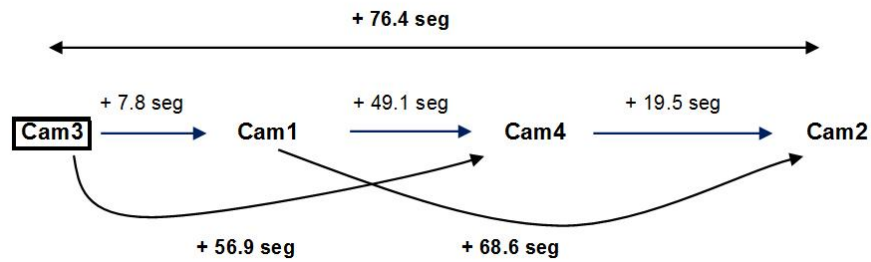


Figura 21. Desfase de los temporizadores de las cámaras de video

### 7.4. Reglaje del Semáforo

El reglaje del semáforo se realizó empleando la cámara 5, durante el periodo comprendido entre las 5:30pm y las 6:00pm. Para la estimación de los tiempos reales del semáforo se emplearon 10 registros tal como se describe en el Anexo B, obteniéndose el Diagrama de Fases mostrado en la Figura 22.

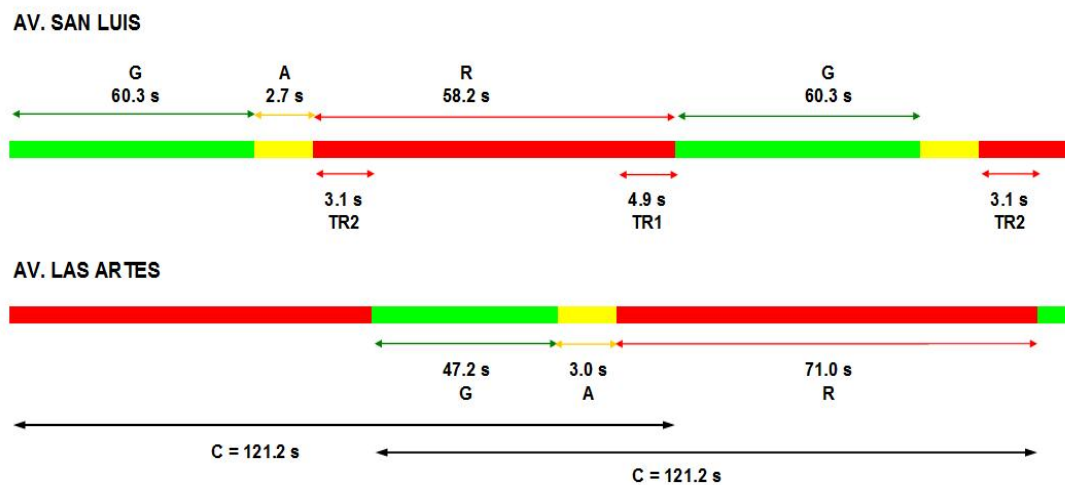


Figura 22. Diagrama de fases de los semáforos de las avenidas San Luis y Las Artes

Con los tiempos de verde, rojo y ámbar obtenidos; y empleando las Ecuaciones de la 5 a la 7 se obtuvieron los valores de verde efectivo y rojo efectivo del semáforo (ver Tabla 9). Así mismo, tal como se verá más adelante en el ítem 7.11.; debido a que los datos de campo no permitieron determinar de modo confiable los valores de  $l_1$  y  $e$ , se emplearon los valores típicos de  $l_1 = 2$  s y  $e = 2$  s (TRB, 2000, p. 10-12).



Tabla 9. Cálculo de los intervalos del ciclo del semáforo

Parámetro	Av. San Luis	Av. Las Artes
G	60.3 s	47.2 s
R	58.2 s	71.0 s
Y	5.8 s	7.9 s
$h_1$	2.0 s	2.0 s
$l_2=Y-e$	3.8 s	5.9 s
$t_L=h_1+l_2$	5.8 s	7.9 s
e	2.0 s	2.0 s
g	60.3 s	47.2 s
r	60.9 s	74.0 s

### 7.5. Aforo Vehicular y Selección de los Periodos de Análisis

El aforo vehicular fue realizado para el periodo comprendido entre las 7:30 am y 6:30 pm, para cada uno de los carriles de la intersección y para cada uno de los movimientos presentes; empleando una clasificación vehicular según el tipo y capacidad de carga. Para mayores detalles, en el Anexo C se presentan los aforos vehiculares completos, clasificados según el tipo de vehículo, carril y movimiento. En la Tabla 10 se presentan los aforos en vehículos mixtos para cada acceso, así como también los volúmenes totales de la intersección y aquellos que corresponden a los periodos pico, valle e intermedio. Nótese que los volúmenes para los periodos de 15 minutos más cargados han sido resaltados de color rojo.

Tabla 10. Aforo en vehículos mixtos para los accesos de las avenidas San Luis y Las Artes

PERIODO	Av. San Luis		Av. Las Artes		TOTAL	60 min consecutivos	
	N - S	S - N	E - O	O - E			
10:30:00 a.m. - 10:45:00 a.m.	356	304	115	99	874		
10:45:00 a.m. - 11:00:00 a.m.	301	264	118	101	784		
11:00:00 a.m. - 11:15:00 a.m.	338	301	97	101	837		
11:15:00 a.m. - 11:30:00 a.m.	332	290	110	109	841	3,336	
PICO	11:30:00 a.m. - 11:45:00 a.m.	309	283	130	103	825	3,287
	11:45:00 a.m. - 12:00:00 p.m.	325	306	118	87	836	3,339
	12:00:00 p.m. - 12:15:00 p.m.	321	285	118	122	846	3,348
	12:15:00 p.m. - 12:30:00 p.m.	374	293	110	98	875	3,382
INTERMEDIO	12:30:00 p.m. - 12:45:00 p.m.	313	223	112	103	751	3,308
	12:45:00 p.m. - 01:00:00 p.m.	324	275	114	97	810	3,282
	01:00:00 p.m. - 01:15:00 p.m.	325	249	135	109	818	3,254
	01:15:00 p.m. - 01:30:00 p.m.	316	263	109	96	784	3,163
VALLE	01:30:00 p.m. - 01:45:00 p.m.	338	237	109	96	780	3,192
	01:45:00 p.m. - 02:00:00 p.m.	295	255	104	85	739	3,121
	02:00:00 p.m. - 02:15:00 p.m.	286	266	112	98	762	3,065
	02:15:00 p.m. - 02:30:00 p.m.	268	212	137	82	699	2,980
	02:30:00 p.m. - 02:45:00 p.m.	301	260	99	79	739	2,939
	02:45:00 p.m. - 03:00:00 p.m.	300	227	108	69	704	2,904
	03:00:00 p.m. - 03:15:00 p.m.	258	243	101	85	687	2,829
	03:15:00 p.m. - 03:30:00 p.m.	298	239	106	101	744	2,874
03:30:00 p.m. - 03:45:00 p.m.	273	280	112	82	747	2,882	
03:45:00 p.m. - 04:00:00 p.m.	348	256	115	77	796	2,974	

Con la información de la tabla anterior se obtiene la curva presentada en la Figura 23, la misma que muestra la variación de los volúmenes mixtos totales a lo largo del tiempo. En ella se pueden distinguir claramente los periodos de estudio antes mencionados.

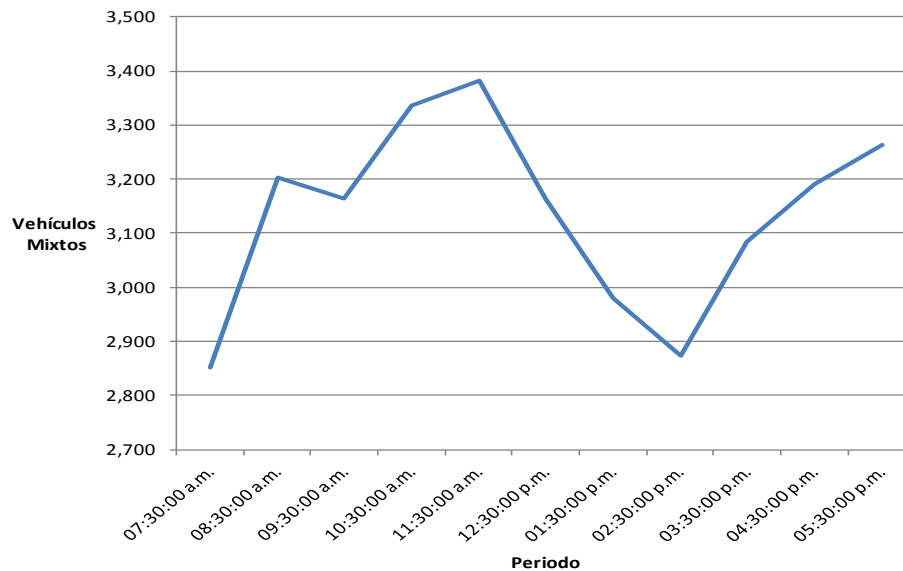


Figura 23. Progresión del volumen vehicular total de la intersección

## 7.6. Agrupamiento de Carriles

Los porcentajes de movimientos por carril efectuados para los accesos de la Av. San Luis son presentados en el Anexo D. Del análisis de esta información se puede verificar que para el acceso Norte-Sur, alrededor del 90% de todos los giros a la izquierda se realizan desde la bahía de giro a la izquierda; por lo que ésta puede ser considerada como un grupo de carriles independiente. De modo similar, para el acceso Sur-Norte, más del 80% de todos los giros a la izquierda son realizados desde la bahía de giro a la izquierda, pudiendo también ser considerada como un grupo de carriles independiente. Por lo tanto, para los accesos de la Av. San Luis puede emplearse el agrupamiento de carriles correspondiente a la primera de las alternativas del último de los casos de la Tabla 4 del ítem 3.3.1.; es decir, con presencia de dos grupos de carriles: el primero conformado por la bahía de giro exclusivo a la izquierda y el segundo conformado por los carriles central y derecho.

### **7.7. Aforo Peatonal**

Para los periodos de estudio seleccionados, se contabilizaron los peatones que interfieren con los giros a la izquierda y a la derecha, considerando los 15 minutos más cargados en cada periodo.

### **7.8. Conteos de Vehículos Pesados (HV)**

De los aforos fueron contabilizados todos los vehículos pesados, considerando como tales solo aquellos correspondientes con la definición del HCM 2000 presentada en el ítem 3.4.2.2.

### **7.9. Conteos de Buses, Bloqueos y Maniobras de Estacionamiento**

Para el caso de las paradas de buses y/o bloqueos solamente se contabilizaron los vehículos de transporte público, incluyendo vans (combis) y microbuses (coasters). Cabe notar que a pesar de que se percibió que las paradas de otros vehículos, como por ejemplo taxis, afectaba el flujo vehicular en los accesos de la intersección; estas no fueron consideradas.

Para el caso de las maniobras de estacionamiento, los conteos se realizaron asumiendo que se trataba de maniobras idénticas, a pesar de que podían identificarse dos tipos de maniobras con características particulares (en paralelo y en diagonal). Cabe notar que el HCM no hace una diferenciación por tipo de maniobra.

### **7.10. Estimación de la Relación de Pelotón ( $R_p$ )**

El procedimiento para la estimación de la relación de pelotón estuvo basado en los conceptos descritos en el ítem 3.2.2. y en el Capítulo 11 del Manual para Recolección de Datos de Currin (2001). Este procedimiento consistió básicamente en contabilizar los arribos; los mismos que fueron agrupados según hayan sido producidos durante el intervalo verde o el intervalo ambar+rojo. Las mediciones se desarrollaron ciclo por ciclo para los siete ciclos correspondientes a los 15 minutos más cargados de cada periodo analizado. El Anexo E presenta las planillas empleadas para la estimación de las relaciones de pelotón correspondientes.

### 7.11. Medición Directa de la Tasa de Flujo de Saturación

Para la estimación de los flujos de saturación de campo, inicialmente se empleó el procedimiento descrito en el Apéndice H del HCM 2000, en conjunto con las indicaciones del Capítulo 6 del Manual para Recolección de Datos de Currin (2001). El procedimiento consistió en analizar un mínimo de 15 ciclos para cada uno de los carriles estudiados; registrándose los instantes en los cuales el eje delantero de cada vehículo cruzaba la línea de parada<sup>21</sup>. El Anexo F presenta los registros y cálculos para cada uno de los carriles analizados, en los que se emplearon los conceptos de los ítems 2.4.1. y 2.4.2.; así como también las Ecuaciones 49 y 50.

$$headway_{prom} = \frac{(T_n - T_4)}{(N - 4)} \quad (\text{Ec. 49})$$

$$l_1 = T_4 - 4 \times headway_{prom} \quad (\text{Ec. 50})$$

Donde,

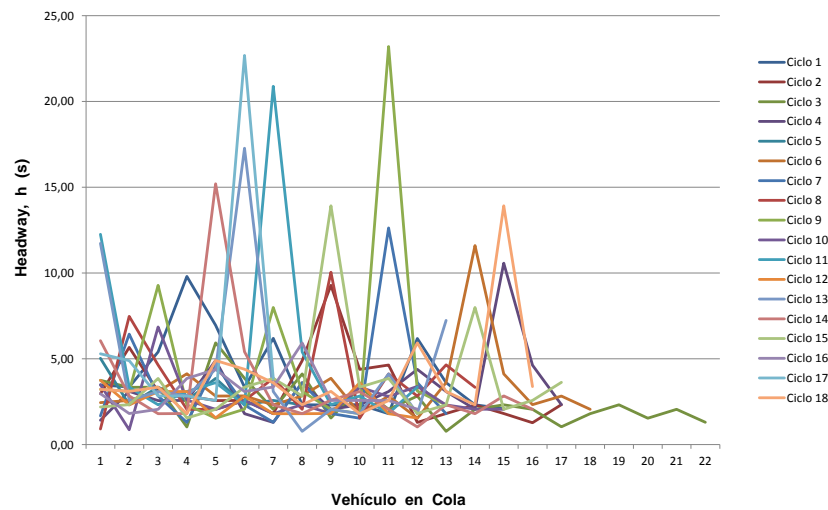
- $headway_{prom}$ : headway promedio (s).
- $T_n$ : instante de cruce de la línea de parada del n-ésimo vehículo de la cola (s).
- $T_4$ : instante de cruce de la línea de parada del cuarto vehículo de la cola (s).
- $N$ : número de vehículos en la cola.
- $l_1$ : tiempo perdido total de arranque (s).

Los valores de las tasas de flujo de saturación para cada ciclo estudiado fueron estimados empleando el headway promedio como headway de saturación en la Ecuación 3. En el Anexo F, cabe notar que al aplicar la metodología descrita tal cual, se aprecian varios ciclos en los que se obtendrían tiempos de arranque negativos, lo cual podría deberse a que el instante registrado para el cuarto vehículo tiene un valor muy pequeño y/o el headway promedio sería muy elevado. Como se verá a continuación, lo más probable es que no siempre el valor del headway logre estabilizarse para situaciones locales.

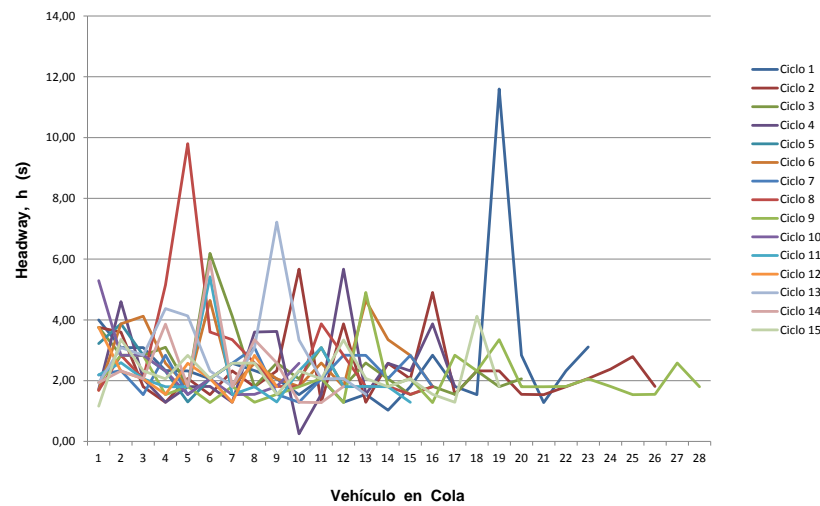
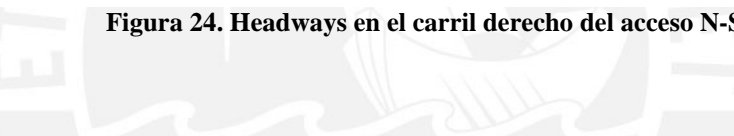
En las Figuras de la 24 a la 31 se presentan las curvas de evolución de los headway. En general se puede apreciar que no existiría una correspondencia con la teoría descrita en el ítem 2.4.1.; pero además, tampoco se podría establecer con claridad

<sup>21</sup> Para las bahías de giro a la izquierda se consideró una línea de parada imaginaria ubicada justo antes de cruzar el flujo opuesto; esto debido a que luego del inicio del verde los vehículos formaban una nueva cola metros más adelante.

una tendencia para el comportamiento del flujo vehicular limeño durante la descarga de un carril luego de la indicación de verde; siendo imposible afirmar que los valores de headway se hacen constantes en algún punto, mucho menos alrededor del cuarto vehículo; o que los tiempos perdidos por arranque son generados principalmente durante la descarga de los primeros vehículos de la cola.



**Figura 24. Headways en el carril derecho del acceso N-S**



**Figura 25. Headways en el carril central del acceso N-S**

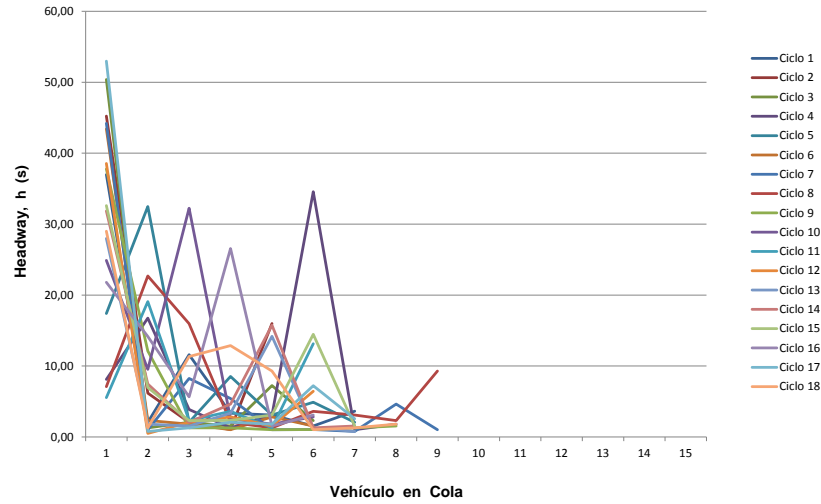


Figura 26. Headways en el carril izquierdo (bahía de giro) del acceso N-S

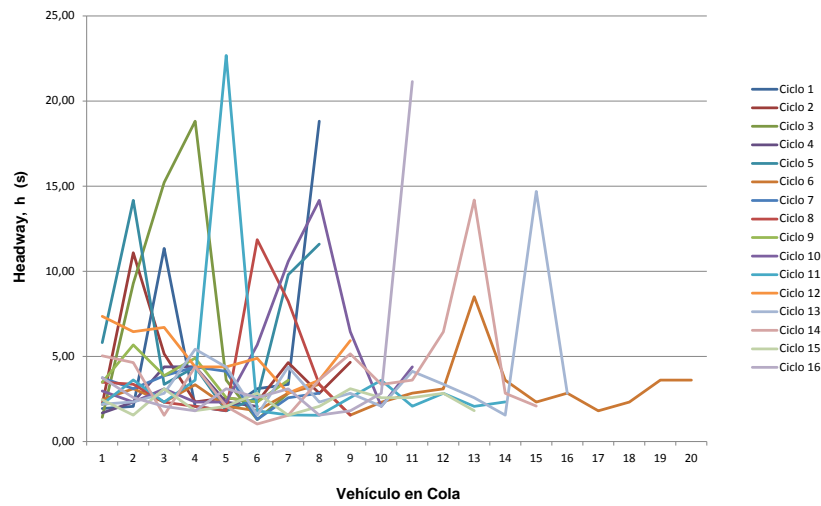


Figura 27. Headways en el carril derecho del acceso S-N

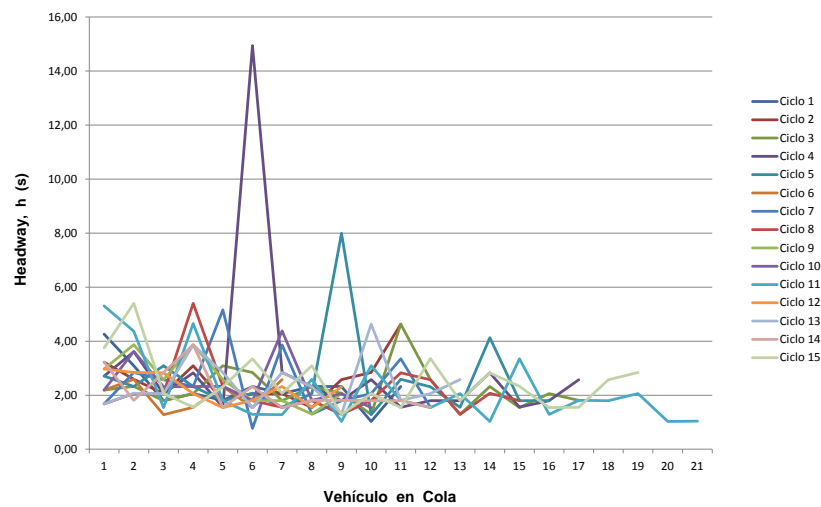


Figura 28. Headways en el carril central del acceso S-N



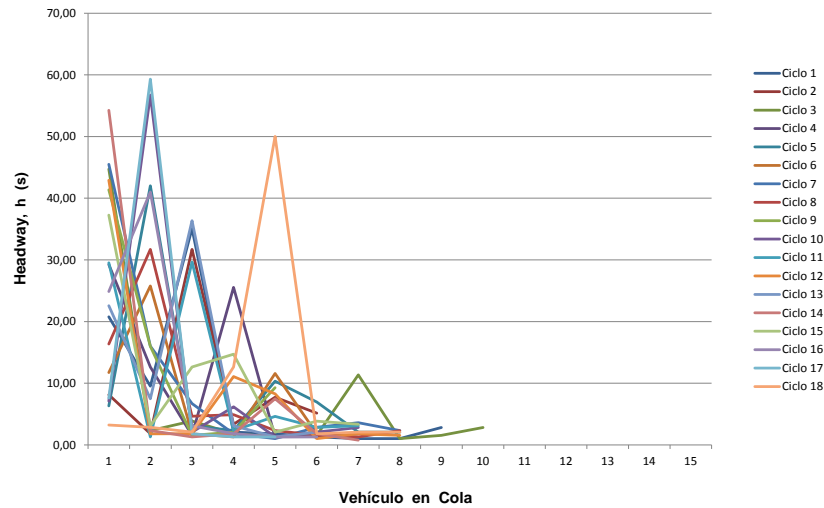


Figura 29. Headways en el carril izquierdo (bahía de giro) del acceso S-N

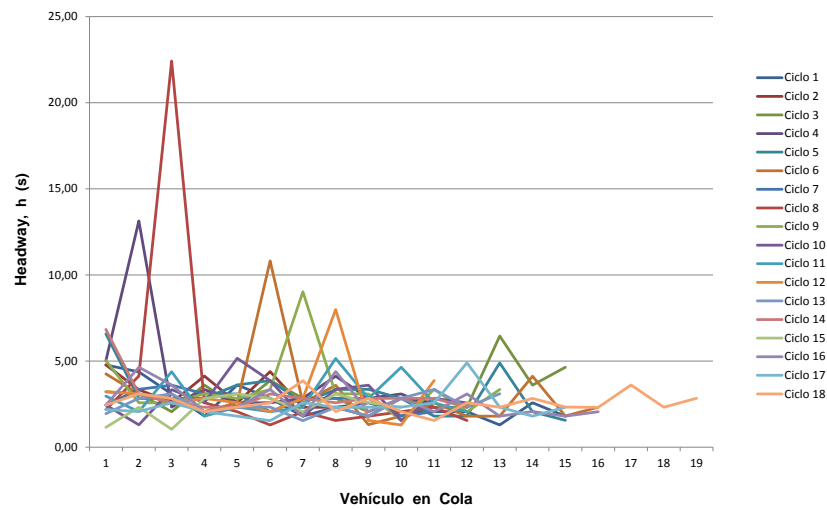


Figura 30. Headways en el carril único del acceso E-O

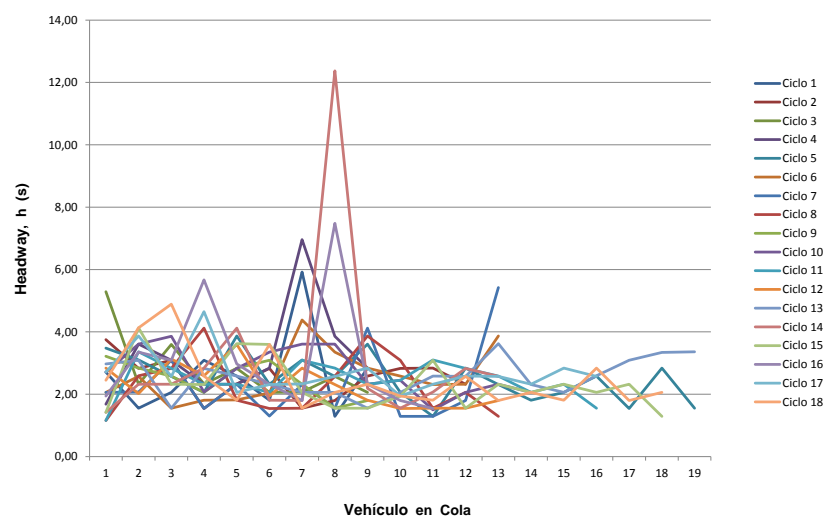


Figura 31. Headways en el carril único del acceso O-E

En los diagramas presentados, para muchos de los ciclos analizados se observa que los vehículos de las primeras posiciones presentan headways menores a los de los demás vehículos; esto se debe a que muchos de los conductores limeños reaccionan ante el cambio a rojo en la indicación del acceso transversal mas que ante el cambio a verde del acceso propio. Adicionalmente, se aprecia que muchos de los vehículos de la cola presentan headways muy altos en relación a los demás, principalmente debido a que se producen retrasos producto de maniobras de estacionamiento, paradas prolongadas o cambios de carril. La situación se vuelve aun más compleja si se analiza la información de las bahías de giro a la izquierda; y es que por tratarse de giros permitidos, en general los vehículos no pueden cruzar el flujo opuesto y permanecen en la cola durante casi todo el intervalo verde hasta que el flujo opuesto se detiene con el cambio de la indicación a rojo, o hasta que excepcionalmente alguna brecha aparece. En este caso, el comportamiento de los vehículos es muy distinto al esperado, obteniéndose por ejemplo tiempos perdidos por arranque excesivamente elevados.

De lo anterior, no sería extraño afirmar que el tránsito limeño presenta características muy particulares para el caso de intersecciones semaforizadas; y que por lo tanto, los tiempos perdidos, headways y tasas de flujo de saturación no podrían ser definidos, representados ni estimados adecuadamente a partir de la aplicación directa de los conceptos y técnicas tradicionales del HCM.

Más adelante, en el ítem 7.13., se detalla el procedimiento alternativo utilizado para la determinación de los flujos de saturación en la intersección estudiada.

### **7.12. Extracción de Arribos y Partidas Empleando la Técnica Input-Output**

La extracción de arribos y partidas fue realizada empleando el procedimiento descrito en el Capítulo 5. Para ello, como primer paso fue necesario seleccionar los puntos de lectura para los registros de arribos (punto  $L_{DA}$ ), con posiciones variables según el periodo analizado. La posición del punto  $L_{DA}$  fue determinada tomando en cuenta la mayor longitud de cola presente en el acceso estudiado durante el periodo correspondiente. El punto de lectura seleccionado para el registro de partidas fue la

línea de parada; excepto para las bahías de giro exclusivo, en las que se empleó una línea imaginaria ubicada inmediatamente después de cruzar el flujo opuesto, debido a que luego de ese punto es de esperar que los vehículos recuperen la velocidad de flujo libre. Cabe mencionar que con el objetivo de guardar una correspondencia con el HCM 2000 y Synchro 7.0, los registros fueron realizados para los grupos de carriles seleccionados y no para cada uno de los carriles.

En el Anexo H se presentan todas las curvas de arribos y partidas debidamente ajustadas, para los 6 grupos de carriles seleccionados y bajo las tres condiciones de flujo estudiadas. Así mismo, la Tabla 11 presenta los desfases obtenidos para cada grupo de carriles luego de aplicar la velocidad de flujo libre (ver Anexo G) al tramo comprendido entre los puntos de lectura (segmento  $L_{AD}L_4$ ).

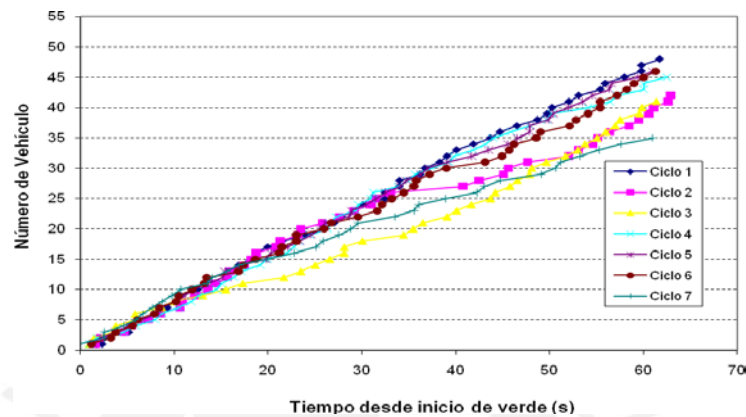
**Tabla 11. Desfases obtenidos para el ajuste de la curva de arribos**

	Segmento $L_{AD}L_4$ (m)	VFL (m/s)	desfase (s)
<b>Periodo Pico</b>			
Acceso N-S	120.9	14.4	8.4
Acceso S-N	110.6	8.5	13.0
Acceso E-O	157.6	13.4	11.8
Acceso O-E	70.6	9.4	7.5
<b>Periodo Intermedio</b>			
Acceso N-S	120.9	14.4	8.4
Acceso S-N	110.6	8.5	13.0
Acceso E-O	157.5	13.4	11.8
Acceso O-E	70.6	9.4	7.5
<b>Periodo Valle</b>			
Acceso N-S	104.3	14.4	7.2
Acceso S-N	81.7	8.5	9.6
Acceso E-O	110.8	13.4	8.3
Acceso O-E	70.6	9.4	7.5

### 7.13. Medición Directa de la Tasa de Flujo de Saturación Empleando Diagramas de Dispersión

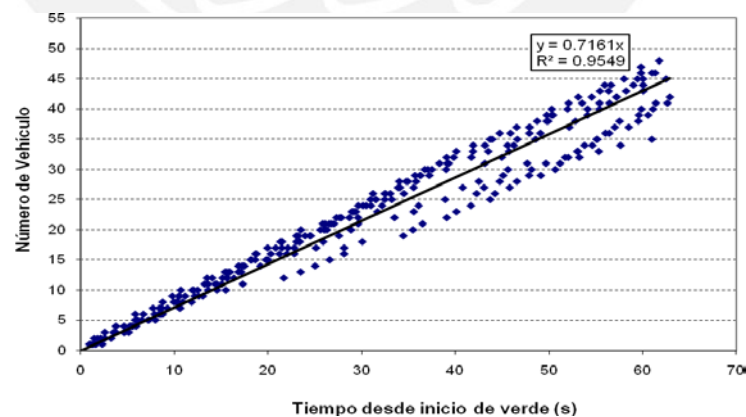
En el ítem 7.11. se verificó que para la intersección estudiada no fue posible determinar la tasa de flujo de saturación empleando los procedimientos tradicionales. Por tal motivo se utilizaron diagramas de dispersión y curvas de tendencia para establecer una relación entre las variables tiempo y número de vehículos; y que además pudieran representar de manera más adecuada el comportamiento real del flujo bajo condiciones locales.

Para cada grupo de carriles se analizó cada uno de los periodos de 15 minutos más cargados; y para cada uno de estos periodos se graficaron las curvas de descarga (partida) de los vehículos en cola durante el intervalo de verde de los 7 ciclos correspondientes; tal como muestra la Figura 32 a manera de ejemplo.



**Figura 32. Curvas de descarga para los 7 ciclos del periodo de análisis pico, en el acceso N-S para el grupo de carriles compuesto**

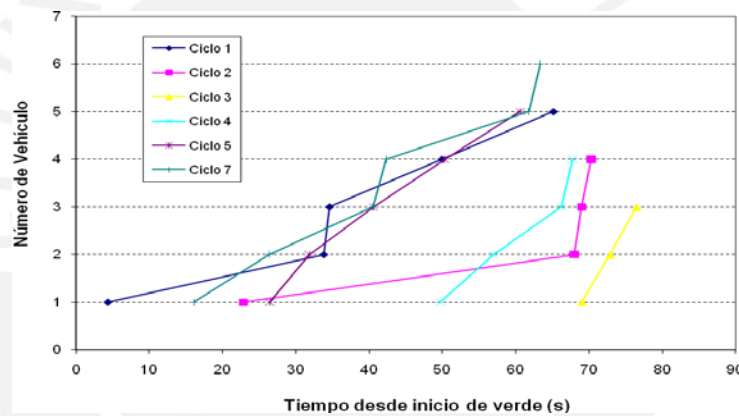
Luego, para cada periodo analizado, se obtuvo la línea de tendencia con punto de partida en el origen (inicio de intervalo verde); esto último para mantener concordancia con la teoría de colas descrita en el ítem 2.4.5. La Figura 33 muestra la línea de tendencia con valores de pendiente y  $R^2$  para el caso de ejemplo.



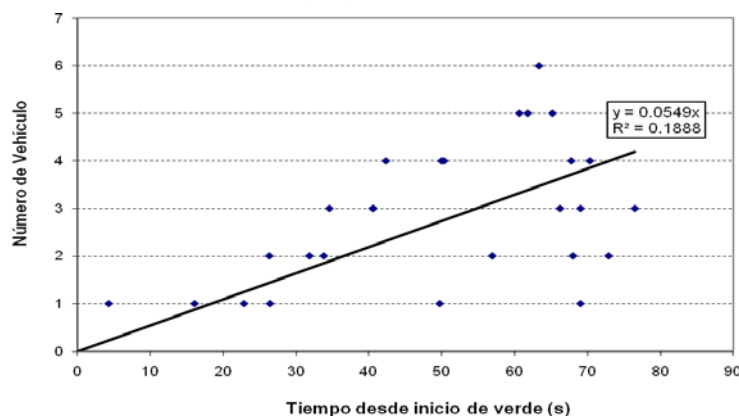
**Figura 33. Análisis de dispersión para el acceso N-S en el grupo de carriles compuesto, durante el periodo pico**

Finalmente, la tasa de flujo de saturación fue calculada al multiplicar los 3600 segundos correspondientes a 1 hora, por la pendiente de la línea de tendencia. En el ejemplo:  $s = 3600 \times 0.7161 = 2578$  veh/h.

Para las bahías de giro a la izquierda, las líneas de tendencia obtenidas y que pasan por el origen, no representarían adecuadamente la descarga vehicular; debido principalmente a que la data resulta insuficiente y se encuentra muy dispersa, obteniéndose valores de  $R^2$  por debajo de 0.30. En las Figuras 34 y 35 se presenta a manera de ejemplo uno de los casos de análisis bajo estas condiciones. Por lo tanto, sería probable que el modelo teórico de descarga con pendiente continua desde el inicio de verde no sea siempre aplicable a los casos con giros permitidos a la izquierda, al menos no bajo las condiciones del tráfico limeño estudiadas; siendo necesario un análisis mucho más profundo al respecto, que además emplee una mayor cantidad de información de campo antes de poder establecer un modelo representativo.









**Figura 34. Curvas de descarga para los 7 ciclos del periodo de análisis pico, en el acceso N-S para el grupo de carril de giro a la izquierda**



**Figura 35. Análisis de dispersión para el acceso N-S en el grupo de carril de giro a la izquierda, durante el periodo pico**

El Anexo I presenta todos los diagramas de descarga y análisis de dispersión empleados para los grupos de carriles de la intersección durante los tres periodos de análisis; con los cuales se obtuvieron las pendientes de las curvas de tendencia y por consiguiente las tasas de flujo de saturación presentadas en la Tabla 12.

**Tabla 12. Tasas de flujo de saturación medidas directamente empleando análisis de dispersión**

PERIODO	N-S		S-N		E-O	O-E
						
Pico	198	2578	234	2421	1225	1317
Intermedio	247	2420	113	2182	1355	1348
Valle	167	2416	167	2175	1223	1251

Cabe notar que a pesar de que se indicó que las tasas de flujo de saturación en las bahías de giro a la izquierda, obtenidas bajo esta metodología, no serían representativas; éstas fueron empleadas en el procesamiento de datos debido a que el modelo lineal de descarga durante el verde concuerda con los modelos teóricos. Como se verá más adelante, los resultados obtenidos para los grupos de carriles de giro a la izquierda no fueron concluyentes.



## CAPÍTULO 8

### PROCESAMIENTO DE DATOS

En el presente capítulo se describen los pasos llevados a cabo para el análisis de la intersección semaforizada seleccionada, empleando las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7. Cabe mencionar que para los periodos de estudio pico, valle e intermedio, fueron estimadas las medidas de eficiencia empleando los siguientes escenarios de análisis:

- Primer Escenario: en él se emplearon los valores de tasa de flujo de saturación estimados por cada una de las dos metodologías.
- Segundo Escenario: en él los valores de tasa de flujo de saturación fueron medidos directamente de la información de campo.

Adicionalmente a la estimación de las medidas de eficiencia empleando el HCM y Synchro, también fueron determinadas las demoras y colas de manera directa mediante la técnica Input-Output detallada en el Capítulo 5.

#### 8.1. Aplicación de la Metodología del HCM 2000

Se emplearon adaptaciones de las planillas de trabajo presentadas en el Apéndice I del HCM 2000. En ellas se incorporaron los conceptos y ecuaciones descritos a lo largo de los Capítulos 2 y 3 de la presente investigación. A manera de ejemplo, se describe a continuación el caso de análisis para el periodo pico.

En primer lugar fue necesario determinar la demanda, para lo cual se empleó la planilla de la Tabla 13. En ella se ajustaron los volúmenes mediante el factor de hora pico (FHP) y se determinaron las proporciones de movimientos según su tipo.

**Tabla 13. Planilla de ajuste de la demanda, empleando el HCM 2000**

	N-S		S-N		E-O	O-E
<b>Ajuste de Volumen</b>						
Volumen, V (veh/h)	132	1,197	145	1,022	476	410
Volumen Izquierda, $V_{Izq}$ (veh/h)	132		145		76	84
Volumen Directo, $V_{dir}$ (veh/h)		916		908	174	235
Volumen Derecha, $V_{der}$ (veh/h)		281		114	226	91
Factor de Hora Pico, PHF	0.966	0.966	0.966	0.966	0.966	0.966
Tasa de Flujo Ajustado en el Grupo de Carriles, $v_p=V/PHF$ (veh/h)	137	1239	150	1058	493	424
Tasa de Flujo Ajustado Izquierda, $v_p=V_{Izq}/PHF$ (veh/h)	137	-	150	-	79	87
Tasa de Flujo Ajustado Directo, $v_p=V_{dir}/PHF$ (veh/h)	-	948	-	940	180	243
Tasa de Flujo Ajustado Derecha, $v_p=V_{der}/PHF$ (veh/h)	-	291	-	118	234	94
Proporción <sup>1</sup> de Giros LT o RT ( $P_{LT}$ o $P_{RT}$ )						
Proporción de Giros Izquierda ( $P_{LT}$ )	1.000	-	1.000	-	0.160	0.205
Proporción de Giros Derecha ( $P_{RT}$ )	-	0.235	-	0.112	0.475	0.222

En segundo lugar, para el primer escenario de análisis, se ajustó la oferta empleando la planilla de la Tabla 14. En ella se calcularon los factores para la estimación de la tasa de flujo de saturación (ver Ecuación 11). Cabe mencionar que para la estimación de factores por giros a la izquierda  $f_{LT}$  se emplearon las planillas de las Tablas 15 y 16; y que para la estimación de los factores de ajuste debido a la influencia de peatones/bicicletas  $f_{Lpb}$  y  $f_{Rpb}$ , se utilizaron las planillas de las Tablas 17 y 18.

**Tabla 14. Planilla de ajuste de la oferta, empleando el HCM 2000**

	N-S		S-N		E-O	O-E
<b>Tasa de Flujo de Saturación</b>						
Flujo de Saturación Ideal, $s_0$ (pc/h/carril)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Número de carriles, N	1	2	1	2	1	1
Ancho de carril, W	3.1	3.1	3	3	3.5	3.5
Factor de ajuste por ancho de carril, $f_w$	0.944	0.944	0.933	0.933	0.989	0.989
Volumen de vehículos pesados, HV (según definición del HCM)	3	51	0	61	4	8
Porcentaje de vehículos pesados, %HV = 100*HV/V	2 %	4 %	0 %	6 %	1 %	2 %
Equivalente en vehículos livianos, $E_t = 2.0$ pc/HV	2	2	2	2	2	2
Factor de ajuste por vehículos pesados, $f_{HV}$	0.980	0.962	1.000	0.943	0.990	0.980
Pendiente en el grupo de carriles, %G	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
Factor de ajuste por pendiente, $f_g$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Número de maniobras de estacionamiento por hora, $N_m \leq 180$	Sin Parqueo	52	Sin Parqueo	60	20	4
Factor de ajuste por estacionamiento, $f_p \geq 0.050$	1.000	0.820	1.000	0.800	0.800	0.880
Número de buses que se detienen por hora, $N_B \leq 250$	-	16	-	28	-	-
Factor de ajuste por bloqueo de buses, $f_{bb} \geq 0.050$	1.000	0.968	1.000	0.944	1.000	1.000
Tipo de área	CBD	CBD	CBD	CBD	CBD	CBD
Factor de ajuste por tipo de área, $f_a$	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900
Tasa de flujo no ajustado para el grupo de carriles, $v_g$ (veh/h)	132	1,197	145	1,022	476	410
Tasa de flujo no ajustado para el carril con mayor volumen del grupo de carriles, $v_{g1}$ (veh/h)	132	660	145	591	476	410
Factor de ajuste por utilización de carril, $f_{LU}$	1.000	0.907	1.000	0.865	1.000	1.000
Factor de ajuste por giro a la izquierda, $f_{LT}$	0.128	1.000	0.091	1.000	0.828	0.740
Factor de ajuste por giro a la derecha, $f_{RT} \geq 0.050$	1.000	0.965	1.000	0.983	0.936	0.970
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la izquierda, $f_{Lpb}$	0.941	1.000	0.966	1.000	0.992	0.988
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la derecha, $f_{Rpb}$	1.000	0.937	1.000	0.963	0.930	0.976
Flujo de Saturación Ajustado, s (veh/h)	<b>191</b>	<b>2022</b>	<b>140</b>	<b>1861</b>	<b>958</b>	<b>1010</b>
$s = s_0 N f_w f_{HV} f_g f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$						

Para los casos de análisis correspondientes al segundo escenario, los factores de ajuste y la Ecuación 11 fueron obviados; por lo tanto las tasas de flujo de saturación “s” medidas en campo fueron ingresadas directamente en la Tabla 14.

**Tabla 15. Planilla de estimación de  $f_{LT}$  para giros a la izquierda permitidos y opuestos a acceso de carril único, empleando el HCM 2000**

	N-S		S-N		E-O	O-E
<b>Datos de Entrada</b>						
Longitud de ciclo, C (s)					121.2	121.2
Tiempo de verde real para el grupo de carriles LT, G (s)					47.2	47.2
Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles LT, g (s)					47.2	47.2
Tiempo de verde efectivo del flujo opuesto, $g_o$ (s)					47.2	47.2
Número de carriles en el grupo de carriles LT, $N$					1	1
Tasa de flujo LT ajustada, $v_{LT}$ (veh/h)					79	87
Proporción del volumen LT en el grupo de carriles LT, $P_{LT}$					0.160	0.205
Proporción del volumen LT en el flujo opuesto, $P_{LT_o}$					0.205	0.160
Tasa de flujo ajustada para el acceso opuesto, $v_o$ (veh/h)					424	493
Tiempo perdido para el grupo de carriles LT, $t_L$					3	3
<b>Cálculos</b>						
Volumen LT por ciclo, $LTC = v_{LT} \cdot C / 3600$					2.660	2.929
Flujo opuesto por carril, por ciclo, $v_{oic} = v_o \cdot C / 3600$					14.275	16.598
Relación de pelotón opuesto, $R_{po}$					1.000	1.000
$g_r = G[e^{-0.850(LTC \cdot 0.629)}] \cdot t_L$ $0 \leq g_r \leq g$ (excepto carriles exclusivos de giro a la izquierda) <sup>2</sup>					6.613	5.703
Relación de cola opuesta, $q_{r_o} = \max[1 - R_{po}(g_o/C), 0]$					0.611	0.611
$g_q = 4.943 v_{oic}^{0.762} q_{r_o}^{1.061} \cdot t_L$ $g_q \leq g$					19.221	21.927
$g_u = g - g_q$ si $g_q \geq g_r$ , o $g_u = g - g_r$ si $g_q < g_r$					27.979	25.273
$n = \max[(g_q - g_r) / 2, 0]$					6.304	8.112
$P_{TH_o} = 1 - P_{LT_o}$					0.795	0.840
Flujo opuesto efectivo, $v_{oe} = v_o / f_{LU_o}$ ( $f_{LU_o} = 1$ , carril único)					424	493
Tipo de carril de giro a la izquierda					Compartido	Compartido
Vehículos directos equivalentes para giros a la izquierda permitidos, $E_{L1}$					2.132	2.283
$E_{L2} = \max[(1 - P_{TH_o}) / P_{LT_o}, 1.0]$ , $E_{L2} \geq 1.0$					3.729	4.731
$f_{min} = 2(1 + P_{LT}) / g$					0.051	0.049
$g_{diff} = \max[g_p - g_r, 0]$ (excepto cuando el volumen de giro a la izquierda es 0) <sup>3</sup>					12.608	16.224
$f_{LT} = f_m = [g_r / g] + [(g_o / g)(1 + P_{LT}(E_{L1} - 1))] + [(g_{diff} / g)(1 + P_{LT}(E_{L2} - 1))]$ ( $f_{min} \leq f_m \leq 1.00$ )					0.828	0.740



**Tabla 16. Planilla de estimación de  $f_{LT}$  para giros a la izquierda permitidos y opuestos a acceso de varios carriles, empleando el HCM 2000**

	N-S		S-N		E-O	O-E
<b>Datos de Entrada</b>						
Longitud de ciclo, C (s)	121.2	121.2				
Tiempo de verde real para el grupo de carriles LT, G (s)	60.3	60.3				
Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles LT, g (s)	60.3	60.3				
Tiempo de verde efectivo del flujo opuesto, $g_o$ (s)	60.3	60.3				
Número de carriles en el grupo de carriles LT, $N$	1	1				
Número de carriles en el acceso opuesto, $N_o$	2	2				
Tasa de flujo LT ajustada, $v_{LT}$ (veh/h)	137	150				
Proporción del volumen LT en el grupo de carriles LT, $P_{LT}$	1	1				
Tasa de flujo ajustada para el acceso opuesto, $v_o$ (veh/h)	1058	1239				
Tiempo perdido para el grupo de carriles LT, $t_L$	2.7	2.7				
<b>Cálculos</b>						
Volumen LT por ciclo, LTC = $v_{LT}C/3600$	4.612	5.050				
Factor de utilización de carril del flujo opuesto, $f_{LUo}$ (refiérase al formato de Ajuste de Volumen y Tasa de Flujo de Saturación)	0.865	0.907				
Flujo opuesto por carril, por ciclo, $v_{oic} = v_oC/[3600N_o f_{LUo}]$	20.589	22.995				
$g_r = G[e^{-0.882(LTC)^{0.717}}]t_L$ , $0 \leq g_r \leq g$ (excepto para carriles exclusivos de giro a la izquierda) <sup>3</sup>	0	0				
Relación de pelotón opuesto, $R_{po}$	1.000	1.000				
Relación de cola opuesta, $q_{ro} = \max[1 - R_{po}(g_o/C), 0]$	0.502	0.502				
$g_q = (v_{oic}q_{ro})/[0.5 - [v_{oic}(1 - q_{ro})/g_o]] - t_L$ , $v_{oic}(1 - q_{ro})/g_o \leq 0.49$	28.624	34.526				
$g_u = g - g_q$ si $g_q \geq g_r$ , o $g_u = g - g_r$ si $g_q < g_r$	31.676	25.774				
Flujo opuesto efectivo, $v_{oe} = v_o f_{LUo}$	1223	1366				
Tipo de carril de giro a la izquierda	Exclusivo	Exclusivo				
Vehículos directos equivalentes para giros a la izquierda permitidos, $E_{L1}$	4.101	4.700				
$P_L = P_{LT} [1 + (N - 1)g/(g_r + g_u/E_{L1} + 4.24)]$ (excepto para carril compartido de giro izquierda) <sup>4</sup>	1.000	1.000				
$f_{min} = 2(1 + P_L)/g$	0.066	0.066				
$f_m = [g_r/g] + [g_u/g][1/(1 + P_L(E_{L1} - 1))]$ , ( $f_{min} \leq f_m \leq 1.00$ )	0.128	0.091				
$f_{LT} = [f_m + 0.91(N - 1)]/N$ (excepto para giros permitidos a la	0.128	0.091				

**Tabla 17. Planilla de estimación de los efectos peatón/bicicleta para giros permitidos a la izquierda, empleando el HCM 2000**

<b>Giros Permitidos a la Izquierda</b>						
	N-S		S-N		E-O	O-E
Longitud de ciclo, C (s)	121.2	121.2	121.2	121.2		
Tiempo de verde efectivo para peatones, $g_p$ (s)	60.3	60.3	47.2	47.2		
Volumen peatonal, $v_{ped}$ (p/h)	332	264	140	192		
$v_{pedg} = v_{ped} (C/g_p)$	667	531	359	493		
$OCC_{pedg} = v_{pedg}/2000$ si ( $v_{pedg} \leq 1000$ ) ó $OCC_{pedg} = 0.4 + v_{pedg}/10,000$ si ( $1000 \leq v_{pedg} \leq 5000$ )	0.334	0.266	0.180	0.247		
Tiempo de despeje de cola opuesta, <sup>1,2</sup> $g_q$ (s)	28.624	34.526	19.221	21.927		
Verde peatonal efectivo consumido por la cola vehicular opuesta, $g_q/g_p$ , si $g_q \geq g_p$ entonces $f_{lpb} = 1.0$	0.475	0.573	0.407	0.465		
$OCC_{pedu} = OCC_{pedg} [1 - 0.5(g_q/g_p)]$	0.255	0.190	0.143	0.190		
Tasa de flujo opuesto, <sup>1</sup> $v_o$ (veh/h)	1058	1239	424	493		
$OCC_r = OCC_{pedu} [e^{-(5/3600)v_o}]$	0.059	0.034	0.079	0.096		
Número de carriles de recepción, $N_{rec}$	1	1	2	2		
Número de carriles de giro, $N_{turn}$	1	1	1	1		
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si $N_{rec} = N_{turn}$ $A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si $N_{rec} > N_{turn}$	0.941	0.966	0.953	0.942		
Proporción de giros a la izquierda, <sup>3</sup> $P_{LT}$	1.000	1.000	0.180	0.205		
Proporción de giros a la izquierda empleando la fase protegida, <sup>4</sup>	-	-	-	-		
$f_{lpb} = 1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LT})$	0.941	0.966	0.992	0.988		

**Tabla 18. Planilla de estimación de los efectos peatón/bicicleta para giros permitidos a la derecha, empleando el HCM 2000**

<b>Giros Permitidos a la Derecha</b>				
	N-S	S-N	E-O	O-E
Longitud de ciclo, C (s)	121.2	121.2	121.2	121.2
Tiempo de verde efectivo para peatones, g <sub>p</sub> (s)	60.3	60.3	47.2	47.2
Volumen peatonal, v <sub>ped</sub> (p/h)	264	332	192	140
Volumen de bicicletas, v <sub>bic</sub> (bicicletas/h)	-	-	-	-
v <sub>pedg</sub> = v <sub>ped</sub> (C/g <sub>p</sub> )	531	667	493	359
OCC <sub>pedg</sub> = v <sub>pedg</sub> /2000 si (v <sub>pedg</sub> ≤ 1000) ó OCC <sub>pedg</sub> = 0.4 + v <sub>pedg</sub> /10,000 si (1000 ≤ v <sub>pedg</sub> ≤ 5000)	0.266	0.334	0.247	0.180
Verde efectivo, g (s)	60.3	60.3	47.2	47.2
v <sub>bicg</sub> = v <sub>bic</sub> (C/g)	-	-	-	-
OCC <sub>bicg</sub> = 0.02 + v <sub>bicg</sub> /2700	0.000	0.000	0.000	0.000
OCC <sub>r</sub> = OCC <sub>pedg</sub> + OCC <sub>bicg</sub> - (OCC <sub>pedg</sub> )(OCC <sub>bicg</sub> )	0.266	0.334	0.247	0.180
Número de carriles de recepción, N <sub>rec</sub>	1	1	2	2
Número de carriles de giro, N <sub>turn</sub>	1	1	1	1
A <sub>pbT</sub> = 1 - OCC <sub>r</sub> si N <sub>rec</sub> = N <sub>turn</sub> A <sub>pbT</sub> = 1 - 0.6(OCC <sub>r</sub> ) si N <sub>rec</sub> > N <sub>turn</sub>	0.734	0.666	0.852	0.892
Proporción de giros a la derecha, P <sub>RT</sub>	0.235	0.112	0.475	0.222
Proporción de giros a la derecha empleando la fase protegida, P <sub>RT</sub>	-	-	-	-
f <sub>Rpb</sub> = 1.0 - P <sub>RT</sub> (1 - A <sub>pbT</sub> )(1 - P <sub>RTA</sub> )	0.937	0.963	0.930	0.976

Luego de realizar los ajustes en los volúmenes y obtener los valores de tasa de flujo de saturación correspondientes; como tercer paso se realizó el análisis de capacidad descrito en la Tabla 19; con la cual se calcularon las capacidades “c” de los grupos de carriles, así como también los grados de saturación X=v/c correspondientes, tanto para los grupos de carriles, como para los accesos y la intersección en su conjunto.

**Tabla 19. Planilla de análisis y estimación de la capacidad en una intersección semaforizada, empleando el HCM 2000**

	N-S		S-N		E-O	O-E
<b>Análisis de Capacidad</b>						
Fase	1	1	1	1	2	2
Tipo de fase	P	P	P	P	P	P
Tasa de flujo ajustado, v (veh/h)	137	1239	150	1058	493	424
Tasa de flujo de saturación, s (veh/h)	191	2022	140	1861	958	1010
Tiempo perdido, t <sub>L</sub> (s), t <sub>L</sub> = I <sub>t</sub> + Y - e	2.7	2.7	2.7	2.7	3	3
Longitud de ciclo, C (s)	121.2	121.2	121.2	121.2	121.2	121.2
Tiempo de verde efectivo, g (s), g = G + Y - t <sub>L</sub>	60.3	60.3	60.3	60.3	47.2	47.2
Proporción de verde, g/C	0.498	0.498	0.498	0.498	0.389	0.389
Capacidad del grupo de carriles, c = s(g/C), (veh/h)	95	1007	70	927	373	393
Relación v/c, X	1.442	1.230	2.143	1.141	1.322	1.079
Relación de flujo, v/s	0.717	0.613	1.071	0.569	0.515	0.420
Grupo de carriles/fase crítico(a) (√)			√		√	
Sumatoria de relaciones de flujo para grupos de carriles críticos, Y <sub>c</sub> Y <sub>c</sub> = Σ (grupos de carriles)				1.586		
Tiempo perdido total por ciclo, L (s)				5.7		
Grado de saturación crítico, X <sub>c</sub> X <sub>c</sub> = (Y <sub>c</sub> )(C)/(C - L)				1.664		

Como paso previo a la estimación de la demora por control fue necesario estimar la demora por cola inicial; para lo cual se empleó la planilla de la Tabla 20, en donde

primero fue definido el caso de análisis para luego determinar las demoras uniforme  $d_1$  y por cola inicial  $d_3$ .







**Tabla 20. Planilla de estimación de la demora por cola inicial, empleando el HCM 2000**

	N-S		S-N		E-O	O-E
<b>Parámetros de Entrada</b>						
Periodo de análisis	De: 12:15:00pm hasta 12:30:00pm					
Duración del periodo de análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Longitud de ciclo, C (s)	121.2	121.2	121.2	121.2	121.2	121.2
Cola inicial, $Q_b$ (veh)	5	28	1	14	6	4
Proporción de verde, $g/C$	0.498	0.498	0.498	0.498	0.389	0.389
Relación $w/c$ , $X = v/c$	1.442	1.230	2.143	1.141	1.322	1.079
Capacidad del Grupo de Carriles, c (veh/h)	95	1007	70	927	373	393
Proporción de vehículos que llegan en verde, P	0.498	0.498	0.663	0.498	0.389	0.389
Relación de pelotón ( $R_p$ )	1.000	1.000	1.333	1.000	1.000	1.000
Factor de ajuste suplementario, $f_{PA}$ (refiérase a la Tabla 11)	1	1	1.15	1	1	1
Factor de ajuste por progresión/coordinación, $PF = (1-P)f_{PA}/(1-g/C)$	1.000	1.000	0.772	1.000	1.000	1.000
Duración de la demanda insatisfecha en T, t (h) $t = \min \left\{ T, \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, X)]} \right\}$	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Caso de Análisis	CASO 5	CASO 5	CASO 5	CASO 5	CASO 5	CASO 5
<b>Casos I y II (<math>Q_b = 0</math>)</b>						
Demora por cola inicial, $d_3$ (s) $d_3 = 0$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Demora uniforme, $d_1$ (s) $d_1 = \{ 0.50C[1 - (g/C)]^2 \} / \{ 1 - [\min(1, X)g/C] \}$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
<b>Caso III (<math>Q_b &gt; 0</math>) (<math>X \leq 1.0</math>) (<math>t &lt; T</math>)</b>						
Demora por cola inicial, $d_3$ (s) $d_3 = \frac{1800Q_b t}{cT}$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Demora uniforme, $d_1$ (s) $d_1 = 0.50C(1-g/C) \frac{t}{T} + \frac{0.50C(1-g/C)^2}{1 - [\min(1, X)g/C]} \left[ \frac{(T-t)}{T} \right] * PF$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
<b>Caso IV (<math>Q_b &gt; 0</math>) (<math>X \leq 1.0</math>) (<math>t = T</math>)</b>						
Parámetro de demora, u $u = 1 - \frac{cT}{Q_b} [1 - \min(1, X)]$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Demora por cola inicial, $d_3$ (s) $d_3 = \frac{1800 Q_b (1+u)}{c}$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Demora uniforme, $d_1$ (s) $d_1 = 0.50C(1-g/C)$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
<b>Caso V (<math>Q_b &gt; 0</math>) (<math>X &gt; 1.0</math>) (<math>t = T</math>)</b>						
Demora por cola inicial, $d_3$ (s) $d_3 = \frac{3600 Q_b}{c}$	189.47	100.10	51.43	54.37	57.91	36.64
Demora uniforme, $d_1$ (s) $d_1 = 0.50C(1-g/C)$	30.42	30.42	30.42	30.42	37.03	37.03

Posteriormente a la estimación de las demoras  $d_1$  y  $d_3$ , se prosiguió con la estimación de la demora incremental  $d_2$ ; para lo cual se empleó la planilla de la Tabla 21; la misma con la que también se obtuvieron los valores de las demoras por control “d” y niveles de servicio “NS”, tanto para los grupos de carriles, como para los accesos y la intersección.



**Tabla 21. Planilla de estimación de la demora por control y el NS, empleando el HCM 2000**

	N-S		S-N		E-O	O-E
						
<b>Capacidad del Grupo de Carriles, Demora por Control, y Determinación del Nivel de Servicio (NS)</b>						
Tasa de flujo ajustado, <sup>1</sup> v (veh/h)	137	1,239	150	1,058	493	424
Capacidad del Grupo de Carriles, <sup>1</sup> c (veh/h)	95	1007	70	927	373	393
Relación v/c, <sup>1</sup> X = v/c	1.442	1.230	2.143	1.141	1.322	1.079
Calibración de la demora incremental, <sup>2</sup> k	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Factor de ajuste por entradas de la intersección corriente	1	1	1	1	1	1
Duración del análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Demora Incremental, <sup>3</sup> d <sub>2</sub> (s/veh) $d_2 = 900 T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kX}{cT}} \right]$	248.4	112.3	558.7	76.5	162.6	68.2
Demora por cola inicial, d <sub>3</sub> (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	189.47	100.10	51.43	54.37	57.91	36.64
Demora uniforme, d <sub>1</sub> (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	30.42	30.42	30.42	30.42	37.03	37.03
Factor de ajuste por progresión/coordiación, PF = (1-P)f <sub>PA</sub> /(1-g/C)	1.00	1.00	0.77	1.00	1.00	1.00
Demora, d = d <sub>1</sub> (PF) + d <sub>2</sub> + d <sub>3</sub> (s/veh)	468.3	242.8	633.6	161.3	257.5	141.8
Nivel de servicio NS por grupo de carriles	F	F	F	F	F	F
Demora por acceso, d <sub>A</sub> = Σ(d)(v)/Σv (s/veh)	265.3		219.9		257.5	141.8
Nivel de servicio NS por acceso	F		F		F	F
Tasa de flujo del acceso, v <sub>A</sub> (veh/h)	1376		1208		493	424
Demora de la Intersección, d <sub>I</sub> = Σ(d <sub>A</sub> )(v <sub>A</sub> )/Σv <sub>A</sub> (s/veh)	233.6					
NS de la Intersección	F					

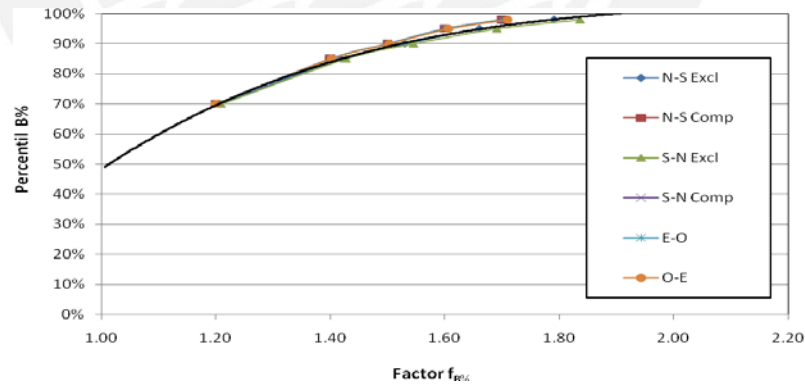
Por último, luego de la estimación de las demoras por control, se calcularon los valores de máxima extensión de cola promedio empleando la planilla de la Tabla 22. Sin embargo, para poder hacer comparables los resultados de las estimaciones de colas, también fue necesario hallar los valores de cola percentiles empleando la Tabla 23 y adicionalmente llevar a cabo un análisis de los factores f<sub>B%</sub> para la determinación del percentil 50. De tales análisis se pudo determinar que f<sub>50%</sub> tiende a 1 (ver Figura 36), verificando que el percentil-50 de la extensión máxima de cola equivale a su valor promedio, es decir Q<sub>50%</sub> = Q.

**Tabla 22. Planilla de estimación de la máxima extensión de cola promedio, empleando el HCM 2000**

	N-S		S-N		E-O	O-E
<b>Máxima Extensión de Cola Promedio</b>						
Tasa de flujo del grupo de carriles, $v$ (veh/h)	137	1239	150	1058	493	424
Cola inicial del grupo de carriles, $Q_b$ (veh)	5	28	1	14	6	4
Duración del periodo de análisis, $T$ (h)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Tasa de flujo del grupo de carriles incluyendo la cola inicial, $v_f$ (veh/h) $v_f = v + Q_b/T$	157	1351	154	1114	517	440
Tasa de flujo de saturación, $s$ (veh/h)	191	2022	140	1861	958	1010
Capacidad del Grupo de Carriles, $c$ (veh/h)	95	1007	70	927	373	393
Número de carriles del grupo de carriles, $N_{GL}$	1	2	1	2	1	1
Tasa de flujo por carril, $v_L$ (veh/h) $v_L = v/N_{GL}$	157	676	154	557	517	440
Tasa de flujo de saturación por carril, $s_L$ (veh/h) $s_L = s/N_{GL}$	191	1011	140	931	958	1010
Capacidad por carril, $c_L$ (veh/h) $c_L = c/N_{GL}$	95	504	70	464	373	393
Cola inicial por carril al comienzo del periodo de análisis, $Q_{bL} = Q_b/N_{GL}$	5	14	1	7	6	4
Relación de flujo, $v_L/s_L$	0.822	0.669	1.100	0.598	0.540	0.436
Relación $v/c$ , $X_L = v_L/c_L$	1.653	1.341	2.2	1.2	1.386	1.12
Longitud de ciclo, $C$ (s)	121.2	121.2	121.2	121.2	121.2	121.2
Tiempo de verde efectivo, $g$ (s)	60.3	60.3	60.3	60.3	47.2	47.2
Proporción de verde, $g/C$	0.498	0.498	0.498	0.498	0.389	0.389
Factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba, $P$	1	1	1	1	1	1
Proporción de vehículos que llegan en verde, $P$	0.498	0.498	0.663	0.498	0.389	0.389
Relación de pelotón, $R_p = P/(g/C)$	1	1	1.331	1	1	1
Factor de ajuste por efectos de coordinación, $PF_2$ $PF_2 = \frac{\left(1 - R_p \frac{g}{C}\right) \left(1 - \frac{v_L}{s_L}\right)}{\left(1 - \frac{g}{C}\right) \left[1 - R_p \left(\frac{v_L}{s_L}\right)\right]}$	1	1	0.145	1	1	1
Primer término de vehículos en cola, $Q_1$ (veh) $Q_1 = PF_2 \frac{v_L C \left(1 - \frac{g}{C}\right)}{1 - \left[\min\left(1.0, X_L\right) \frac{g}{C}\right]}$	5.3	22.8	0.8	18.8	17.4	14.8
Factor de ajuste del segundo término, $k_B$ $k_B = 0.12 I \left(\frac{s_L g}{3600}\right)^{0.7}$ (Semáforos prefijados)	0.271	0.870	0.218	0.821	0.705	0.732
$k_B = 0.10 I \left(\frac{s_L g}{3600}\right)^{0.65}$ (Semáforos actuados)	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Segundo término de vehículos en cola, $Q_2$ (veh) $Q_2 = 0.25 c_L T \left[ (X_L - 1) + \sqrt{(X_L - 1)^2 + \frac{8 k_B X_L}{c_L T} + \frac{16 k_B Q_{bL}}{(c_L T)^2}} \right]$	8.5	24.9	10.9	15.6	20.4	10.2
Número promedio de vehículos en cola, $Q$ $Q = Q_1 + Q_2$	14	48	12	34	38	25

**Tabla 23. Planilla de estimación de la máxima extensión de cola percentil, empleando el HCM 2000**

	N-S		S-N		E-O	O-E
Número promedio de vehículos en cola, Q	14	48	12	34	38	25
Tipo de semaforización	P	P	P	P	P	P
<b>Máxima Extensión de Cola - Percentil 70</b>						
Primer parámetro para el factor de cola percentil, p1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Segundo parámetro para el factor de cola percentil, p2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Tercer parámetro para el factor de cola percentil, p3	5	5	5	5	5	5
Factor de back of queue percentil, $^1 f_{B\%}$	1.21	1.20	1.21	1.20	1.20	1.20
Back of queue percentil, $Q_{\%}$ (veh), $Q_{\%} = Qf_{B\%}$	17	58	15	41	46	30
<b>Máxima Extensión de Cola - Percentil 85</b>						
Primer parámetro para el factor de cola percentil, p1	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
Segundo parámetro para el factor de cola percentil, p2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Tercer parámetro para el factor de cola percentil, p3	5	5	5	5	5	5
Factor de back of queue percentil, $^1 f_{B\%}$	1.42	1.40	1.43	1.40	1.40	1.40
Back of queue percentil, $Q_{\%}$ (veh), $Q_{\%} = Qf_{B\%}$	20	67	17	48	53	35
<b>Máxima Extensión de Cola - Percentil 90</b>						
Primer parámetro para el factor de cola percentil, p1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Segundo parámetro para el factor de cola percentil, p2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Tercer parámetro para el factor de cola percentil, p3	5	5	5	5	5	5
Factor de back of queue percentil, $^1 f_{B\%}$	1.53	1.50	1.55	1.50	1.50	1.50
Back of queue percentil, $Q_{\%}$ (veh), $Q_{\%} = Qf_{B\%}$	21	72	19	51	57	38
<b>Máxima Extensión de Cola - Percentil 95</b>						
Primer parámetro para el factor de cola percentil, p1	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
Segundo parámetro para el factor de cola percentil, p2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tercer parámetro para el factor de cola percentil, p3	5	5	5	5	5	5
Factor de back of queue percentil, $^1 f_{B\%}$	1.66	1.60	1.69	1.60	1.60	1.61
Back of queue percentil, $Q_{\%}$ (veh), $Q_{\%} = Qf_{B\%}$	23	77	20	54	61	40
<b>Máxima Extensión de Cola - Percentil 98</b>						
Primer parámetro para el factor de cola percentil, p1	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
Segundo parámetro para el factor de cola percentil, p2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Tercer parámetro para el factor de cola percentil, p3	5	5	5	5	5	5
Factor de back of queue percentil, $^1 f_{B\%}$	1.79	1.70	1.84	1.70	1.70	1.71
Back of queue percentil, $Q_{\%}$ (veh), $Q_{\%} = Qf_{B\%}$	25	82	22	58	65	43



**Figura 36. Análisis de tendencia para los factores  $f_{B\%}$**

## 8.2. Aplicación de Synchro 7.0

El primer paso, tal como se aprecia en la Figura 37, consistió en ingresar las características de la intersección, empleando los comandos para la creación de links.



Figura 37. Ventana para la creación de la intersección empleando Synchro 7

Una vez creada la intersección, se empleó la ventana para el ingreso de la información de la capacidad. En la Figura 38 se presenta la ventana de Synchro 7, en la que se ingresan algunas características de la intersección como grupo de carriles, nombre del acceso, volúmenes de tráfico, ancho de carril, tipo de área, entre otros; pero además en la que se estiman los valores de tasa de flujo de saturación de acuerdo a lo indicado en el ítem 4.2.

De modo similar, La Figura 39 muestra la ventana de información de la demanda, en la que son ingresados el factor de hora pico, los volúmenes peatonales y de bicicletas, los porcentajes de vehículos pesados, la cantidad de bloqueos y las maniobras de estacionamiento, entre otros.

Por último, en la ventana de información semafórica de la Figura 40, se ingresaron las fases y los tiempos del semáforo<sup>22</sup>. Adicionalmente, esta ventana también muestra las estimaciones de los valores de demora por control y los percentiles-50 para las longitudes de cola<sup>23</sup>.

<sup>22</sup> Synchro 7 emplea el término “Total Split” para referirse a la suma de los intervalos verde, ámbar y todo rojo de una fase (Trafficware, 2006, p. 7-11).

<sup>23</sup> Cabe mencionar que Synchro brinda los valores de cola en metros y no en vehículos; por lo que se tuvo que determinar el espaciamiento promedio correspondiente a 6.37m/veh (ver Anexo L).

Synchro 7 - Classroom Version: C:\Docume...ct11(OK)\SIN giros U (OK)\A1. PICO DEF\Pico Def.syn

File Edit Transfer Options Optimize Help

3 Av. Las Artes (O-E) & Av. San Luis (N-S)

LANE SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↕ ↕ ↕			↕ ↕ ↕			↕ ↕ ↕			↕ ↕ ↕		
Traffic Volume (vph)	84	235	91	76	174	226	145	908	114	132	916	281
Street Name	Av. Las Artes (O-E)			Av. Las Artes (E-O)			Av. San Luis (S-N)			Av. San Luis (N-S)		
Link Distance (m)	300.0			300.0			300.0			300.0		
Links Speed (km/h)	50			50			50			50		
Set Arterial Name and Speed	EB			WB			NB			SB		
Travel Time (s)	21.6			21.6			21.6			21.6		
Ideal Satd. Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.1	3.1	3.1
Grade (%)	0			0			0			0		
Area Type CBD	<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>		
Storage Length (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.0	0.0	0.0	50.0	0.0	0.0
Storage Lanes (#)	1			1			1			1		
Right Turn Channelized	None			None			None			None		
Curb Radius (m)	-			-			-			-		
Add Lanes (#)	-			-			-			-		
Lane Utilization Factor	1.00			1.00			1.00			0.91		
Right Turn Factor	0.970			0.936			1.000			0.965		
Left Turn Factor (prot)	0.990			0.992			0.950			1.000		
Saturated Flow Rate (prot)	1305			1047			1516			1856		
Left Turn Factor (perm)	0.719			0.814			0.104			1.000		
Right Ped Bike Factor	0.931			0.842			1.000			0.857		
Left Ped Factor	1.000			0.985			1.000			1.000		
Saturated Flow Rate (perm)	947			846			166			1856		
Right Turn on Red?	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>		
Saturated Flow Rate (RTOR)	0			0			0			0		

Figura 38. Ventana para el ingreso de la información de la capacidad empleando Synchro 7 (escenario de análisis con tasa de flujo de saturación estimada)

Synchro 7 - Classroom Version: C:\Docume...ct11(OK)\SIN giros U (OK)\A1. PICO DEF\Pico Def.syn

File Edit Transfer Options Optimize Help

3 Av. Las Artes (O-E) & Av. San Luis (N-S)

VOLUME SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↕ ↕ ↕			↕ ↕ ↕			↕ ↕ ↕			↕ ↕ ↕		
Traffic Volume (vph)	84	235	91	76	174	226	145	908	114	132	916	281
Conflicting Peds. (#/hr)	192	0	140	140	0	192	264	0	332	332	0	264
Conflicting Bicycles (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peak Hour Factor	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
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
Heavy Vehicles (%)	2	2	2	1	1	1	0	6	6	2	4	4
Bus Blockages (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0	28	0	0	16	0
Adj. Parking Lane?	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Parking Maneuvers (#/hr)	4			20			60			52		
Traffic from mid-block (%)	0			0			0			0		
Link OD Volumes	-			-			-			-		
Adjusted Flow (vph)	87	242	94	78	179	233	149	936	118	136	944	290
Traffic in shared lane (%)	-			-			-			-		
Lane Group Flow (vph)	0	423	0	0	490	0	149	1054	0	136	1234	0

Figura 39. Ventana para el ingreso de la información de la demanda empleando Synchro 7

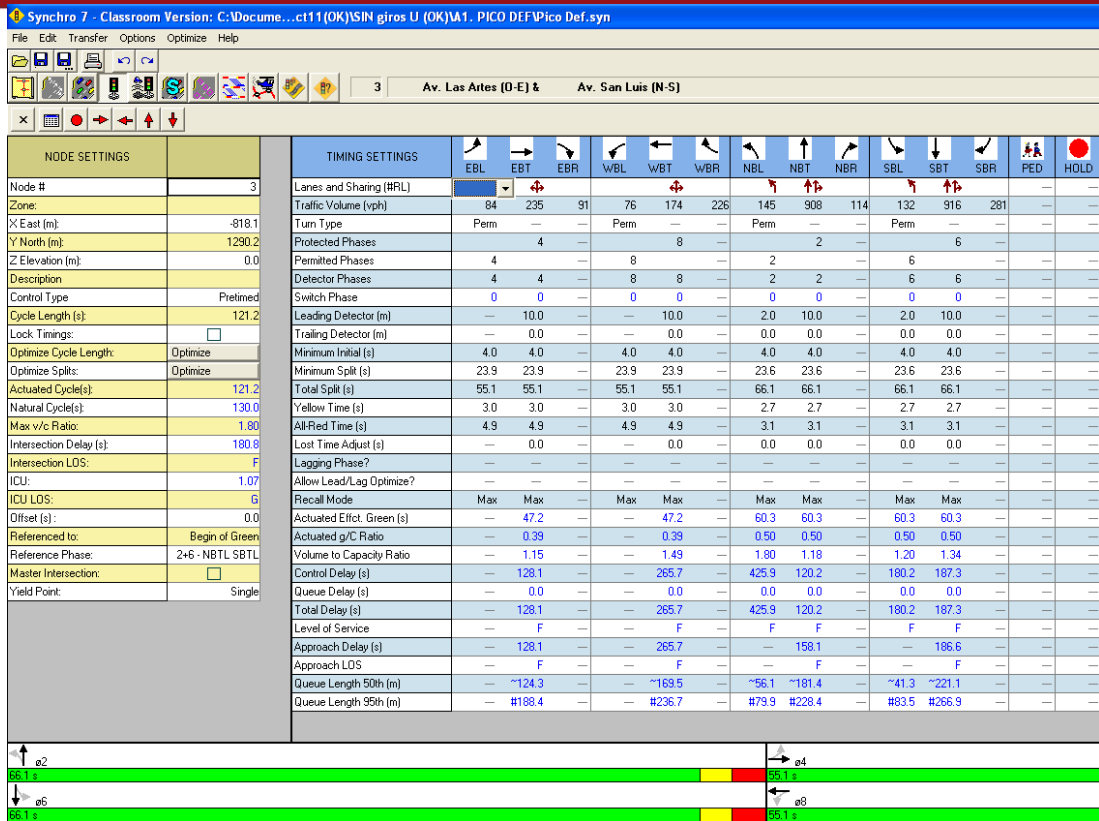


Figura 40. Ventana de información semafórica empleando Synchro 7

Adicionalmente, para los casos de análisis correspondientes al segundo escenario, los valores de las tasas de flujo de saturación medidas directamente fueron ingresados en la ventana de información de la capacidad. Sin embargo, como Synchro está desarrollado para estimar la tasa de flujo de saturación; a modo de artificio se fueron variando los valores de tasa de flujo de saturación ideal y los valores de algunos de los factores de ajuste hasta obtener una estimación de la tasa de flujo de saturación con un valor equivalente al requerido. Por ejemplo, en la Figura 41 se aprecia que para obtener el flujo de saturación requerido de 113 veh/h en el grupo de carriles de giro a la izquierda del acceso S-N, fue necesario emplear un valor de tasa de flujo de saturación ideal de 1660 veh/h/carril y asignar un valor de 0.5 al factor de giro a la derecha.



Synchro 7 - Classroom Version: C:\Docume... \SIN giros U (OK)\B2. INTER FSat REAL\Inter Sat. syn

File Edit Transfer Options Optimize Help

3 Av. Las Artes (D-E) & Av. San Luis (N-S)

LANE SETTINGS	EBL	EBT	EBR	wBL	wBT	wBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↕			↕			↕			↕		
Traffic Volume (vph)	87	221	97	61	203	206	97	839	74	137	919	222
Street Name	Av. Las Artes (D-E)			Av. Las Artes (E-O)			Av. San Luis (S-N)			Av. San Luis (N-S)		
Link Distance (m)	300.0			300.0			300.0			300.0		
Links Speed (km/h)	50			50			50			50		
Set Arterial Name and Speed	EB			wB			NB			SB		
Travel Time (s)	21.6			21.6			21.6			21.6		
Ideal Satd. Flow (vphpl)	1900	1992	1900	1900	1670	1900	1660	1163	1900	1140	1312	1900
Lane Width (m)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
Grade (%)	0			0			0			0		
Area Type CBD	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>		
Storage Length (m)	0.0			0.0			50.0			50.0		
Storage Lanes (#)	-			-			1			1		
Right Turn Channelized	None			None			None			None		
Curb Radius (m)	-			-			-			-		
Add Lanes (#)	-			-			-			-		
Lane Utilization Factor	1.00			1.00			1.00	0.95	-	1.00	0.95	-
Right Turn Factor	0.968			0.941			0.500	0.988	-	1.000	0.971	-
Left Turn Factor (prot)	0.989			0.994			0.950	1.000	-	0.950	1.000	-
Saturated Flow Rate (prot)	1907			1562			788	2183	-	1083	2421	-
Left Turn Factor (perm)	0.699			0.862			0.136	1.000	-	0.217	1.000	-
Right Ped Bike Factor	1.000			1.000			1.000	1.000	-	1.000	1.000	-
Left Ped Factor	1.000			1.000			1.000	1.000	-	1.000	1.000	-
Saturated Flow Rate (perm)	1348			1355			113	2183	-	247	2421	-
Right Turn on Red?	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>		
Saturated Flow Rate (RTOR)	0			0			0	0	-	0	0	-

Figura 41. Ventana para el ingreso de la información de la capacidad empleando Synchro (escenario de análisis con tasa de flujo de saturación medida directamente de campo)

### 8.3. Medición Directa de Demoras y Colas

Para la medición directa de demoras y colas se empleó el procedimiento Input-Output descrito en el Capítulo 5, considerando el análisis de los 7 ciclos que conforman el periodo de 15 minutos más cargado para cada uno de los casos de estudio.

A manera de ejemplo se muestran las planillas presentadas en las Tablas 24 y 25, con las cuales se determinaron las demoras totales para cada ciclo mediante la aplicación de la Ecuación 48. Posteriormente se obtuvieron las demoras estimadas promedio de cada periodo; y se aplicaron los factores de ajuste de la Tabla 8 para la obtención de las demoras por control. Así mismo, se determinaron las máximas extensiones de cola para cada ciclo, así como también el valor de máxima extensión de cola promedio para el periodo. Cabe mencionar que para cada caso de análisis se verificó la equivalencia entre el valor promedio y el percentil-50 de la máxima extensión de cola; empleando un diagrama de frecuencias acumuladas, tal como se aprecia en la Figura 42. Para mayores detalles en los cálculos dirigirse al Anexo M.

Tabla 24. Planilla de estimación de demoras y colas empleando la técnica Input-Output para el grupo de carriles compuesto N-S durante el periodo de análisis pico

Ciclo	Área (s.veh)	Arribos (veh)	Demora (s)	Máx. Extensión de Cola (veh)
1	1433.49	41	35.0	18.5
2	1005.59	46	21.9	22.5
3	2274.82	45	50.6	24.0
4	2186.54	46	47.5	26.5
5	2332.44	49	47.6	28.5
6	2651.68	42	63.1	26.5
7	1710.77	40	42.8	23.5

Promedios **44.1** **24.3**

Q<sub>50%</sub> **24.0**

VFL **52 Km/h**

Factor de Corrección (ver Tabla 8) **-1 s**

Demora Ajust. **43.1 s**

Tabla 25. Planilla de estimación de demoras y colas empleando la técnica Input-Output para el grupo de carril de giro exclusivo N-S durante el periodo de análisis pico

Ciclo	Área (s.veh)	Arribos (veh)	Demora (s)	Máx. Extensión de Cola (veh)
1	361.50	4	90.4	5
2	374.41	3	124.8	4
3	330.84	5	66.2	5
4	412.12	4	103.0	6
5	466.02	4	116.5	6
6	DESCARTADO			
7	292.97	5	58.6	6

Promedios **93.3** **5.3**

Q<sub>50%</sub> **5.0**

VFL **52 Km/h**

Factor de Corrección (ver Tabla 8) **5 s**

Demora Ajust. **98.3 s**

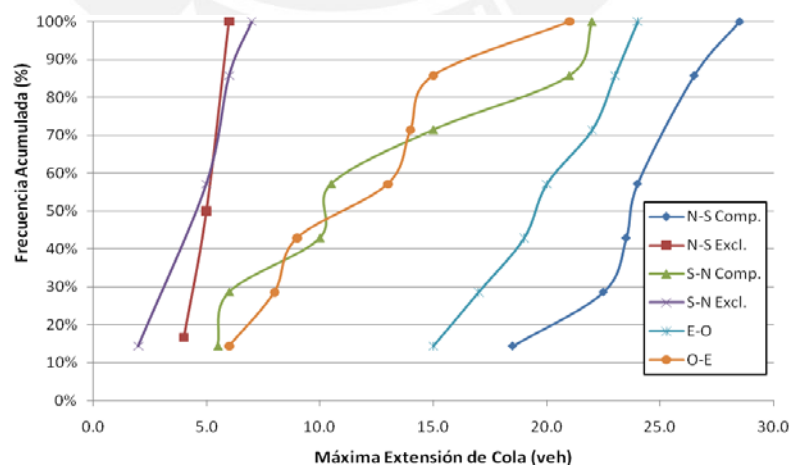


Figura 42. Diagrama de frecuencias acumuladas para los valores de máxima extensión de cola según grupos de carriles, para el periodo de análisis pico empleando la técnica Input-Output

## CAPÍTULO 9

### RESULTADOS

#### 9.1. Análisis Comparativo de Resultados

Luego de emplear las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7 para el análisis de la intersección estudiada, fueron realizados los análisis comparativos de los parámetros tasa de flujo de saturación ( $s$ ), grado de saturación ( $X$ ) o relación  $v/c$ , demoras por control ( $d$ ), niveles de servicio ( $NS$ ) y extensiones máximas de cola ( $Q$ ). Así mismo, los resultados obtenidos fueron contrastados con los valores medidos directamente de la información de campo.

En primer lugar, en las Figuras de la 43 a la 45 se presentan los diagramas comparativos con los valores estimados y medidos directamente para las tasas de flujo de saturación. En general, para los tres casos de estudio se puede apreciar que en los accesos con carriles compartidos los valores estimados tanto con el HCM y Synchro se encuentran entre 21% y 25% por debajo de los valores medidos. En oposición, para los carriles de giro exclusivo, los valores estimados se encuentran por encima de los valores medidos entre 7% y 20% empleando el HCM y entre 26% y 33% empleando Synchro. Finalmente, para carriles únicos, los valores estimados con el HCM se encuentran alrededor de 21% por debajo de los medidos, mientras que con Synchro se presentan valores un 30% menores. Lo anterior haría prever que salvo para los carriles de giro exclusivo, tanto el HCM como Synchro brindarían estimaciones más conservadoras para las tasas de flujo de saturación.

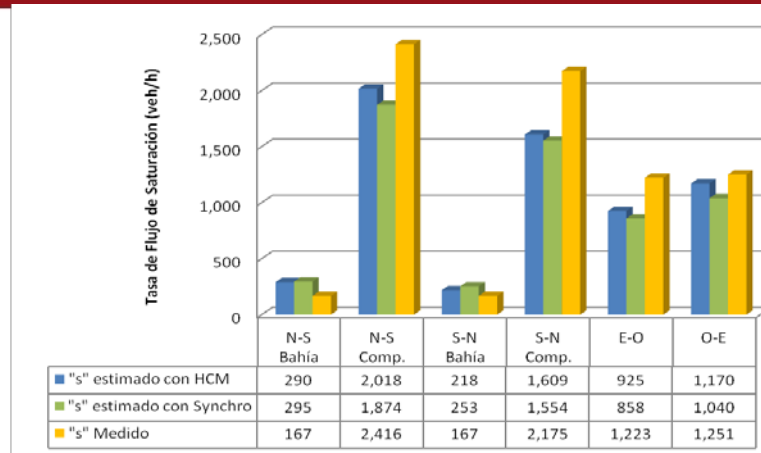


Figura 43. Tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo valle

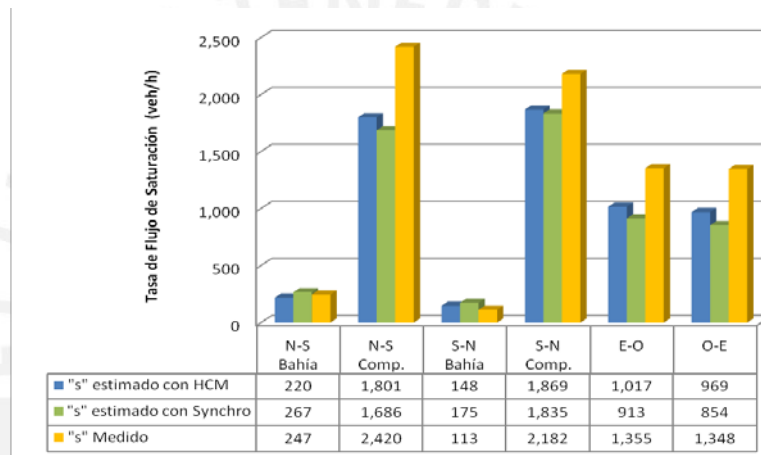


Figura 44. Tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo intermedio

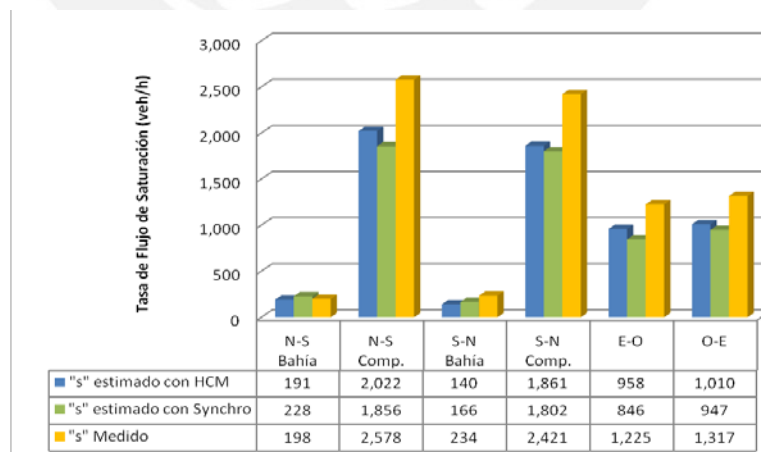


Figura 45. Tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo pico

Como consecuencia de las variaciones en las tasas de flujo de saturación, se obtuvieron también diferencias en las relaciones v/c, las mismas que pueden apreciarse en las Figuras de la 46 a la 48, para los tres casos de estudio.

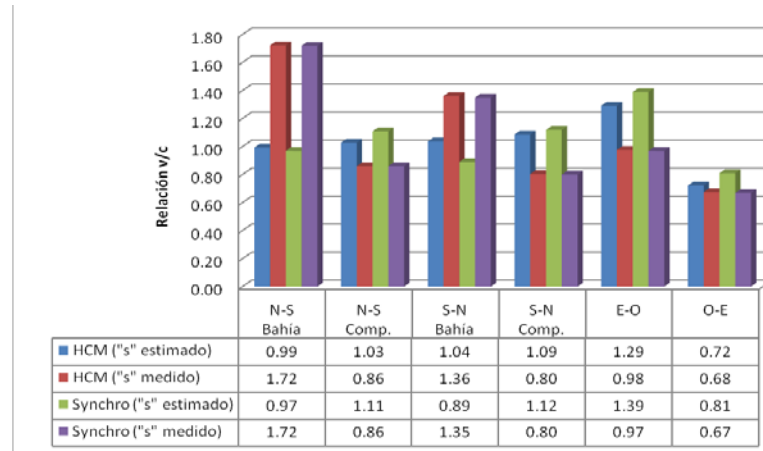


Figura 46. Relaciones volumen-capacidad obtenidas con tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo valle

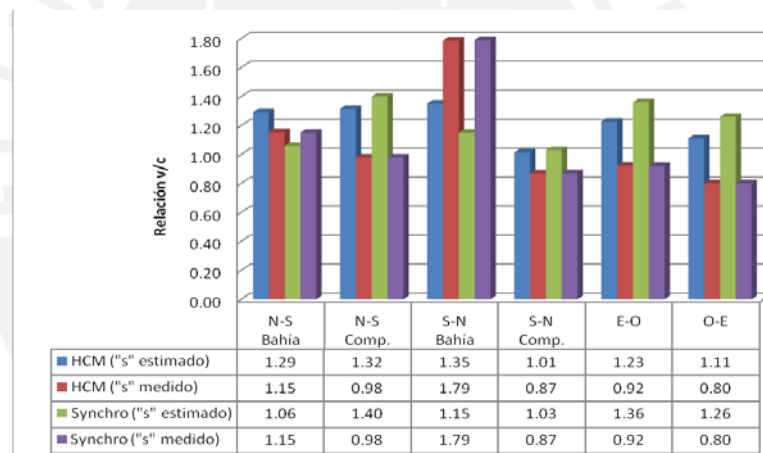


Figura 47. Relaciones volumen-capacidad obtenidas con tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo intermedio

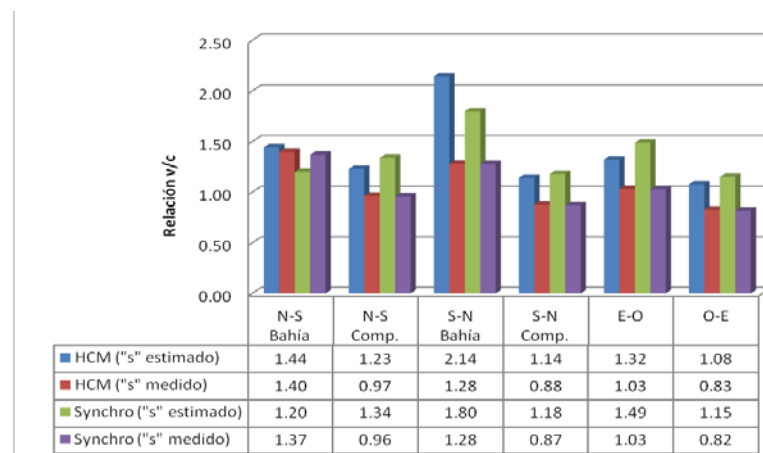
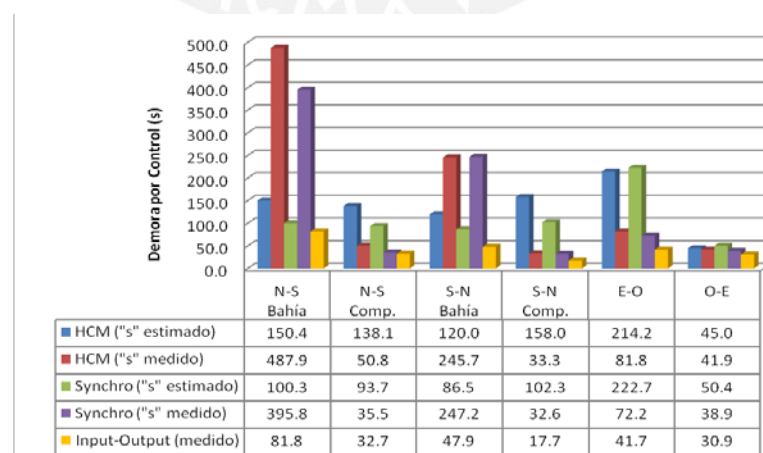


Figura 48. Relaciones volumen-capacidad obtenidas con tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo pico

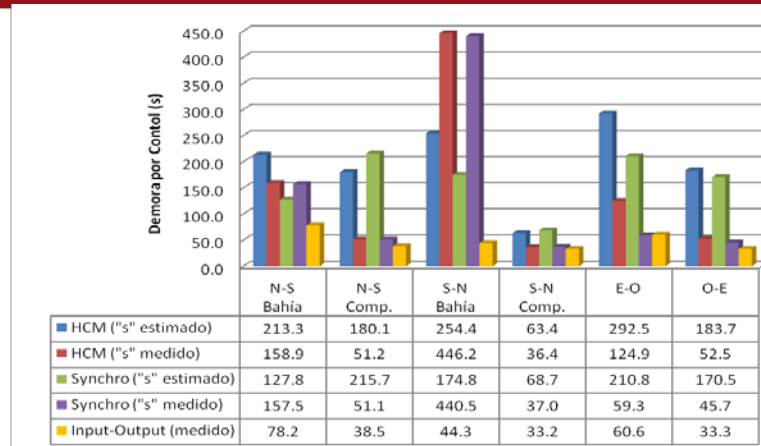
Nótese de las figuras anteriores, que los valores de  $v/c$  obtenidos con el HCM y Synchro, a partir de tasas de flujo de saturación medidas, no presentan diferencias debido a que la información de entrada es misma para ambos casos. Además, se aprecia que para los grupos con carriles compartidos, los valores de  $v/c$  calculados con el HCM usando tasas de flujo de saturación estimadas se encuentran un 27% por encima de los valores obtenidos con mediciones directas, mientras que con Synchro se obtienen valores 30% mayores. Así mismo, para los carriles de giro exclusivo, el HCM estima valores 9% menores a los medidos, mientras que Synchro brinda valores por debajo entre 10% y 21%. Para carriles únicos, el HCM brinda valores de  $v/c$  de entre 25% y 31% mayores a los medidos, mientras que con Synchro se obtienen valores entre 40% y 45% mayores.

En las Figuras de la 49 a la 51 se presentan los valores obtenidos para las demoras por control. En general, bajo las condiciones de saturación presentadas en las Figuras de la 43 a la 45 y exceptuando los resultados para los carriles de giros a la izquierda, se verificó que con la utilización de tasas de flujo de saturación estimadas se obtienen demoras excesivamente elevadas, en muchos casos triplicando o hasta quintuplicando su valor al emplear el HCM y cuadruplicándolo en caso de utilizar Synchro. También debe notarse que la aplicación de tasas de flujo de saturación medidas directamente mejora la estimación de las demoras para ambas metodologías; sin embargo, aun así el HCM sobrestima las demoras entre un 30% y 90%, y Synchro hace lo propio entre un 15% y 40%.

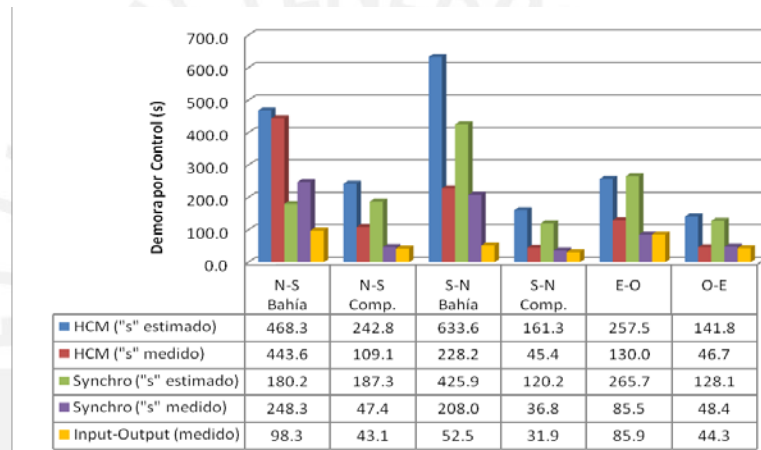


**Figura 49. Demoras obtenidas con tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo valle**





**Figura 50. Demoras obtenidas con tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo intermedio**









**Figura 51. Demoras obtenidas con tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo pico**

Para los grupos de carriles de giro a la izquierda, no fue posible encontrar una correspondencia en relación con los demás grupos de carriles analizados; y contrariamente a lo esperado, en muchos de los casos se observa que los valores de demoras obtenidas al aplicar tasas de flujo de saturación estimadas duplican o triplican a los valores reales y que las demoras obtenidas de emplear tasas de flujos de saturación medidas son excesivamente elevadas, con valores de hasta cinco veces las demoras reales, independientemente de aplicar el HCM o Synchro.

Los resultados para los Niveles de Servicio (NS) no serían muy distintos de aquellos correspondientes a las demoras. En la Tabla 26 se puede verificar que para muchos de los casos analizados, las metodologías del HCM y Synchro brindan NS

inaceptables con valoración F, a pesar de que los NS realmente presentes varían entre B y E. Esta diferencia se hace mucho más notoria cuando se trata de los NS determinados al emplear tasas de flujo de saturación estimadas; nótese por ejemplo que para los grupos de carriles compuestos y grupos de carriles únicos, a pesar de presentar NS con valoración B, C o D, las estimaciones del HCM y Synchro indican valores F.

**Tabla 26. Niveles de servicio para los grupos de carriles e intersección estudiados**

Grupo de carriles	Niveles de Servicio						TOTAL
							
<b>PERIODO DE ANÁLISIS VALLE</b>							
HCM ("s" estimado)	F	F	F	F	F	D	F
HCM ("s" medido)	F	D	F	C	F	D	E
Synchro ("s" estimado)	F	F	F	F	F	D	F
Synchro ("s" medido)	F	D	F	C	E	D	E
Input-Output (medido)	F	C	D	B	D	C	C
<b>PERIODO DE ANÁLISIS INTERMEDIO</b>							
HCM ("s" estimado)	F	F	F	E	F	F	F
HCM ("s" medido)	F	D	F	D	F	D	E
Synchro ("s" estimado)	F	F	F	E	F	F	F
Synchro ("s" medido)	F	D	F	D	E	D	D
Input-Output (medido)	E	D	D	C	E	C	D
<b>PERIODO DE ANÁLISIS PICO</b>							
HCM ("s" estimado)	F	F	F	F	F	F	F
HCM ("s" medido)	F	F	F	D	F	D	F
Synchro ("s" estimado)	F	F	F	F	F	F	F
Synchro ("s" medido)	F	D	F	D	F	D	E
Input-Output (medido)	F	D	D	C	F	D	D

Las Figuras de la 52 a la 54 presentan los resultados obtenidos para los valores de extensión máxima de cola. En ellas se aprecia en general, exceptuando los carriles de giro a la izquierda, que las longitudes de cola obtenidas con el HCM al emplear tasas de flujo de saturación estimadas, prácticamente se duplican con respecto de las colas reales; y se incrementan entre 50% y 90% al emplear Synchro. Así mismo, los mejores resultados son obtenidos al utilizar tasas de flujo de saturación medidas directamente; verificando que con el HCM las colas se incrementan entre 40% y 65% con respecto de las reales; y que con Synchro se obtienen colas superiores entre 6% y 20% de las reales.

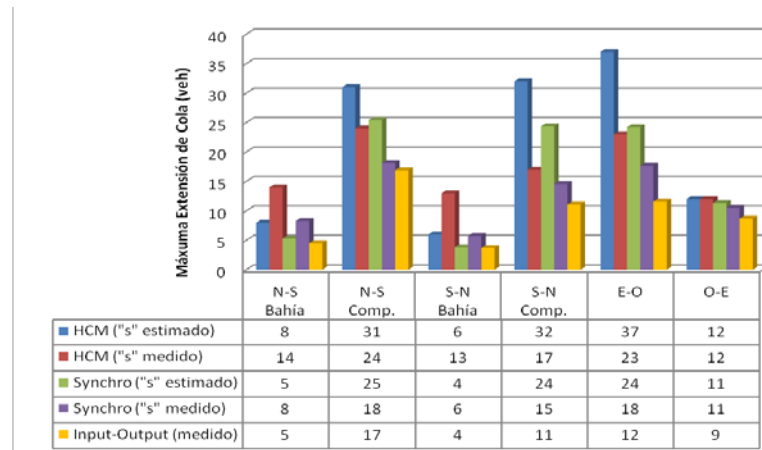


Figura 52. Colas obtenidas con tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo valle

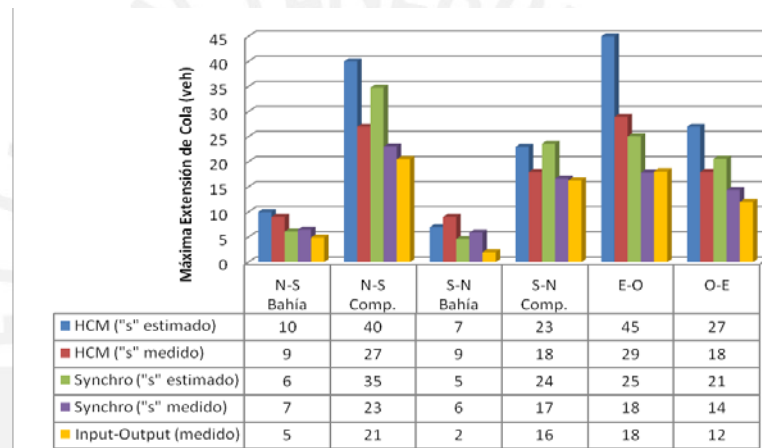


Figura 53. Colas obtenidas con tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo intermedio

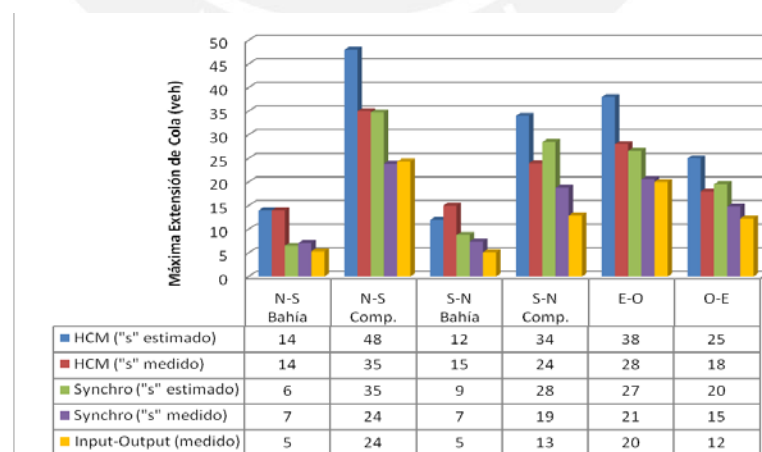


Figura 54. Colas obtenidas con tasas de flujo de saturación estimadas y medidas directamente, según grupo de carriles para el periodo pico

En el caso de las colas para los grupos de carriles de giro a la izquierda, no fue posible encontrar una correspondencia con el comportamiento de las colas en los demás grupos de carriles; apreciándose que los valores obtenidos al emplear estimaciones de la tasa de flujo de saturación se encontrarían más próximos a las colas reales que aquellos valores obtenidos de emplear tasas de flujo de saturación medidas; contrariamente a lo esperado.

## 9.2. Comportamiento de las Medidas de Eficiencia según el Grado de Saturación

Con el objeto de establecer una relación entre el parámetro  $v/c$  y las medidas de eficiencia, se llevó cabo un análisis de tendencia. Como paso previo, las demoras y colas obtenidas fueron agrupadas según el grupo de carriles correspondiente; para lo cual se consideraron tres casos de análisis: el primero para determinar el comportamiento en los grupos de carriles compuestos, el segundo para evaluar los grupos de carriles de giro exclusivo a la izquierda, y el tercero conformado por los grupos de carril único.

En primer lugar se analizaron los resultados obtenidos para las demoras. En las Figuras de la 55 a la 57 se muestran las curvas de tendencia obtenidas.

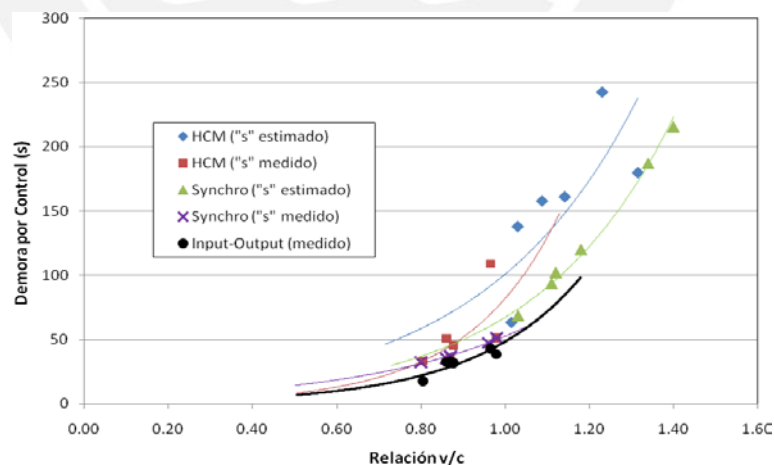
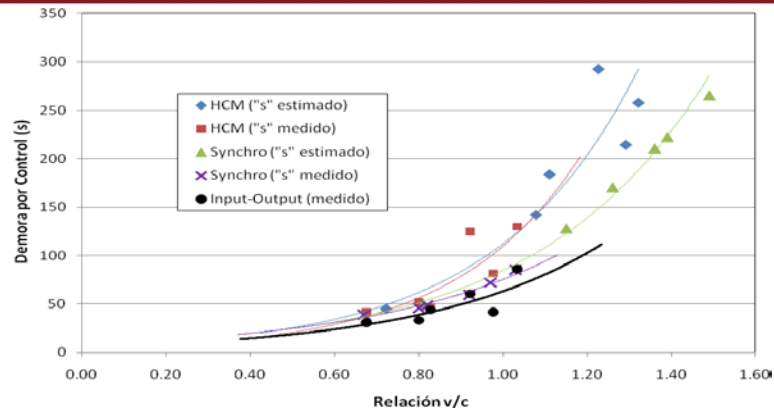


Figura 55. Relación entre el grado de saturación  $v/c$  y la demora por control para los grupos de carriles compuestos (accesos N-S y S-N)

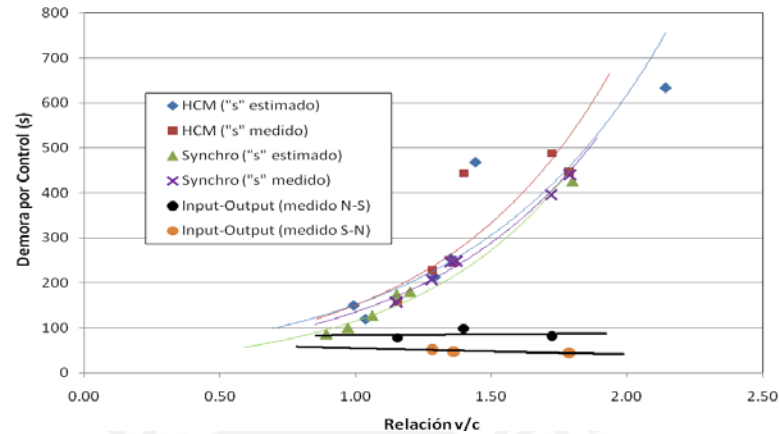


**Figura 56. Relación entre el grado de saturación  $v/c$  y la demora por control para los grupos de carril único (accesos E-O y O-E)**

Para los grupos de carriles compuestos y únicos (ver Figuras 55 y 56), en general se puede notar que para valores de  $v/c$  entre 0.60 y 0.80, el incremento en las demoras se relaciona directamente con el incremento de  $v/c$ , pudiéndose obtener valores 40% superiores a los reales; independientemente de la metodología empleada. No sería el caso para valores de  $v/c$  próximos a la saturación, es decir entre 0.80 y 1.00, para los cuales se obtendrían demoras por control siempre superiores a las reales, con valores dependientes del método empleado. Utilizando el HCM se esperarían demoras hasta un 65% mayores a las realmente presentadas; en cambio, empleando Synchro con tasas de flujo de saturación estimadas se obtendrían demoras entre 30% y 65% superiores a las reales; y si fueran empleadas tasas de flujo de saturación medidas, los resultados mejorarían con demoras alrededor entre 20% y 33% mayores a las reales. Por último, para valores de  $v/c$  dentro del rango de sobresaturación, con valores superiores a 1.00 pero no mayores de 1.40, se podría esperar que la aplicación del HCM resulte poco práctica, obteniéndose demoras de alrededor del doble de las realmente presentes. Así mismo, la aplicación de Synchro con tasas de flujo de saturación estimadas podría resultar en demoras entre 20% y 35% superiores a las reales, mientras que empleando tasas de flujo de saturación medidas, podrían obtenerse mejores resultados con demoras alrededor de 15% superiores a las reales.

Para el caso de grupos de carriles de giro a la izquierda (ver Figura 57), la tendencia indicaría que las demoras podrían incrementarse severamente a partir de valores de  $v/c$  mayores a 1.00, independientemente de la metodología de análisis; mientras que las demoras reales se mantienen prácticamente constantes. Esto indicaría que es probable que las metodologías del HCM y/o Synchro no sean aplicables a estos

casos; sin embargo se trataría de un hecho curioso que debería ser estudiado con mayor profundidad, pues es de esperar que al incrementar  $v/c$  también se incrementen las demoras.

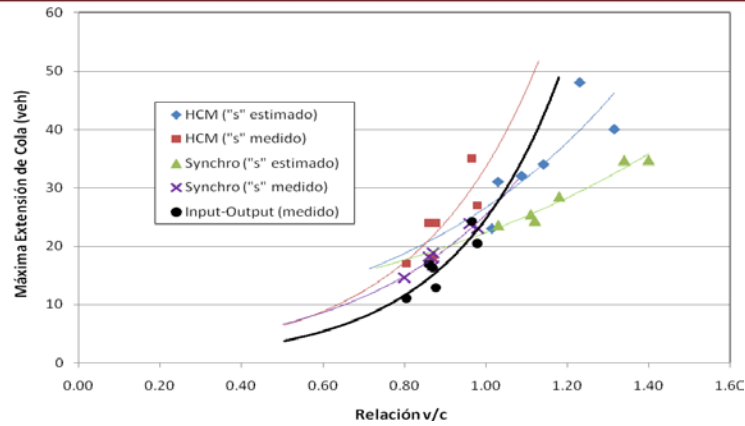


**Figura 57. Relación entre el grado de saturación  $v/c$  y la demora por control para los carriles de giro exclusivo a la izquierda (accesos N-S y S-N)**

En segundo lugar se analizaron los resultados obtenidos para las colas. En las Figuras de la 58 a la 60 se presentan las curvas de tendencia correspondientes.

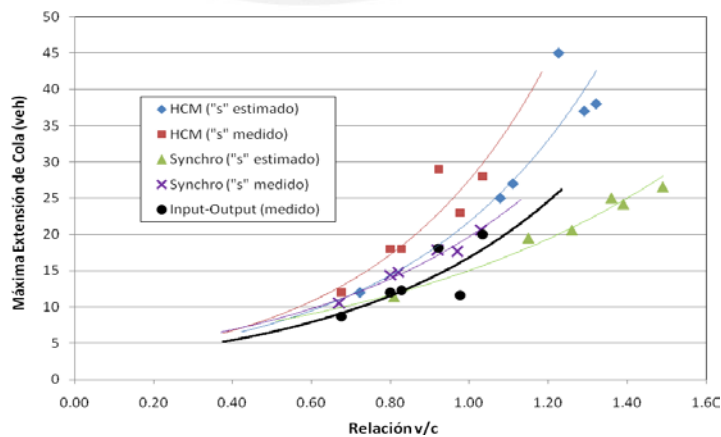
Para los grupos de carriles compuestos (ver Figura 58), con  $v/c$  por debajo de 0.80, podría esperarse que Synchro brinde mejores resultados, con colas alrededor de 60% mayores a las reales, independientemente de que la tasa de flujo de saturación haya sido medida o estimada; de modo similar, con el HCM podrían presentarse colas 90% superiores a las reales. Para valores de  $v/c$  entre 0.80 y 1.00, las tendencias no serían muy claras y en general se podrían obtener colas superiores a las reales, con variaciones entre 40% y 60%, independientemente de la metodología empleada. Curiosamente, para valores de  $v/c$  mayores a 1.00, al aplicar tasas de flujo de saturación estimadas, las curvas mostrarían tendencias contrarias a las esperadas, obteniéndose colas incluso menores que las reales; sin embargo, con la aplicación de tasas de flujo de saturación medidas, se podrían esperar colas entre 25% y 30% superiores a las reales si se aplicara el HCM y colas equivalentes a las reales si se optara por Synchro.





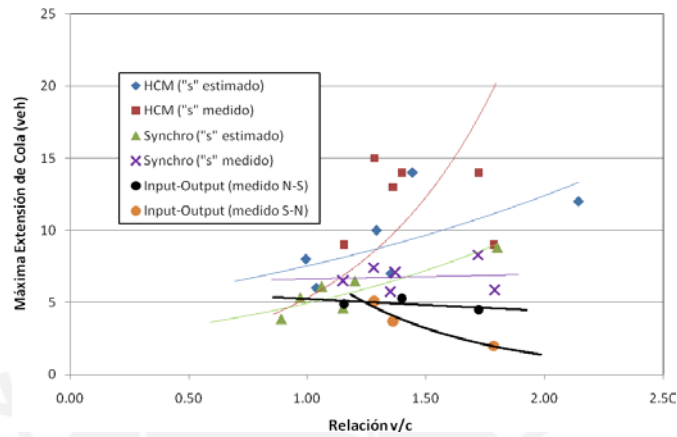
**Figura 58. Relación entre el grado de saturación  $v/c$  y la máxima extensión de cola para los grupos de carriles compuestos (accesos N-S y S-N)**

Para los grupos de carril único (ver Figura 59), para valores de  $v/c$  menores a 0.60, las diferencias en las colas obtenidas para todos los casos de aplicación no serían sustanciales, encontrándose colas alrededor de 30% mayores a las reales. Para el rango de valores de  $v/c$  entre 0.60 y 1.00, las tendencias indicarían que con el HCM, al emplear tasas de flujo de saturación medidas, se obtendrían colas 50% mayores a las reales; mientras que con tasas de flujo de saturación estimadas se obtendrían colas 20% mayores. Así mismo, con la utilización de Synchro y tasas de flujo de saturación medidas, se esperarían colas 20% mayores a las reales, mientras que con tasas de flujo de saturación estimadas se obtendrían los mejores resultados con colas equivalentes a las reales. Cuando los valores de  $v/c$  superan a 1.00, las tendencias ya no podrían representar adecuadamente el comportamiento real; siendo la aplicación de Synchro, con tasas de flujo de saturación medidas directamente, la metodología más confiable; obteniéndose colas superiores a las reales en alrededor de 15%.

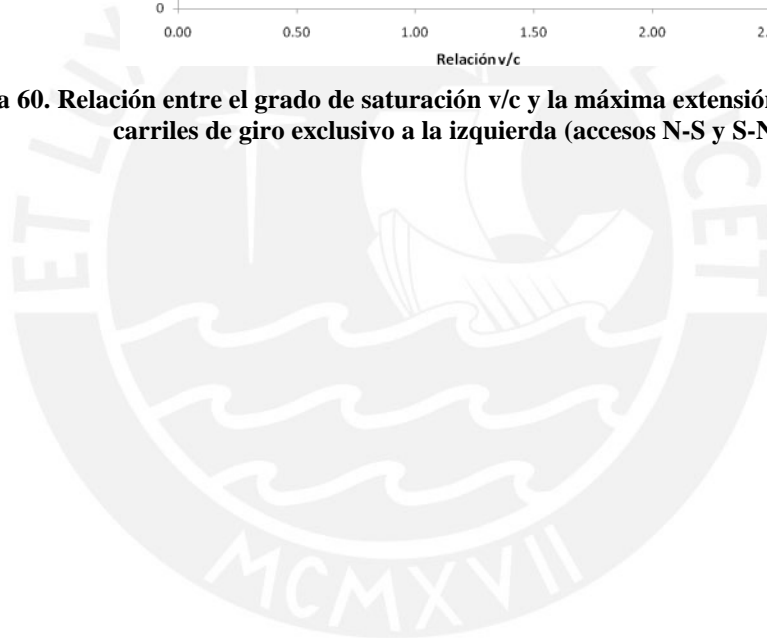


**Figura 59. Relación entre el grado de saturación  $v/c$  y la máxima extensión de cola para los grupos de carril único (accesos E-O y O-E)**

Finalmente, para el análisis de grupos de carriles de giro exclusivo a la izquierda, no sería posible establecer tendencia alguna para el comportamiento de las metodologías en la estimación de colas. Tal como muestra la Figura 60, para valores de  $v/c$  que van más allá de 1.00, las curvas obtenidas presentan gran distorsión.



**Figura 60. Relación entre el grado de saturación  $v/c$  y la máxima extensión de cola para los carriles de giro exclusivo a la izquierda (accesos N-S y S-N)**



## CAPÍTULO 10

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos en la presente investigación brindarían indicios para suponer que no necesariamente las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7 podrían ser aplicadas para el análisis de intersecciones semaforizadas de manera directa en el ámbito local, y en especial dentro de la ciudad de Lima. En general, para condiciones de flujo saturado o sobresaturado (valores de  $v/c$  mayores a 0.80) los resultados obtenidos con el HCM no serían lo suficientemente representativos de la realidad y solo la aplicación de Synchro, empleando tasas de flujo de saturación medidas directamente en campo, podría brindar resultados de demoras y colas más próximos a los reales. Aun así, sería necesario incorporar algunos factores de reducción debido a que incluso con Synchro y tasas de flujo de saturación medidas se esperarían valores superiores a los reales, sobre todo durante la estimación de demoras.

La principal deficiencia de los métodos estudiados se relacionaría con la estimación de las tasas de flujo de saturación, las mismas que no corresponderían con aquellas tasas medidas directamente de datos de campo; siendo de esperar que los valores de tasa de flujo de saturación estimados por el HCM y Synchro se encuentren entre 20% y 30% por debajo de los valores medidos directamente. Si se considera la Ecuación 11, las diferencias podrían deberse a que en realidad la tasa de flujo de saturación ideal para Lima es menor a la recomendada por el HCM (1900 veh/h/carril), o tal vez a que los procedimientos de estimación de los factores de ajuste de la tasa de flujo de saturación ideal no son aplicables bajo las condiciones de tráfico locales. Por lo tanto, antes de aplicar la Ecuación 11 para la estimación de la tasa de flujo de saturación, serían necesario determinar la tasa de flujo de saturación ideal representativa de la ciudad de Lima, pero además calibrar todos los procedimientos y ecuaciones de estimación de los factores de ajuste para incorporar los efectos e interacciones del tránsito local; caso contrario, no sería recomendable emplear el HCM 2000 ni Synchro 7 para la estimación de las tasas de flujo de saturación.

También se pudo verificar que el método típicamente empleado por el HCM para la medición directa de tasas de flujo de saturación, incorporado en su Apéndice A, no sería adecuado para representar las interacciones del flujo vehicular local; debido a que no fue posible determinar el headway de saturación tal como establece la teoría. Para el caso estudiado, el proceso de descarga en los carriles de la intersección estuvo caracterizado por headways con alto grado de variabilidad.

El procedimiento propuesto para la medición directa de las tasas de flujos de saturación, empleando diagramas de dispersión, pudo brindar buenos resultados para la modelación de las partidas durante la descarga de los carriles, obteniéndose valores de  $R^2$  mayores de 0.83 para la mayoría de casos. Por lo tanto, en lugar de emplear el método de medición directa indicado por el HCM, podría ser más recomendable emplear un análisis de dispersión.

Se exceptúan de la afirmación del párrafo anterior a los grupos de carriles de giro permitido a la izquierda, para los cuales se obtuvieron valores de  $R^2$  menores de 0.35. En estos casos no fue posible relacionar las variables tiempo y número de vehículos acumulados mediante una línea de tendencia de pendiente continua que se interseque con el origen (inicio de verde). Por lo tanto, será necesario profundizar en el estudio de los giros permitidos a la izquierda. De momento cabría resaltar que el comportamiento de los vehículos que giran a la izquierda en fases permitidas no podría ser representado adecuadamente por los modelos teóricos, puesto que los datos de campo revelan que la descarga se presenta mayoritariamente al final de la fase verde y/o al inicio de la fase roja siguiente, que es cuando el flujo opuesto se detiene. Lo más probable es que se deba establecer un nuevo modelo para estos casos.

Referente a la demoras por control; para valores de  $v/c$  comprendidos entre 0.60 y 0.80 se esperarían demoras incrementadas alrededor de 15% con respecto de las demoras reales, empleado Synchro; y demoras 30% mayores empleado el HCM. De modo similar, para condiciones próximas a la saturación ( $v/c$  entre 0.80 y 1.00), la aplicación del HCM no sería recomendable, pues se obtendrían valores 65% superiores a los reales; siendo más recomendable la aplicación de Synchro con tasas de flujo de saturación medidas, pudiendo obtener de esta forma demoras entre 20% y

33% superiores a las reales. Finalmente, para condiciones sobresaturadas ( $v/c > 1.00$ ), la aplicación del HCM resultaría impráctica, por lo que solo sería recomendable la aplicación de Synchro y tasas de flujo de saturación medidas, con las que se obtendrían demoras un 20% mayores a las reales.

Con respecto de las mediciones de las extensiones máximas de colas, los resultados obtenidos no serían concluyentes. Sin embargo, para grupos de carriles conformados por un solo carril podría inferirse que para valores de  $v/c$  comprendidos entre 0.60 y 1.00, se esperaría que la aplicación de Synchro, con valores de tasas de flujo de saturación medidas directamente, presente mejores resultados, con colas superiores a las reales en un 20%.

Finalmente, es necesario tener en cuenta que se deben analizar una cantidad mayor de intersecciones para de ese modo enriquecer las conclusiones aquí presentadas. Así mismo, cabe mencionar que este estudio no considera los efectos de giros en U ni la influencia de bahías cortas de giro a la izquierda; por lo queda a cuenta de los futuros investigadores profundizar estos y otros aspectos que pudieran estar ausentes en el presente documento.

## REFERENCIAS

Alcaldía Mayor de Bogotá, Cal y Mayor y Asociados (2005) *Manual de Planeación y Diseño para la Administración del Tránsito y Transporte*, 2ª ed., Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Cabrera F. (2007) *Diapositivas del Curso de Ingeniería de Tráfico, Semestre 2007-2*, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Currin T. (2001) *Introduction to Traffic Engineering: A Manual for Data Collection and Analysis*, CL-Engineering.

Daganzo C. F. (1983) *Derivation of Delays Based on Input-Output Analysis*, Transpn Res. 17A, 341-342.

Fernández R. (2008) *Elementos de la Teoría del Tráfico Vehicular*, Santiago de Chile: Universidad de los Andes.

Freeman W., Ho K. y McChesey E. (1999) *An Evaluation of Signalized Intersection System analysis Techniques*, E.I.T. Copyright ITE 1999 Annual Meeting CD. <http://www.trafficware.com/articles.html>.

Petraglia K. (1999) *Field Validation of MOE's for Signalized Intersection Analysis*, New England Section ITE Technical Committee, Copyright ITE 1999 Annual Meeting CD. <http://www.trafficware.com/articles.html>.

Powell J. L. (1998) *Field Measurement of Signalized Intersection Delay for 1997 Update of the Highway Capacity Manual*, Transportation Research Record 1646, 79-86.

Radelat G. (2003) *Principios de Ingeniería de Tránsito*, Washington D.C.: ITE-Institute of Transportation Engineers.



Sharma A., Bullock D.M. y Bonneson J.A. (2007) *Input-Output and Hybrid Techniques for Real-Time Prediction of Delay and Maximum Queue Length at Signalized Intersections*, Nebraska, Civil Engineering Faculty Publications, University of Nebraska-Lincoln. <http://digitalcommons.unl.edu/civilengfacpub/17>.

Trafficware (2006) *Synchro Studio 7 User Guide*, Texas: Trafficware Ltd.

TRB (2000) *Highway Capacity Manual 2000*, Washington D.C.: Transportation Research Board, National Research Council.

TRB (1992) *Traffic Flow Theory-A State of the Art Report*, update and expansion of the Special Report 165, Washington D.C.: Transportation Research Board, Federal Highway Administration.

Tung L., Kebab W., Abdel-Rahim A. y Dixon M.P. (2007) *Comparison of Automated and HCM Delay Measurement Techniques*, Presentation for the ITE district 6 Annual Meeting, Portland, Jul. 2007.

Washburn S. y Larson N. (2002) *Signalized Intersection Delay Estimation: Case Study Comparison of TRANSYT T-7F, Synchro and HCS*, ITE Journal, Mar. 2002.

Yand M. (2007) *Macro versus Micro Simulation Modeling Tools*. DKS Associates. [http://www.dksassociates.com/admin/paperfile/9A\\_Yand\\_Paper.pdf](http://www.dksassociates.com/admin/paperfile/9A_Yand_Paper.pdf)