

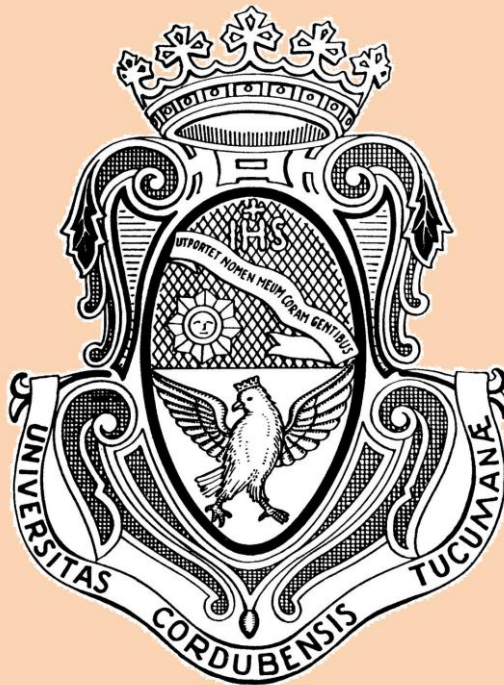
Año
2014

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

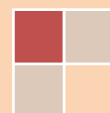
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y
Naturales

PRÁCTICA SUPERVISADA

Análisis de operación de intersecciones
en Ruta Nacional N° 12, acceso a
Posadas, Argentina



Autor: Marcial Alfredo Monti
Tutor: Ing. Pablo Arranz
Supervisor Externo: Ing. Fernando Marhuenda



AGRADECIMIENTOS

A Dios por inspirar mis pensamientos, encaminar mis actuaciones y darme la fuerza necesaria para sobreponerme en los momentos de desánimo a lo largo de todos estos años.

A mi familia, en especial a mi querida madre, que me dio la oportunidad de estudiar y su apoyo incondicional.

A todas aquellas personas, que de una u otra manera, contribuyeron en mi formación tanto profesional como personal.

A los Ing. Pablo Arranz y Fernando Marhuenda, por darme la oportunidad de desarrollar la PS, y por su dedicación y compromiso al asumir los roles de tutor interno y supervisor externo, respectivamente.

A mis compañeros de trabajo en Co.As Consultores Asociados, que brindaron su apoyo, conocimientos y experiencia, e hicieron amenos los días de trabajo y aprendizaje.

RESUMEN

El presente informe describe el trabajo desarrollado por Marcial Alfredo Monti, alumno de la Carrera de Ingeniería Civil en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba durante la Práctica Profesional Supervisada. La experiencia se realizó en la Empresa Co.As. Consultores Asociados S.R.L., durante los meses de Abril, Mayo y Julio del año 2014.

El trabajo describe el análisis de operación de un conjunto de intersecciones, unas existentes y otras propuestas, ubicadas sobre la Ruta Nacional N°12, específicamente en el acceso a la ciudad de Posadas, Argentina.

La necesidad de encarar el mencionado análisis se originó a partir de la propuesta presentada por El Instituto Provincial de Desarrollo Habitacional (IPRODHA, Misiones) consistente en la creación de nuevos asentamientos urbanos a la vera de la Ruta Nacional N°12, en el acceso a Posadas, con el consecuente crecimiento en la demanda de la red vial.

En primer lugar se presenta una breve introducción donde se manifiesta la problemática en cuestión, fijando los aspectos analizados y el alcance geográfico del estudio. Luego de esto, se describen las tareas que se desarrollaron durante la PS y los resultados a los que condujeron las mismas.

Estas tareas, básicamente, incluyeron: recopilación de antecedentes, determinación del tránsito (existente y generado), análisis de operación de intersecciones y determinación de indicadores de Nivel de Servicio.

Finalmente, se realiza un análisis de los resultados obtenidos, se establecen las conclusiones a las que se arribaron y se proponen algunas recomendaciones.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS.....	1
RESUMEN.....	2
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	3
ÍNDICE DE FIGURAS.....	5
ÍNDICE DE TABLAS.....	6
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	8
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	8
1.2. OBJETIVOS	10
1.2.1. Objetivos de la Práctica Profesional Supervisada	10
1.2.2. Objetivos del trabajo desarrollado	10
1.2.3. Plan de actividades	11
1.2.4. Estructura del trabajo	11
CAPÍTULO 2: TRÁNSITO	14
2.1. TRÁNSITO EXISTENTE	14
2.2. GENERACIÓN Y ASIGNACIÓN DE VIAJES.....	15
2.2.1. Determinación del número de viviendas	15
2.2.2. Determinación del número de viajes	17
2.2.3. Determinación de la hora de viaje, hora pico	19
2.2.4. Determinación del volumen pico	20
2.2.5. Asignación a las intersecciones	21
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE INTERSECCIONES.....	26
3.1. INTRODUCCIÓN	26
3.2. INTRODUCCIÓN AL MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS	27
3.2.1. Capacidad y Nivel de Servicio en rampas de acceso.....	27
3.2.2. Capacidad y Nivel de Servicio en tramos de entrecruzamiento.....	30
3.2.3. Capacidad y Nivel de Servicio en intersecciones sin semáforo	32
3.2.4. Capacidad y Nivel de Servicio en intersecciones con semáforo.....	34
3.3. MODELACIÓN PROPUESTA	37
3.3.1. Escenario de cálculo 1	37
3.3.2. Escenario de cálculo 2.....	48
3.3.3. Escenario de cálculo 3.....	50
CAPÍTULO 4: RESULTADOS DEL ANÁLISIS	53
4.1. ESCENARIO 1	53
4.1.1. Año de análisis 2014.....	53
4.1.2. Año de análisis 2024.....	56

4.2. ESCENARIO 2	59
4.2.1. Año de análisis 2014.....	59
4.2.2. Año de análisis 2024.....	60
4.3. ESCENARIO 3	62
4.3.1. Año de análisis 2014-2024.....	62
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	65
5.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL TRABAJO.....	65
5.2. CONCLUSIONES PERSONALES.....	69
BIBLIOGRAFÍA.....	71
ANEXO 1: MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS	73
ANEXO 2: ENTRADAS Y SALIDAS PRINCIPALES DEL HCS-2000	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Tramo analizado en Ruta Nacional N°12	8
Figura 1.2: Ubicación y denominación de intersecciones analizadas.....	9
Figura 1.3: Predios de las futuras urbanizaciones	10
Figura 2.1: Espacio urbanizable en futura urbanización de 740 ha.....	17
Figura.2.2: Distribución de áreas por intersección en urbanización de 740 ha.	22
Figura 2.3: Distribución de áreas por intersección en urbanización de 2000 ha.....	23
Figura 2.4: Conexión entre Ruta Provincial N° 213 y urbanización prevista de 2000 ha.	24
Figura 3.1: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de rampas de acceso.....	28
Figura 3.2: Área de influencia y variables críticas en rampas de acceso	29
Figura 3.3: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de tramos de autopista entrecruzados.	31
Figura 3.4: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de intersecciones no semaforizadas.	33
Figura 3.5: Prioridad de movimientos en intersección de cuatro vías.	34
Figura 3.6: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de intersecciones semaforizadas.	35
Figura 3.7: Esquema de movimientos permitidos para la intersección 1 tipo retorno	37
Figura 3.8: Modelo propuesto para la intersección 1 tipo retorno	38
Figura 3.9: Esquema de movimientos permitidos para la intersección 1 tipo retorno	38
Figura 3.10: Modelo propuesto para la intersección 2 tipo retorno	39
Figura 3.11: Movimientos permitidos para la intersección 3	39
Figura 3.12: Movimientos permitidos para la intersección 3	40
Figura 3.13: Movimientos permitidos para la intersección 3	40
Figura 3.14: Modelo propuesto para la intersección 3 tipo cruce semaforizado.....	41
Figura 3.15: Esquema de posible adaptación para la intersección 3 tipo cruce semaforizado.....	42
Figura 3.16: Movimientos permitidos para la intersección 4	43
Figura 3.17: Movimientos permitidos para la intersección 4	43
Figura 3.18: Movimientos permitidos para la intersección 4	44
Figura 3.19: Modelo propuesto para la intersección 4 tipo cruce semaforizado.....	45
Figura 3.20: Esquema de posible adaptación para la intersección 4 tipo cruce semaforizado.....	45
Figura 3.21: Esquema de movimientos para la intersección 5 tipo retorno	46
Figura 3.22: Modelo propuesto para la intersección 5 tipo retorno	47
Figura 3.23: Esquema de movimientos permitidos para la intersección 6 tipo retorno	48
Figura 3.24: Modelo propuesto para la intersección 6 tipo retorno	48
Figura 3.25: Modelo propuesto para la intersección 5 tipo retorno	49
Figura 3.26: Esquema de posible adaptación para la intersección 2 tipo retorno	50
Figura 3.27: Esquema de posible adaptación y movimientos permitidos para la intersección 5 tipo retorno	51
Figura 3.28: Modelo propuesto para la intersección 5 tipo retorno	51
Figura 5.1: Ubicación y denominación de intersecciones de análisis.....	65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Datos TMDA 2012 en cercanías del tramo. Fuente: Dirección Nacional de Vialidad	14
Tabla 2.2: Clasificación en puesto de cobertura (sobre censo de 48 hs) 2012. Fuente: Dirección Nacional de Vialidad.....	14
Tabla 2.3: Estimaciones de velocidad 2012. Fuente: dirección Nacional de Vialidad	14
Tabla 2.4: Serie histórica TMDA en puesto permanente cercano (fuente: DNV).....	14
Tabla 2.5: Serie histórica TMDA en puesto permanente sobre RN N°12 (fuente: DNV)	15
Tabla 2.6: Espacio urbanizable en área de 740 ha.	16
Tabla 2.7: Lote promedio.	16
Tabla 2.8: Número de viviendas en área de 740 ha.	16
Tabla 2.9: Área urbanizable y número de viviendas en área de 2000 ha.....	16
Tabla 2.10: Población estimada y cantidad de viajes en área de 740 ha.	18
Tabla 2.11: Población estimada y cantidad de viajes en área de 2000 ha.	18
Tabla 2.12: Cantidad de viajes en horas pico en área de 740 ha.....	19
Tabla 2.13: Cantidad de viajes en horas pico en área de 2000 ha.....	19
Tabla 2.14: Flujo vehicular en horas pico en área de 740 ha.....	20
Tabla 2.15: Flujo vehicular en horas pico en área de 2000 ha.....	20
Tabla 2.16: Flujo vehicular existente, en tramo de ruta analizado, en horas pico.	21
Tabla 2.17: Asignación del flujo vehicular, en horas pico, a las intersecciones.....	22
Tabla 4.1: Análisis de rampas de acceso, escenario 1, año 2014.	53
Tabla 4.2: Análisis de longitudes de entrecruzamiento, escenario 1, año 2014.	54
Tabla 4.3: Análisis de intersección en cruz semaforizada, escenario 1, año 2014.	55
Tabla 4.4: Análisis de intersección en cruz semaforizada, escenario 1, M1 año 2014.	55
Tabla 4.5: Análisis de rampas de acceso, escenario 1, año 2024.	56
Tabla 4.6: Análisis de longitudes de entrecruzamiento, escenario 1, año 2024.	57
Tabla 4.7: Análisis de intersección en cruz semaforizada, escenario 1, año 2024.	58
Tabla 4.8: Análisis de intersección en cruz semaforizada, escenario 1, M1 año 2024.	58
Tabla 4.9: Análisis de rampas de acceso, escenario 2, año 2014.	59
Tabla 4.10: Análisis de intersección en cruz no semaforizada, escenario 2, M1 año 2014.	59
Tabla 4.11: Análisis de intersección en cruz no semaforizada, escenario 2, M2 año 2014.	60
Tabla 4.12: Análisis de rampas de acceso, escenario 2, año 2024.	60
Tabla 4.13: Análisis de intersección en cruz no semaforizada, escenario 2, M1 año 2024.	61
Tabla 4.14: Análisis de intersección en cruz no semaforizada, escenario 2, M2 año 2024.	61
Tabla 4.15: Análisis de rampas de acceso, escenario 3, año 2014.	62
Tabla 4.16: Análisis de rampas de acceso, escenario 3, año 2024.	62
Tabla 4.17: Análisis de longitudes de entrecruzamiento, escenario 3, año 2014.	79
Tabla 4.18: Análisis de longitudes de entrecruzamiento, escenario 3, año 2024.	79

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El crecimiento propio de las ciudades, y en particular Posadas, hace que la mancha urbanizada de cada una varíe. El hecho de que la población crezca y el área ocupada cambie hace que el tránsito en las arterias y calles de la red vial se vea modificado.

El Instituto Provincial de Desarrollo Habitacional (IPRODHA, Misiones) ha propuesto la creación de nuevos asentamientos urbanos a la vera de la Ruta Nacional N°12, en el acceso a Posadas, y se pretende verificar el funcionamiento de la red vial, en particular las intersecciones, frente a esta circunstancia. En este documento entonces se pretende establecer el tránsito que generarían estas nuevas viviendas y su efecto sobre las actuales intersecciones como sobre aquellas que se proponen para la Ruta Nacional N°12.

Como alcance geográfico se analizó la Ruta Nacional N° 12 desde progresiva 1348,05, acceso al Hipódromo General Belgrano, y por espacio de 4,9 km hasta el acceso a Av. Ulises López donde se convierte en travesía urbana en Posadas. En la figura 1.1 se observa el tramo en cuestión, el mismo cuenta con dos intersecciones existentes tipo retorno, en cercanías a Posadas (donde la travesía urbana se transforma en Av. Quaranta) y se prevén otras cuatro hacia el sur, dos de ellas, intersecciones en cruz con semaforización y dos en estilo retorno. En la figura 1.2 se muestran las mencionadas intersecciones.

Figura 1.1: Tramo analizado en Ruta Nacional N°12

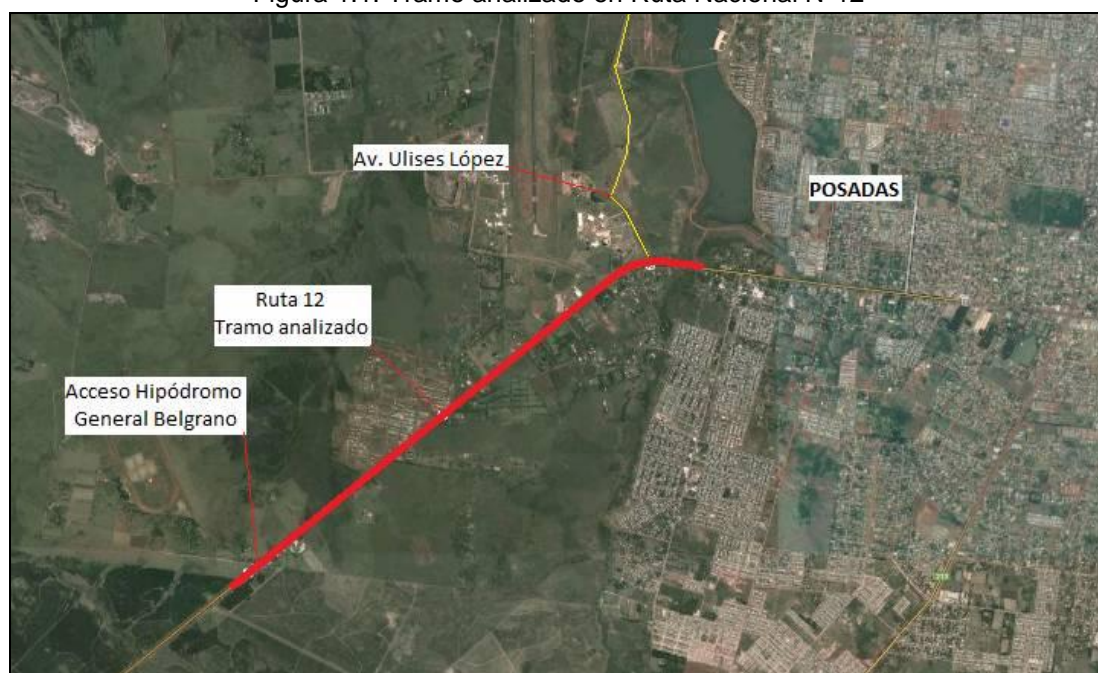


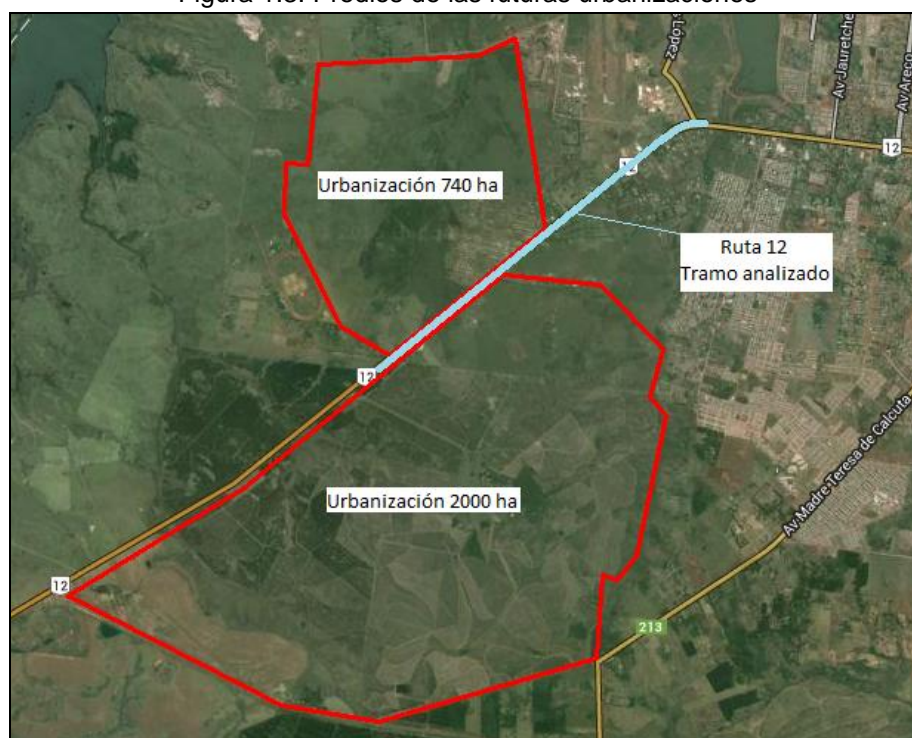
Figura 1.2: Ubicación y denominación de intersecciones analizadas



El proyecto de IPRODHA corresponde a urbanizar 740 ha al noroeste del tramo en análisis. De manera complementaria se prevé urbanizar predios al sureste del tramo, sin embargo esta propuesta se encuentra aún en un desarrollo más pobre. De todas maneras, para considerar el caso más desfavorable en el análisis de la red vial se ha supuesto como escenario aquél en el que ambos predios, esquematizados en la figura 1.3, se encuentran en operación completa.

Adicionalmente se han considerado dos situaciones temporales, una (idealizada, pero conservadora) en la que los emprendimientos se materializan completamente en operación en el 2014 y otra con un crecimiento hasta el 2024.

Figura 1.3: Predios de las futuras urbanizaciones



1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivos de la Práctica Profesional Supervisada

El desarrollo de la Práctica Profesional Supervisada persigue una serie de objetivos, tanto personales como profesionales, entre los que pueden distinguirse:

- ❖ Completar la formación académica del estudiante con experiencia laboral asesorada y supervisada en la empresa.
- ❖ Integrar al alumno a un grupo de trabajo conformado por profesionales y técnicos en el desarrollo de un proyecto de ingeniería específico.
- ❖ Alcanzar un desarrollo personal y profesional en un ámbito de trabajo cotidiano.
- ❖ Aplicar los conocimientos, habilidades y destrezas aprendidas en la carrera profesional.
- ❖ Comprender la responsabilidad que implica el desarrollo de una actividad profesional y toda decisión tomada en cada paso de un proyecto.
- ❖ Seleccionar con criterio el material bibliográfico a consultar durante la ejecución de las tareas correspondientes.
- ❖ Elaborar documentos técnicos e informes que permitan transmitir las conclusiones obtenidas de manera clara y completa.
- ❖ Generar y brindar un juicio crítico y criterio profesional.

1.2.2. Objetivos del trabajo desarrollado

Como objetivo general de este trabajo se persigue la determinación de la Capacidad de Operación y del Nivel de Servicio en intersecciones, tipo retorno y en cruz semaforizadas, mediante la aplicación del HCM-2000 (Manual de capacidad de Carreteras).

Para la concreción del mismo se fijan los siguientes objetivos específicos:

- ❖ Analizar, estudiar y comprender la problemática planteada y las tareas previstas.
- ❖ Examinar mediante una revisión bibliográfica, conceptos y funcionamiento de las intersecciones, capacidad de operación, nivel de servicio y demás información relevante a las tareas a desarrollar.
- ❖ Recopilar antecedentes e información pertinente.
- ❖ Determinar el tránsito existente y generado.
- ❖ Plantear la modelación de cada una de las intersecciones estudiadas.
- ❖ Estimar los indicadores de Capacidad y Nivel de Servicio mediante el software complementario del HCM-2000 (Manual de Capacidad de Carreteras) denominado HCS-2000.
- ❖ Interpretar los resultados y efectuar las recomendaciones pertinentes.

1.2.3. Plan de actividades

El trabajo consta de dos grandes aspectos: (a) determinación del probable tránsito que generen los nuevos asentamientos, y (b) la verificación de niveles de servicio de los componentes de las intersecciones. De esta manera, sobre estas grandes pautas se han desagregado las tareas como sigue:

1. Recopilación de antecedentes (sobre los asentamientos previstos, las intersecciones previstas, el tránsito existente, etc.)
2. Determinación del tránsito existente
3. Determinación del tránsito generado
 - Cantidad de viviendas previstas. Distribución y acceso a las intersecciones
 - Cantidad de viajes previstos
 - Hora Pico
 - Tránsito que utilizaría cada intersección
 - Escenario futuro. Proyección del tránsito
4. Análisis de intersecciones
 - Análisis de intersecciones (cada una de las intersecciones).
 - Determinación de indicadores de nivel de servicio.

Respecto a esta última tarea, cabe destacar que cada intersección resultó en particularidades propias. Así en algunas de ellas fue necesario modelar las llamadas “rampas” de acceso a la ruta y las longitudes de entrecruzamiento en retornos y en otros casos tratarlas como intersecciones en cruz, incluso semaforizadas.

Los capítulos a continuación muestran en detalle el desarrollo de estas tareas.

1.2.4. Estructura del trabajo

El informe se desarrolla en cinco capítulos y dos anexos. En el presente Capítulo 1, que concierne a la introducción del trabajo, se identifica el problema a estudiar, así como la motivación que llevó a su análisis. Asimismo, se abordan los objetivos, tanto de la Práctica Profesional Supervisada (como asignatura final de la carrera) como de las tareas desarrolladas en ella. También se hace referencia al alcance del trabajo y su delimitación. Finalmente se plantea un plan de actividades para el desarrollo del estudio y la estructura del informe.

En el Capítulo 2 se establece el tránsito, existente y generado, que utilizarían las intersecciones existentes y previstas.

En el Capítulo 3 se exponen los escenarios de cálculo propuestos, se presenta una breve introducción del marco teórico y de las metodologías de análisis empleadas. Por último se describe la modelación propuesta para cada intersección analizada.

En el Capítulo 4 se muestran los resultados obtenidos, para cada intersección y para cada escenario de cálculo.

El Capítulo 5 refiere a las conclusiones y recomendaciones abordadas.

Finalmente, se indican las referencias bibliográficas utilizadas en el presente análisis y los anexos.

CAPÍTULO 2: TRÁNSITO



CAPÍTULO 2: TRÁNSITO

En este capítulo se establece el tránsito que utilizarían las intersecciones existentes y previstas.

2.1. TRÁNSITO EXISTENTE

El tránsito existente se valoró sobre la base de datos del censo de cobertura de la Dirección Nacional de Vialidad en RN N°12, en cercanías de Posadas. En la tabla 2.1 puede observarse el Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) correspondiente al año 2012 a lo largo del tramo de ruta bajo estudio. En la tabla siguiente, 2.2, se presenta la clasificación de dicho TMDA, finalmente en la tabla 2.3 se brinda información respecto a la velocidad de circulación de los vehículos.

Tabla 2.1: Datos TMDA 2012 en cercanías del tramo. Fuente: Dirección Nacional de Vialidad

Ruta 0012					
Nº Distrito	Distrito	Límites del tramo	Inicio	Fin	TMDA
15	Misiones	Lte.C/Corrientes-Acc. A aeropuerto	1325,49	1336,91	2800

Tabla 2.2: Clasificación en puesto de cobertura (sobre censo de 48 hs) 2012. Fuente: Dirección Nacional de Vialidad

Año	Autos y ctas.	Bus	S/A	C/A	Semi
2012	70,2	3,8	7,8	4,3	13,9

Tabla 2.3: Estimaciones de velocidad 2012. Fuente: dirección Nacional de Vialidad

Estimador	Liv	Otros
Percentil 85	125,6	97,9
Velocidad Media	105,5	84,3

Respecto del crecimiento del tránsito pasante en la región no existen mayores datos históricos. El puesto permanente más cercano y de características similares (distrito 10, Corrientes, ACC.A ITUZAINGO (I) - INT.R.N.120 (D), progresiva 1253,55 a 1286,3; TMDA 2012: 3183 veh/día) solo se encuentra operativo entre los años 2011 y 2012.

En la tabla 2.4 se presenta el TMDA correspondientes a los años 2011 y 2012 del tramo referido.

Tabla 2.4: Serie histórica TMDA en puesto permanente cercano (fuente: DNV)

Año	2011	2012
TMDA	2969	3183

Sobre la base de estos TMDA se puede calcular un crecimiento de 7,2% anual.

Por otro lado, un puesto permanente cercano aparenta no tener las mismas características y se encuentra en un tramo totalmente diferente (en progresivas más allá de Posadas): INT.R.P.206 (D) (ACC.A GARUPA) - ACC.A CANDELARIA (I),

progresivas 1353,87 a 1361,89. La tabla 2.5 muestra los valores de TMDA correspondientes a los años 2004 a 2012 inclusive, como puede observarse las variaciones interanuales muestran resultados muy disímiles.

Tabla 2.5: Serie histórica TMDA en puesto permanente sobre RN N°12 (fuente: DNV)

Año	TMDA	Variación	
2004	5465		
2005	6138	12,3%	
2006	6889	12,2%	
2007	7605	10,4%	
2008	7831	3,0%	
2009	8116	3,6%	Variación Total 8 años
2010	8887	9,5%	89,6%
2011	9867	11,0%	Variación Promedio
2012	10363	5,0%	8,3%

2.2. GENERACIÓN Y ASIGNACIÓN DE VIAJES

En este apartado se hace referencia a la determinación de los viajes generados (luego transformados en cantidad de vehículos) en las urbanizaciones propuestas y su asignación o “carga” en las intersecciones. En términos generales se estimó en primera instancia la cantidad de viviendas involucradas, luego los viajes en modos automóviles y ómnibus sobre la base de los generados por cada vivienda, y finalmente se estimó el volumen en horas pico.

2.2.1. Determinación del número de viviendas

El número de viviendas fue determinado para las futuras urbanizaciones en función de los siguientes parámetros:

- Espacio urbanizable
- Lote promedio

Respecto al espacio urbanizable el valor de éste parámetro se obtuvo, para la urbanización de 740 ha, distribuyendo el total del área entre diferentes usos del suelo (residencial, espacio verde, comercial, institucional, industrial, etc.) y considerando el espacio destinado a la red vial, en base a la estructura urbana propuesta como puede observarse en la figura 2.1. Obteniendo el área total netamente residencial, se calculó a dicho espacio urbanizable (porcentaje) como la relación de tal área y la total.

Por otro lado, el lote promedio, también para la urbanización de 740 ha, se estableció del análisis del loteo propuesto.

Finalmente, adoptando una densidad fundiaria promedio, se estimó el número de viviendas como el producto entre la misma y la relación entre los valores de las áreas estimadas de espacio urbanizable y lote promedio.

Para la urbanización prevista de 2000 ha, al no contar como dato con una estructura urbana, se estimó el espacio urbanizable y el número de viviendas en función de los respectivos valores obtenidos para las 740 ha y la relación entre las áreas de ambas urbanizaciones.

Los valores obtenidos de los parámetros mencionados, para ambas áreas analizadas, se presentan en las tablas 2.6 a 2.9.

Tabla 2.6: Espacio urbanizable en área de 740 ha.

Urbanización 740 ha - Espacio urbanizable			
Área	m ²	ha	%
Urbanizable	3135113,7	313,5	42,37
Espacio Verde	1135519,7	113,6	15,34
Otros	3129366,7	312,9	42,29
Total	7400000,0	740,0	100,00

Tabla 2.7: Lote promedio.

Lote promedio	
Lados (m)	10x30
Área (m ²)	300

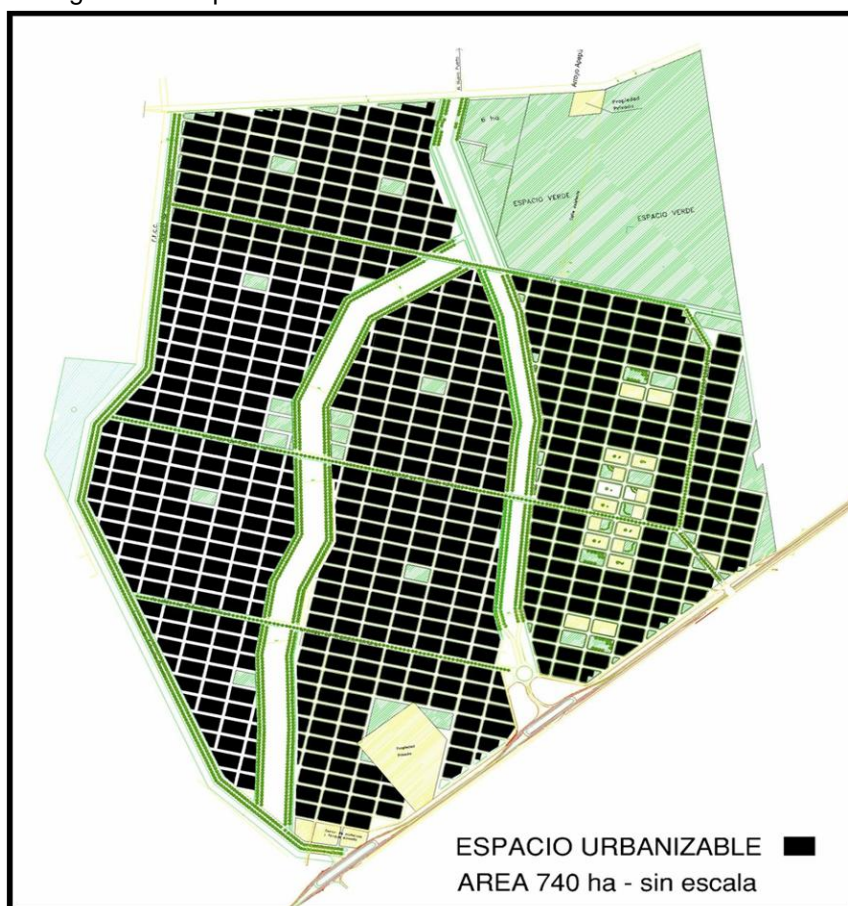
Tabla 2.8: Número de viviendas en área de 740 ha.

Número de viviendas	
Área urbanizable (ha)	313,5
Área Lote Tipo (ha)	0,03
Nº Lotes Total	10450
Nº Viviendas Posibles	10450
Densidad Fund. Prom. (%)	80
Nº Viviendas Consideradas	8360

Tabla 2.9: Área urbanizable y número de viviendas en área de 2000 ha.

Urbanización 2000 ha	
Área urbanizable (ha)	847,3
Nº Viviendas Consideradas	22595

Figura 2.1: Espacio urbanizable en futura urbanización de 740 ha.



2.2.2. Determinación del número de viajes

El número de viajes fue determinado para las futuras urbanizaciones tomando como base estadística los datos presentados en la “Encuesta de Origen/Destino 2010: Movilidad en el Área Metropolitana de Posadas” (PTUMA, 2010).

Para cada una de las urbanizaciones propuestas se siguió el siguiente procedimiento:

- Cálculo de población estimada, como el producto entre los valores del número de viviendas y de personas por hogar (3,66 promedio estimado en el área metropolitana de Posadas, sin considerar la ciudad de Posadas, AMsP).
- Población de 4 años de edad o más que hacen al menos un viaje por día, como el producto entre el porcentaje de tal población (68,3%, porcentaje estimado en Área Metropolitana de Posadas, AMP) y el valor de la población total antes establecida.
- Cantidad de viajes diarios, como el producto entre el valor de la población que al menos realiza un viaje diario (paso anterior) y el promedio de viajes diarios por persona (2,68 dentro del AMP).
- Los resultados del análisis de la encuesta origen-destino, teniendo en cuenta el volumen total de viajes, muestran que en la distribución por medios de transporte predomina el uso del colectivo con un 36,12%, observándose luego un 30,7% de viajes realizados a pie y un 20,86% en automóvil (como conductor

y/o acompañante). Considerándose sólo el transporte en colectivo y automóvil (por volumen y naturaleza del problema en cuestión) se determinaron los viajes totales posibles para cada uno de los medios de transporte. Se despreciaron posibles viajes de abastecimiento, recolección de residuos y similares por considerarse bajos sus valores y difícilmente generados en las horas pico establecidas.

- Como el objeto de estudio es la determinación del nivel de servicio de las intersecciones, existentes y previstas, en la ruta N°12 que interactuarán con las futuras urbanizaciones, los viajes estimados se redujeron en un 20% para considerar viajes intra-zonales, o sea aquellos, posibles, que no interactuarán con dichas intersecciones.

Las tablas 2.10 y 2.11 muestran los valores estimados, de población y del número de viajes, para las áreas de 740 ha y de 2000 ha respectivamente.

Tabla 2.10: Población estimada y cantidad de viajes en área de 740 ha.

Urbanización 740 ha	
Nº viviendas consideradas	8360
Nº miembros/vivienda	3,66
Población estimada	30599

Población de 4 años de edad o más que hacen al menos un viaje por día hábil en la región		Promedio de viajes por día hábil por persona	Viajes diarios	Coeficiente de reducción	Viajes en Bus	Viajes en Automóvil
%	Personas				2,68	56009
68,3	20899				16184	9347
				Total	25531	

Tabla 2.11: Población estimada y cantidad de viajes en área de 2000 ha.

Urbanización 2000 ha	
Nº viviendas consideradas	22595
Nº miembros/vivienda	3,66
Población estimada	82699

Población de 4 años de edad o más que hacen al menos un viaje por día hábil en la región		Promedio de viajes por día hábil por persona	Viajes diarios	Coeficiente de reducción	Viajes en Bus	Viajes en Automóvil
%	Personas				2,68	151376
68,3	56484				43742	25262
				Total	69003	

2.2.3. Determinación de la hora de viaje, hora pico

Tomando como base estadística los datos presentados en la encuesta origen-destino del año 2010 (movilidad en el Área Metropolitana de Posadas), se determinó que dentro de la zona de estudio se presentan tres momentos picos que conjuntamente abarcan el 49% de los viajes diarios posibles. Así, se logró establecer la cantidad diaria de desplazamientos realizados por las personas, en bus y automóvil, para cada uno de los momentos pico respectivamente.

Información extraída de la encuesta origen-destino:

La distribución horaria de los viajes realizados diariamente en el AMP muestra tres momentos pico en los que se concentran el 49% de los desplazamientos diarios: uno máximo a la mañana de 6:00 a 8:00 hs., cuando se originan el 19,20% de los viajes; el siguiente de 11:00 a 13:00 hs., período en el que se concretan el 20,4% de los viajes y un pico más pequeño de 17:00 a 18:00 hs., con el 9% de viajes.

En las tablas 2.12 y 2.13 se detallan, para cada urbanización y para cada tipo de vehículo considerado en el análisis, la cantidad de viajes en los momentos pico antes mencionados.

Tabla 2.12: Cantidad de viajes en horas pico en área de 740 ha.

	Momentos pico		
	6-8 hs	11-13 hs	17-18 hs
	19,20%	20,40%	9,00%
Viajes	4902	5208	2298
Por hora	M1	M2	M3
	2451	2604	2298
Bus	1554	1651	1457
63,39%			
Automóvil	897	953	841
36,61%			

Tabla 2.13: Cantidad de viajes en horas pico en área de 2000 ha.

	Momentos pico		
	6-8 hs	11-13 hs	17-18 hs
	19,20%	20,40%	9,00%
Viajes	13249	14077	6210
Por hora	M1	M2	M3
	6624	7038	6210
Bus	4199	4462	3937
63,39%			
Automóvil	2425	2577	2274
36,61%			

2.2.4. Determinación del volumen pico

Para cada una de las urbanizaciones se siguió la siguiente secuencia de cálculo:

Para cada uno de los tres momentos pico considerados, se obtuvo la cantidad de buses hora y automóviles hora como la relación entre los desplazamientos en bus y automóvil (en cada momento pico) y la cantidad de personas que ocupan dicho vehículo, 37 y 1,8 respectivamente (promedio estimado).

Estableciendo un horizonte de estudio de 10 años y una tasa de crecimiento del número de viajes del 3% anual, se calcularon, además, los flujos para el año 2024. Se decidió el uso de una tasa más razonable (3%) y no una tan grande propia de coyunturas de actividad explosiva (7 - 8%) teniendo en cuenta que, por un lado, se consideró que las urbanizaciones están totalmente habitadas desde el año 2014, y por otro lado, no es esperable que se instalen nuevas viviendas sino que el incremento en el flujo vehicular sería por (a) mayor cantidad de viajes por familia (b) aumento de la tasa de motorización y cambio de modo (caminando y bicicleta a auto, o bus a auto).

Partiendo del TMDA (dato) del trayecto entre el límite con corrientes y la ciudad de posadas de la ruta en estudio para el año 2012, se obtuvieron los flujos de automóviles, colectivos y camiones, a lo largo de dicho trayecto (tramo de interés), tanto para el año 2014 como para el año 2024, considerando la misma tasa de crecimiento que anteriormente.

En las tablas 2.14 y 2.15 se muestra el flujo vehicular generado (años 2014 y 2024) por cada tipo de vehículo, en horas pico, en cada una de las urbanizaciones propuestas.

Tabla 2.14: Flujo vehicular en horas pico en área de 740 ha.

		Flujo (veh/h)		
		M1	M2	M3
año 2014	Bus	42	45	39
	Automóvil	498	530	467
	Total	540	574	507
año 2024	Bus	56	60	53
	Automóvil	670	712	628
	Total	726	772	681

Tabla 2.15: Flujo vehicular en horas pico en área de 2000 ha.

		Flujo (veh/h)		
		M1	M2	M3
año 2014	Bus	113	121	106
	Automóvil	1347	1431	1263
	Total	1461	1552	1369
año 2024	Bus	153	162	143
	Automóvil	1811	1924	1697
	Total	1963	2086	1840

El flujo vehicular que actualmente circula por la RN N°12 a lo largo del tramo analizado, tanto para el año 2014 como para el 2024, para cada tipo de vehículo considerado y en cada uno de los momentos pico, se detalla en la tabla 2.16.

Tabla 2.16: Flujo vehicular existente, en tramo de ruta analizado, en horas pico.

TMDA (veh/día) existente en zona de estudio						
	año 2014			año 2024		
	Automóvil (70,2 %)	Bus (3,8 %)	Camión (26%)	Automóvil (70,2 %)	Bus (3,8 %)	Camión (26%)
	2085	113	772	2802	152	1038
	Total	2971		Total	3992	
	Momentos pico			Momentos pico		
	6-8 hs	11-13 hs	17-18 hs	6-8 hs	11-13 hs	17-18 hs
	19,20%	20,40%	9,00%	19,20%	20,40%	9,00%
	570	606	267	766	814	359
Flujo (veh/h)	M1	M2	M3	M1	M2	M3
	285	303	267	383	407	359
Por sentido de circulación	143	151	134	192	204	180

2.2.5. Asignación a las intersecciones

Considerando las 4 intersecciones que interactúan de manera directa entre la RN N° 12 y las futuras urbanizaciones (intersecciones 1, 2, 3 y 5, ver figuras 1.2. y 1.3.), se procedió a distribuir, entre dichas intersecciones, el flujo total generado en ambas poblaciones, determinando la cantidad de vehículos hora (buses y automóviles) que ingresan (y egresan) a través de cada una de ellas a lo largo de los momentos pico considerados. La tabla 2.17 presenta los valores obtenidos.

Dicha distribución se efectuó en base a la estructura urbana y red vial propuesta (datos). En las figuras 2.2 y 2.3 se muestra la distribución del área urbanizable total por intersección para el área de 740 ha y de 2000 ha respectivamente.

Tabla 2.17: Asignación del flujo vehicular, en horas pico, a las intersecciones.

Distribución del volumen pico por área y por intersección				año 2014			año 2024			
	Área urbanizable	ha	%	Vol. Pico (veh/hora)			Vol. Pico (veh/hora)			
				M1	M2	M3	M1	M2	M3	
Urbanización 740 ha	A1	25,4	8,09%	44	46	41	59	62	55	Inter. 1
	A2	66,7	21,27%	115	122	108	155	164	145	Inter. 2
	A3	182,7	58,28%	315	335	295	423	450	397	Inter. 3
	A4	38,7	12,35%	67	71	63	90	95	84	Inter. 5
	Total	313,5	100,00%	540	574	507	726	772	681	
Urbanización 2000 ha	A1´	551,4	65,07%	665	707	624	894	950	838	Inter. 1
	A2´	296,0	34,93%	357	379	335	480	510	450	Inter. 2
	Total	847,3	100,00%	1023	1086	959	1374	1460	1288	

Figura.2.2: Distribución de áreas por intersección en urbanización de 740 ha.

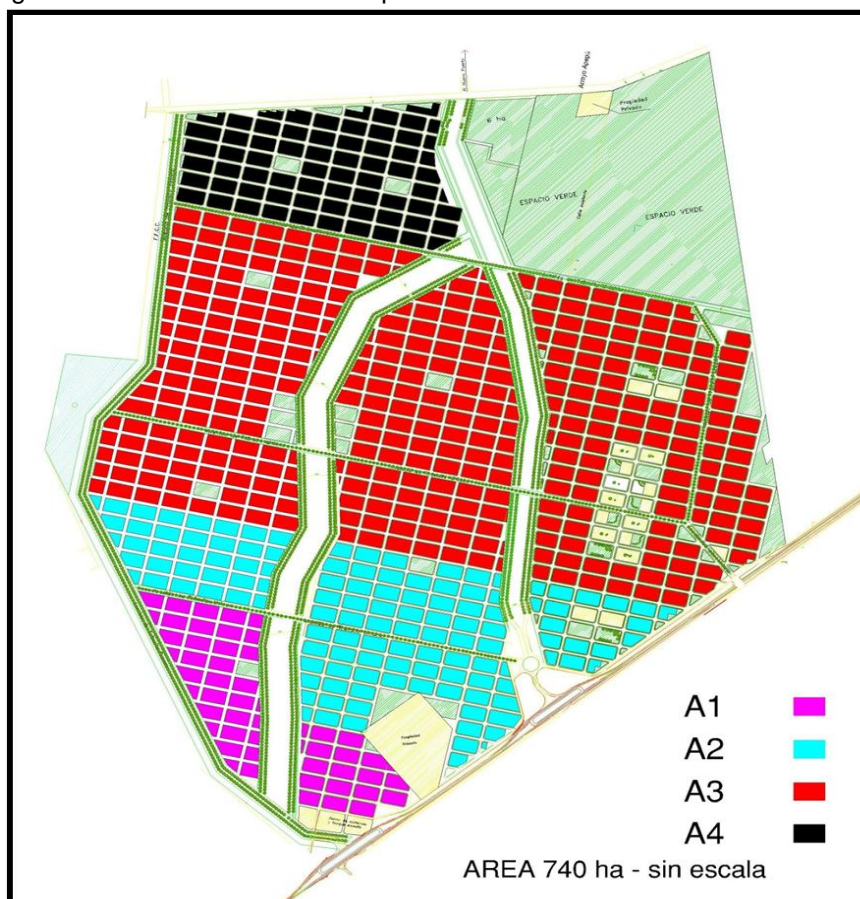
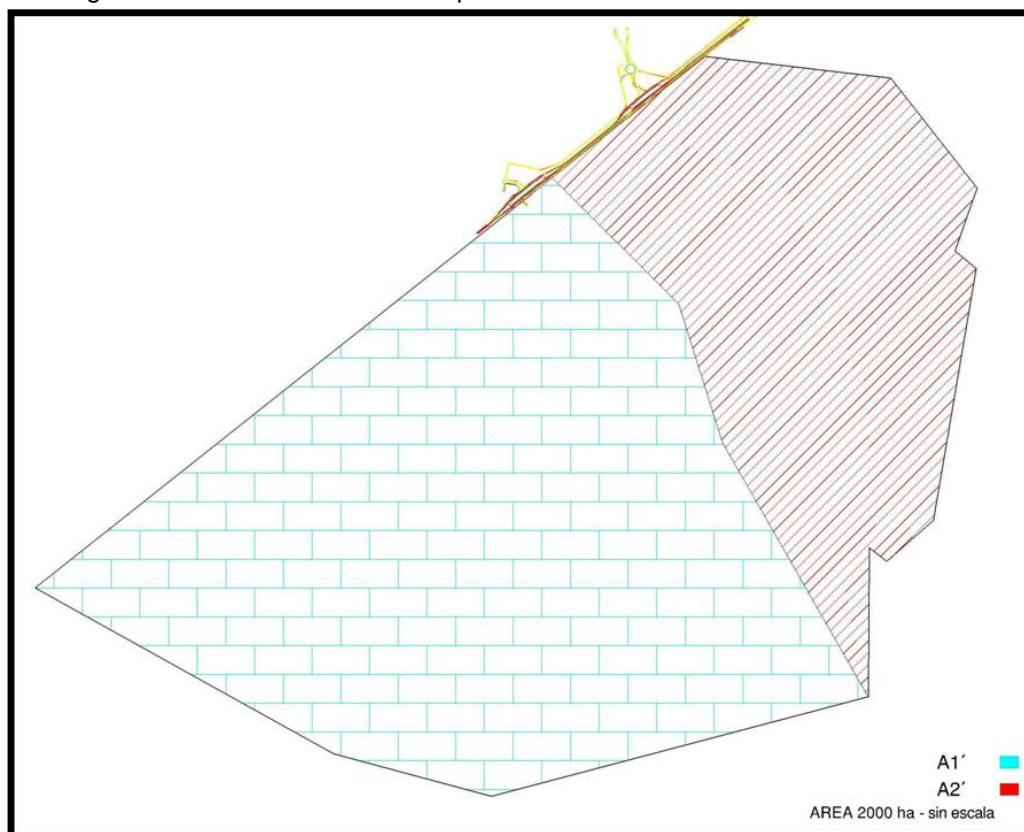
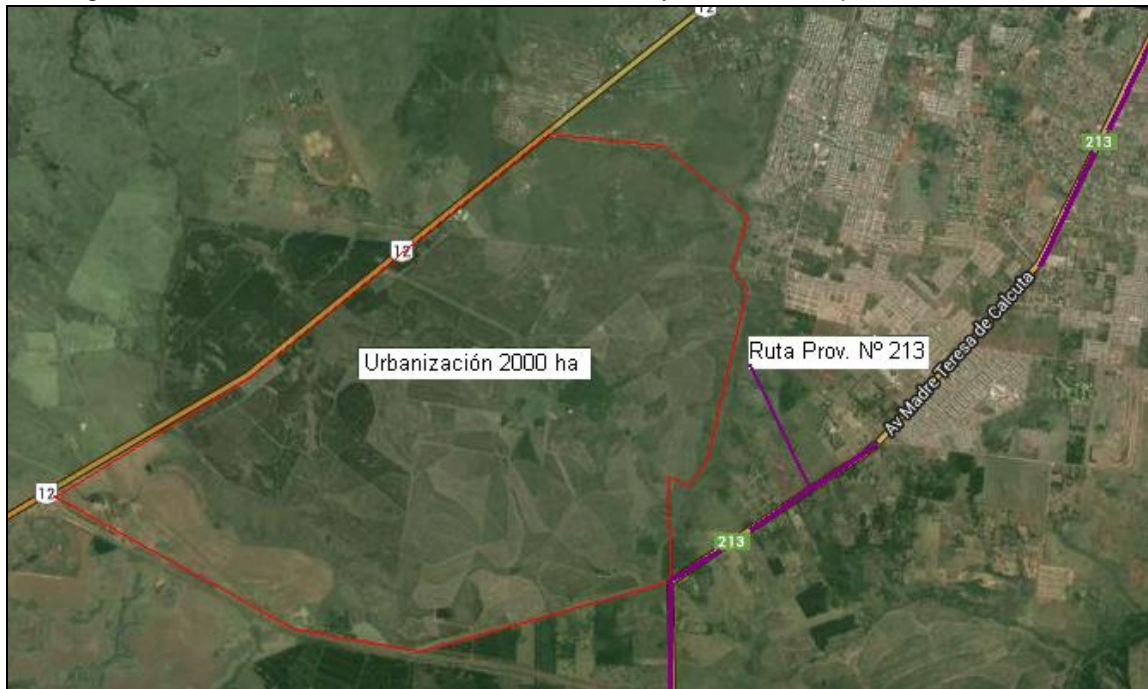


Figura 2.3: Distribución de áreas por intersección en urbanización de 2000 ha.



En la futura urbanización de 2000 ha el flujo resultante por área (A1' y A2') se redujo en un 30% con el fin de considerar el hecho de que un importante número de viajes generados, en tal urbanización, se canalizarán hacia y desde Posadas a través de la Ruta Provincial N° 213, ruta que resulta, como puede observarse en la figura 2.4, adyacente a la nueva urbanización.

Figura 2.4: Conexión entre Ruta Provincial N° 213 y urbanización prevista de 2000 ha.



CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE INTERSECCIONES



CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE INTERSECCIONES

3.1. INTRODUCCIÓN

Para la verificación del nivel de servicio, presente y futuro, en las intersecciones existentes y previstas, se plantearon tres escenarios de cálculo posibles. Básicamente la diferencia entre ellos estriba en el uso, supuesto, que se hace de la intersección 5 (tipo retorno), lo cual, a su vez, genera que la intersección 4 (tipo cruz semaforizada) solo se considere en el escenario 1.

Escenario 1: las intersecciones que interactúan de manera directa con las nuevas urbanizaciones (o sea aquellas a través de las cuales ingresan y egresan los vehículos a las mismas) y las que se ven cargadas por sus flujos son:

- *Intersección 1*(tipo retorno).
- *Intersección 2* (tipo retorno).
- *Intersección 3* (tipo cruz semaforizada).
- *Intersección 4* (tipo cruz semaforizada) a través de la cual el flujo vehicular con origen en el área A4 de la urbanización de 740 ha, previo acceso a ruta 12 en sentido N-S por intersección 5, toma el sentido de circulación hacia la ciudad de Posadas (S-N).
- *Intersección 5* (tipo retorno) sólo es objeto de análisis en ella la rampa de acceso a ruta 12 en sentido hacia el límite con Corrientes (N-S).
- *Intersección 6* (tipo retorno) se asume (ante la falta de datos) que éste retorno permite que un 30% y un 20% de los flujos vehiculares (generados en las nuevas urbanizaciones y existente en RN N° 12 respectivamente) se canalicen hacia, y desde, la ciudad de Posadas por Avenida Ulises López (ver figura 1.1, página 9).

Escenario 2: en este caso las intersecciones que interactúan de manera directa con las nuevas urbanizaciones y las que se ven cargadas por sus flujos son:

- *Intersección 1*(tipo retorno).
- *Intersección 2* (tipo retorno).
- *Intersección 3* (tipo cruz semaforizada).
- *Intersección 5* (tipo retorno) el acceso a ruta 12 (y cruce de carriles en sentido N-S para lograr el sentido S-N (Posadas)) del flujo vehicular, proveniente del área A4 de la urbanización de 740 ha, se estudia (dada la geometría planteada en tal acceso) modelándolo como intersección en cruz no semaforizada.
- *Intersección 6* (tipo retorno) se asume (ante la falta de datos) que éste retorno permite que un 30% y un 20% de los flujos vehiculares (generados en las nuevas urbanizaciones y existente en RN N° 12 respectivamente) se canalicen hacia, y desde, la ciudad de Posadas por Avenida Ulises López (ver figura 1.1, página 9).

Escenario 3: en este caso las intersecciones que interactúan de manera directa con las nuevas urbanizaciones y las que se ven cargadas por sus flujos son:

- *Intersección 1*(tipo retorno).
- *Intersección 2* (tipo retorno).
- *Intersección 3* (tipo cruz semaforizada).

- *Intersección 5* (tipo retorno) en este tercer escenario se plantea como alternativa modificar la geometría existente de tal manera que la misma pueda ser analizada como tal, o sea como intersección tipo retorno (tramos entrecruzados y rampas de acceso), se espera, además, que esto derive en una mejor operatividad de la intersección.
- *Intersección 6* (tipo retorno) se asume (ante la falta de datos) que éste retorno permite que un 30% y un 20% de los flujos vehiculares (generados en las nuevas urbanizaciones y existente en RN N° 12 respectivamente) se canalicen hacia, y desde, la ciudad de Posadas por Avenida Ulises López (ver figura 1.1, página 9).

En los tres escenarios se toma para el análisis, según cada caso en particular, la hora pico más desfavorable entre M1 (7hs), en donde se considera que todo el flujo generado en las futuras urbanizaciones se dirige con sentido S-N (Posadas), y M2 (12hs), en donde se considera que el 80% del flujo de las urbanizaciones se dirige a las mismas y un 20% lo hace hacia Posadas. Vale aclarar que además en todos los escenarios se considera el flujo existente en ruta 12.

3.2. INTRODUCCIÓN AL MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS

El análisis de operación de las intersecciones se fundó en las metodologías propuestas por el Manual de Capacidad de Carreteras HCM 2000, y para el cálculo propiamente dicho se utilizó el software de aplicación HSM 2000 complementario al referenciado manual.

Si bien al día de hoy está disponible una nueva versión del Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2010), la empresa decidió usar el HCM 2000, en virtud de que poseía los manuales y software acordes. Vale aclarar que se realizó el análisis y se descubrió que entre ambas versiones (2000 y 2010) las diferencias son menores en relación a los temas abordados en el presente análisis. Comentado esto en conversaciones informales con el tutor interno, éste se mostró de acuerdo.

En este apartado se presenta una breve descripción de las metodologías de cálculo aplicadas en los distintos tipos de instalaciones analizadas. En el anexo 1 se profundiza en los fundamentos teóricos.

3.2.1. Capacidad y Nivel de Servicio en rampas de acceso

Generalidades:

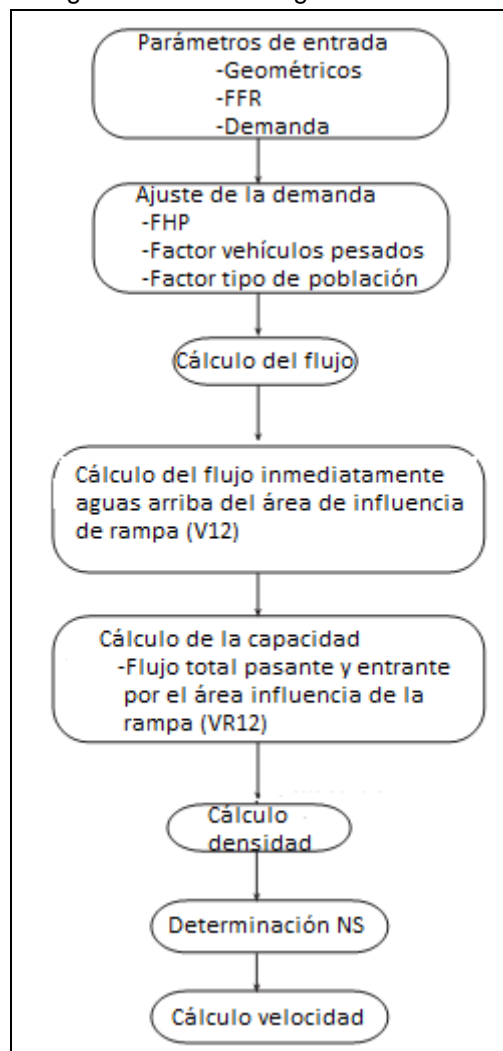
Una rampa es un tramo de carretera que proporciona una conexión exclusiva entre dos instalaciones de la misma. Las instalaciones conectadas pueden consistir en autopistas, carreteras de varios carriles, carreteras de dos carriles, calles suburbanas, y calles urbanas. En los casos analizados las rampas de acceso están compuestas por un carril y proporcionan la conexión de calles urbanas con una autopista de cuatro carriles (dos por sentido).

Los procedimientos de cálculo empleados permiten la identificación de probabilidades de congestión en las terminales de la rampa (nivel de servicio F) y el análisis del nivel de operación de la autopista dentro de la zona de influencia de la rampa y en las rampas propiamente dichas (niveles de servicio A a E).

La figura 3.1 ilustra los datos de entrada y el orden de cálculo empleado por el método. Las salidas principales del método son el Nivel de Servicio y la Capacidad.

Como se muestra en la figura 3.2, el modelo empleado en rampas de acceso a la autopista se centra en un área de influencia de 450 metros incluyendo el carril de aceleración y los carriles 1 y 2 de la autopista. Aunque, por un lado, otros carriles de la autopista pueden verse afectados por las operaciones de convergencia y, por otro lado, el impacto de la congestión en las proximidades de una rampa puede extenderse más allá del área de influencia definida anteriormente, dicha área experimenta la mayor parte de los impactos operativos a través de todos los niveles de servicio.

Figura 3.1: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de rampas de acceso.



La metodología consta de tres pasos principales. En primer lugar, se determina el flujo que entra en los carriles 1 y 2 inmediatamente aguas arriba de la zona de influencia de la rampa de acceso (V12). En segundo lugar, se determinan los valores de capacidad y se comparan con los flujos existentes o las previsiones de demanda para determinar la probabilidad de congestión. Para ello se evalúan los siguientes flujos:

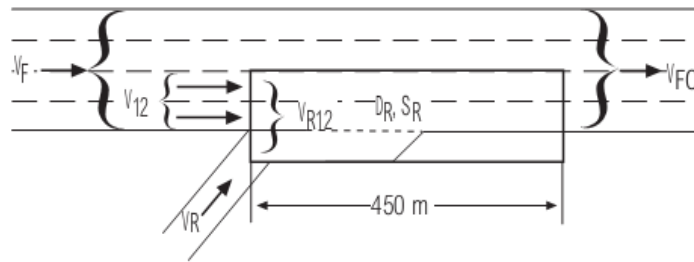
- El flujo total máximo en autopista que se aproxima a la sección de acceso a la misma de la rampa (VF),
- El flujo total máximo resultante de la fusión de flujos autopista-rampa (VFO),
- El flujo total máximo de entrada en el área de influencia de rampa (VR12), y
- El flujo máximo en una rampa (VR).

La capacidad dentro del área de influencia de la rampa de acceso está controlada por la capacidad de los segmentos de autopista aguas arriba y aguas abajo de las rampas, o por la capacidad de la rampa en sí. A través de la investigación se ha demostrado que la turbulencia debido a las maniobras de convergencia y divergencia, dentro de la zona de rampas, no afecta a la capacidad de las carreteras implicadas, aunque puede haber cambios locales en la distribución y el uso de los carriles.

Por último, se determinan la densidad de flujo dentro de la zona de influencia de rampa (DR) y el nivel de servicio en base a dicha variable. La velocidad media de los vehículos dentro de la zona de influencia (SR) también puede ser estimada.

La figura 3.2 muestra el área de influencia de rampa y las variables claves, anteriormente mencionadas, y su relación entre sí. Un parámetro geométrico crítico que influye en las operaciones del área de convergencia es la longitud del carril de aceleración (LA).

Figura 3.2: Área de influencia y variables críticas en rampas de acceso



Todos los cálculos y criterios de niveles de servicio se expresan en términos de caudales máximos de vehículos livianos equivalentes por hora (veh/h), en condiciones base, durante los 15 minutos punta de la hora pico. Por lo tanto, antes de aplicar estos procedimientos, todos los flujos de la autopista y de rampa deben convertirse utilizando la ecuación 3.1:

$$v_i = \frac{V_i}{\text{PHF} * f_{HV} * f_p} \quad (3.1)$$

donde \$v_i\$ es el flujo de movimiento \$i\$ en las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h); \$V_i\$ es el flujo horario para el movimiento \$i\$ (veh/h); PHF es el factor de hora pico; \$f_{HV}\$ es el factor de ajuste para los vehículos pesados y \$f_p\$ el factor de ajuste para la población del conductor.

Se adoptó, ante la falta de datos, un PHF de 0,90, tanto para el análisis de rampas como para los demás tipos de instalaciones analizadas.

3.2.2. Capacidad y Nivel de Servicio en tramos de entrecruzamiento

Generalidades:

El entrecruzamiento se define como el trenzado de dos o más corrientes de tráfico que circulan en el mismo sentido a lo largo de un tramo de longitud significativa de carretera, sin la intervención de instrumentos de control de tráfico. Las áreas de entrecruzamiento se forman cuando existe una zona de confluencia seguida de cerca por una divergencia, o cuando a un ramal de entrada le sigue de inmediato uno de salida y ambos se unen mediante un carril auxiliar.

La configuración del segmento de entrecruzamiento se basa en el número de cambios de carril requerido por un determinado vehículo para concretar una maniobra de cruzamiento.

Los tres tipos de configuraciones geométricas se definen como sigue:

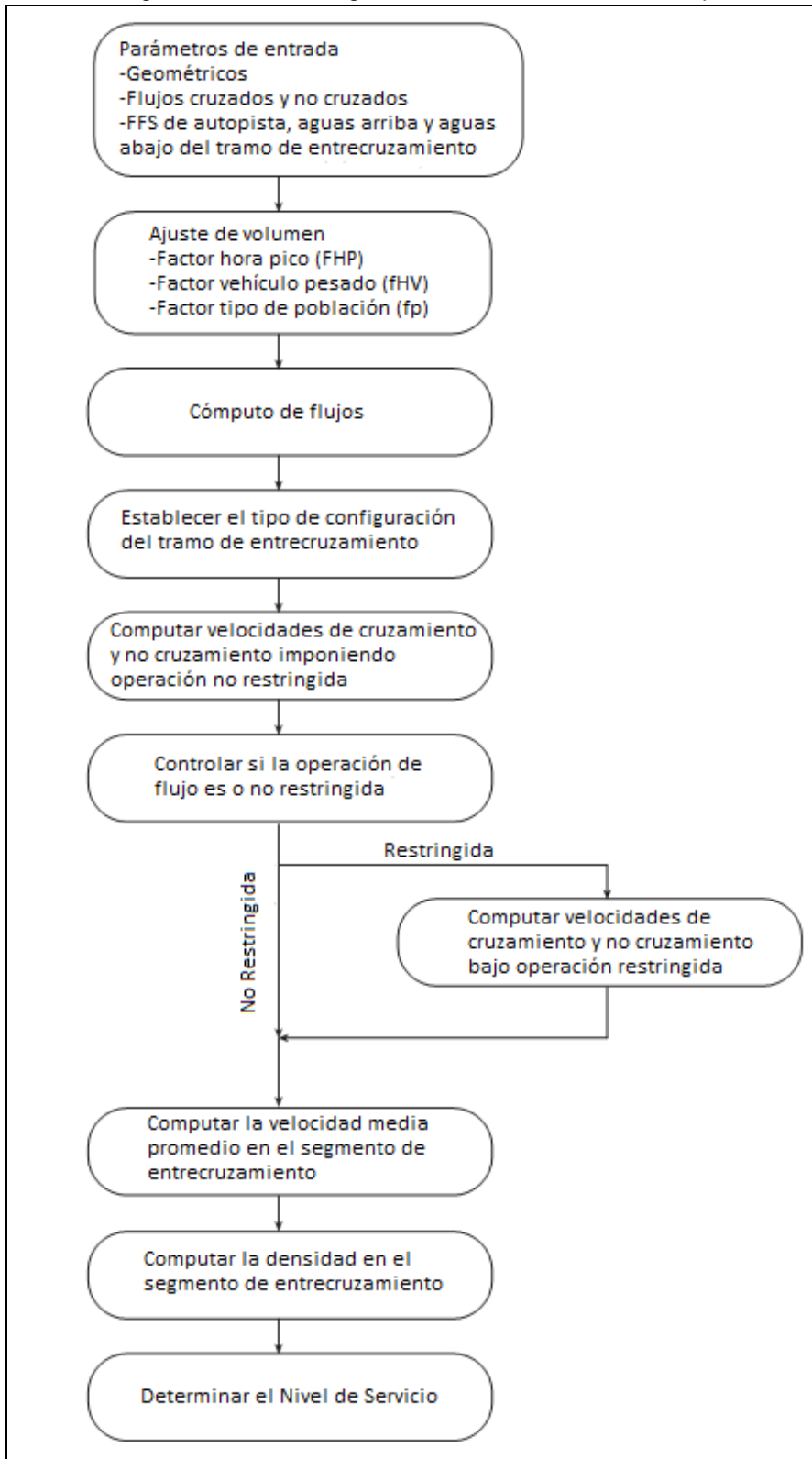
- Tipo A: vehículos entrecruzados en ambas direcciones deben hacer solo un cambio de carril para terminar con éxito una maniobra de cruzamiento.
- Tipo B: vehículos entrecruzados en una dirección pueden completar una maniobra sin hacer un cambio de carril, mientras que otros vehículos en el segmento de entrecruzamiento deben hacer un cambio de carril para terminar con éxito una maniobra de cruzamiento.
- Tipo C: vehículos entrecruzados en una dirección pueden completar una maniobra sin hacer un cambio de carril, mientras que otros vehículos en el segmento de entrecruzamiento deben hacer dos o más cambios de carril para terminar con éxito una maniobra de cruzamiento.

La figura 3.3 resume la metodología para los segmentos de entrecruzamientos en autopistas.

Todos los modelos y ecuaciones, al igual que en la metodología aplicada en rampas, se basan en el flujo de vehículos livianos equivalentes por hora, en condiciones base, durante los 15 minutos punta de la hora pico.

Los criterios de nivel de servicio están basados en las velocidades medias de los vehículos que trenzan y no trenzan. Por otro lado, la capacidad de un segmento de entrecruzamiento es una combinación de flujos que hace que la densidad alcance la condición de frontera (Nivel de Servicio E/F) de 27,0 veh/km/Carril (en autopistas). La capacidad varía con una serie de variables: configuración, número de carriles, la velocidad de flujo libre de la autopista, la longitud, y la relación de flujo (VR).

Figura 3.3: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de tramos de autopista entrecruzados.



3.2.3. Capacidad y Nivel de Servicio en intersecciones sin semáforo

Generalidades:

En este apartado se presenta una breve introducción de la metodología empleada en el análisis de intersecciones no semaforizadas, en particular, aquella empleada en intersecciones en cruz y reguladas mediante señales de stop (pare) en dos accesos, denominadas TWSC (por sus siglas en inglés).

La figura 3.4 ilustra los datos de entrada y el orden de cálculo empleado por el método.

Entre las variables que intervienen en las metodologías de análisis tenemos: volúmenes de conflicto, tiempo continuo, intervalo crítico, capacidad potencial, capacidad de movimientos, carriles compartidos, demoras y niveles de servicio.

Entre los datos requeridos se necesitan descripciones detalladas de la geometría, el control, y los volúmenes en la intersección. Algunos elementos geométricos clave incluyen el número y uso de carriles, canalizaciones, carriles exclusivos de giro a la izquierda o medianas de almacenamiento, etc. Se deben especificar los volúmenes para cada movimiento. Todos los modelos y ecuaciones se basan en el flujo de vehículos livianos equivalentes por hora, en condiciones base, durante los 15 minutos punta de la hora pico. Por convención, los subíndices 1 a 6 definen los movimientos de vehículos en la calle principal, y los subíndices de 7 a 12 definen los movimientos en la calle menor. Los flujos peatonales estorban todos los movimientos de la calle secundaria, a estos se los designa con los subíndices 13 a 16.

La presencia de intersecciones semaforizadas aguas arriba, a lo largo de la calle principal, de la intersección analizada produce flujos no aleatorios y afecta, así, la capacidad. Esto se considera cierto siempre que la señal esté a no más 0,4 Km de la intersección bajo estudio. Para evaluar el efecto sobre la capacidad, se proporciona un análisis separado, el cual requiere como datos de entrada la duración del ciclo, tiempo de verde, la tasa de flujo de saturación e información sobre el flujo de aproximación.

En el caso analizado no existen (o al menos no se cuenta con datos de la existencia) intersecciones semaforizadas a menos de 0,4 Km de distancia de la intersección no semaforizada bajo estudio (intersección 5), por lo tanto se despreció la influencia en el análisis de tal tipo de intersecciones.

El modelo para las intersecciones TWSC se basa en la teoría del espacio aceptado (en la calle principal) y en prioridad o *rank*. de los movimientos vehiculares y peatonales en la intersección.

Muchos de los espacios entre un vehículo y otro, vale decir entre la parte trasera del primero y la parte delantera del segundo, deben ser usados por un sólo vehículo. Así, si más de un vehículo está esperando por un espacio, la primera llegada a dicho espacio es usado por los vehículos que están desarrollando movimientos que tienen mayor prioridad (el mismo caso se da para los peatones, aunque en este caso se consideraron nulos los movimientos peatonales, por falta de datos y por considerarse poco probable el movimiento peatonal en proximidad a dichas intersecciones).

En la Figura 3.5 se ilustra la prioridad de los movimientos en una típica intersección de cuatro vías.

Figura 3.4: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de intersecciones no semaforizadas.

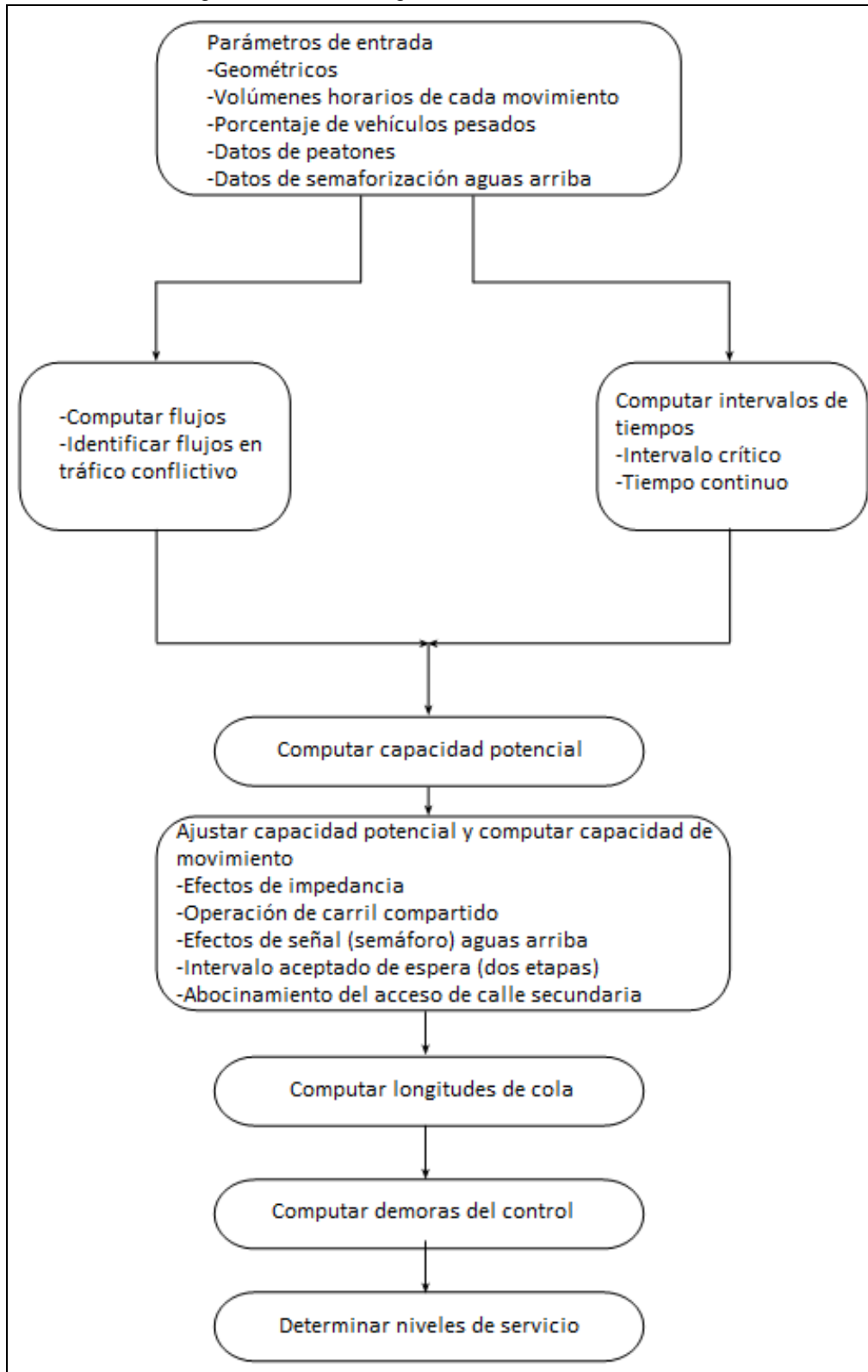
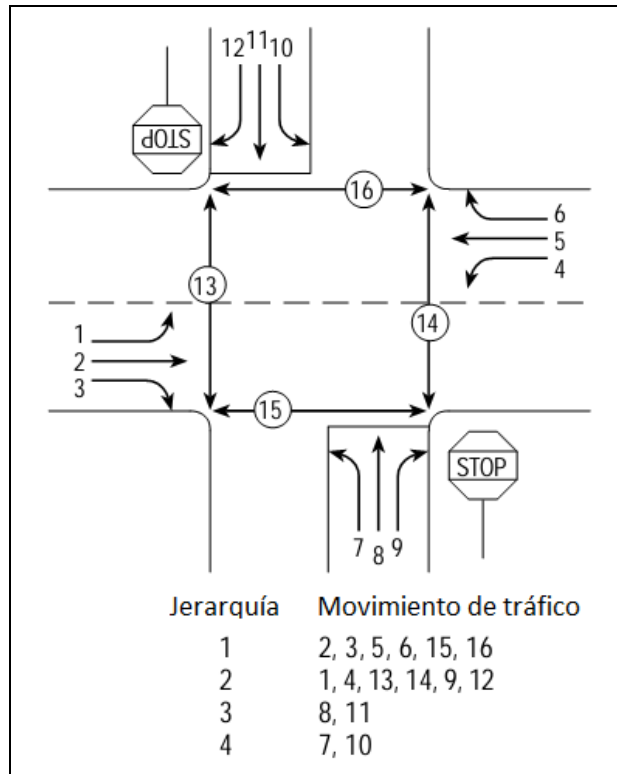


Figura 3.5: Prioridad de movimientos en intersección de cuatro vías.



Cada movimiento muestra espacios de conflicto con los diferentes movimientos del tráfico vehicular.

El Nivel de Servicio para una intersección TWSC se determina en base a la demora generada o producida por el control, ya sea ésta estimada por cálculo o medida, y se define para cada uno de los movimientos de menor importancia. No está definido para la intersección como un todo.

3.2.4. Capacidad y Nivel de Servicio en intersecciones con semáforo

Generalidades:

En este apartado se presenta una breve descripción, haciendo hincapié en los pasos de cálculo a seguir y en los parámetros de entrada necesarios, de la metodología empleada para determinar la capacidad y/o el nivel de servicio en los accesos de una intersección semaforizada existente, o el nivel general de servicio en la misma.

La figura 3.6 ilustra los datos de entrada y el orden de cálculo empleado por el método.

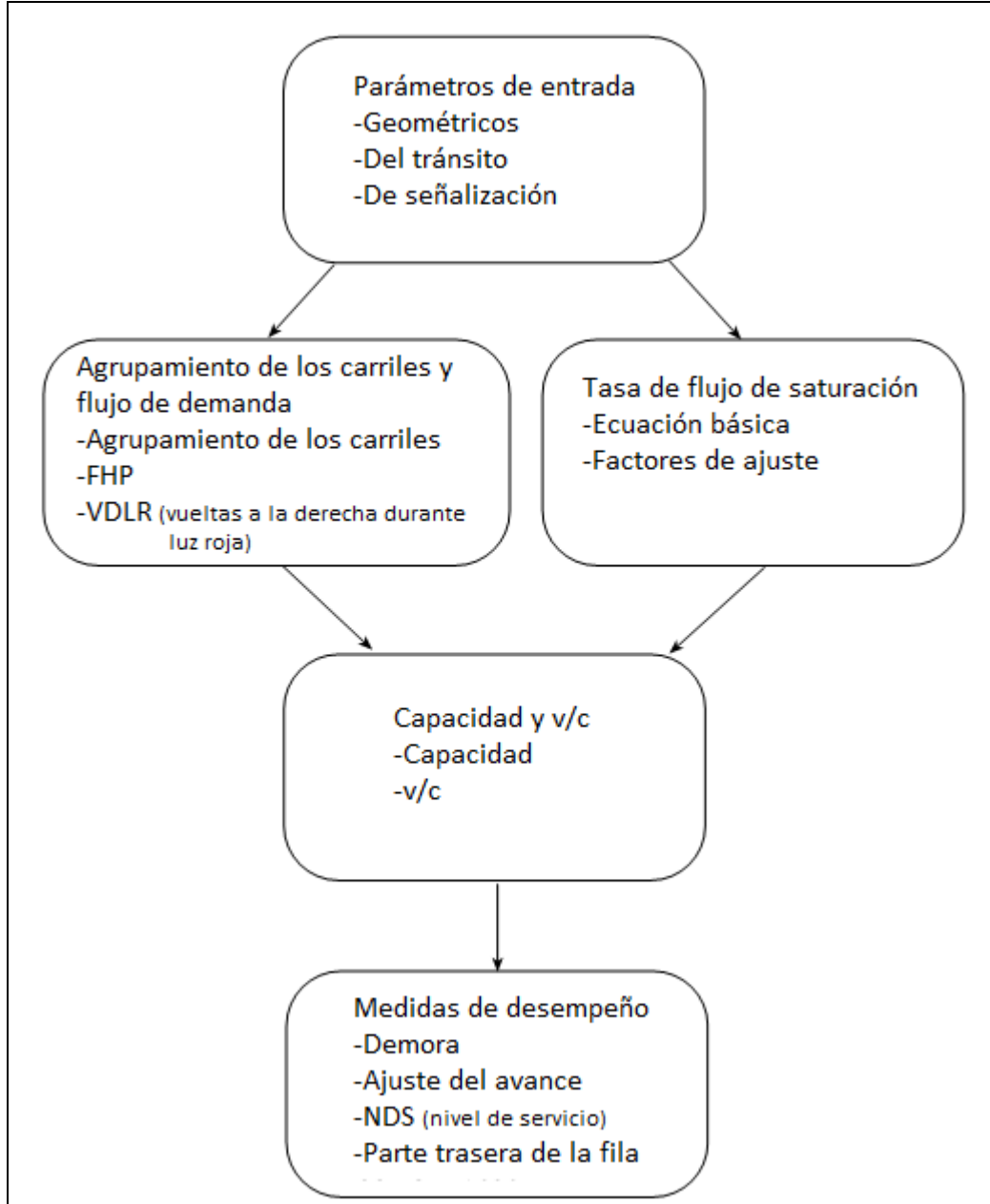
Los datos de partida para la aplicación de la metodología son los siguientes:

Especificación de las condiciones geométricas: aquí corresponde registrar la configuración física de la intersección, ésta se obtiene en términos del número de carriles, ancho de carril, pendiente, movimiento en cada carril, ubicación del estacionamiento, longitud de las bahías de estacionamiento, etc..

Se especificaron en función de la planimetría propuesta.

Especificación de las condiciones del tránsito: esta fase incluye el registro de los volúmenes horarios (vehículos, bicicletas y peatones). En general, el periodo de análisis se toma como 15 minutos ($T = 0,25$); esta tasa de flujo (volumen horario equivalente) se calcula a partir los volúmenes horarios registrados y el factor de hora pico (FHP).

Figura 3.6: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de intersecciones semaforizadas.



Por otro lado, el nivel de coordinación de las luces entre semáforos de las intersecciones adyacentes es una condición crítica a considerar y que se determina en términos del tipo de llegada, a la intersección, de pelotones (influye marcadamente, tanto en la demora como en el nivel de servicio). Se identifican seis tipos de llegadas (TLL):

El tipo de llegadas 1, que representa la condición de llegada más adversa, es un pelotón denso que llega en el inicio de la fase de luz roja y contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo de carriles.

El Tipo de llegadas 2, el cual se considera todavía desfavorable, aun cuando es mejor que el Tipo 1, consiste en un pelotón denso que llega a la mitad de la fase de luz roja, ó un pelotón disperso que llega durante la fase de luz roja y contiene del 40 al 80 por ciento del volumen del grupo de carriles.

El Tipo de llegadas 3, que generalmente se presenta en intersecciones aisladas y que no están interconectadas, se caracteriza por pelotones muy dispersos, lo que implica la llegada aleatoria de los vehículos, en el cual el grupo principal contiene menos del 40 por ciento del volumen del grupo de carriles. Las llegadas en las intersecciones coordinadas con beneficios mínimos en el avance, también pueden describirse mediante este tipo de llegada.

El Tipo de llegadas 4, que en general se considera una condición favorable del pelotón, puede ser un pelotón moderadamente denso que llega a la mitad de la fase de luz verde, o un grupo disperso que contiene del 40 al 80 por ciento del volumen del grupo de carriles que llega durante la totalidad de la fase de luz verde.

El tipo de llegadas 5, representa la mejor condición de llegada que frecuentemente se presenta, es un pelotón denso que contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo de carriles que llega en el inicio de la fase de luz verde.

El Tipo de llegadas 6, representa una calidad excepcional de avance, es un pelotón muy denso que avanza a través de varias intersecciones cercanas con muy poco tránsito proveniente de las calles laterales.

Ante la falta de datos de campo, y teniendo en cuenta que la distancia entre las intersecciones semaforizadas analizadas es mayor a 1 km, se adoptó el tipo de llegada 3.

También se deben registrar aspectos tales como el porcentaje de vehículos pesados, el número de maniobras de estacionamiento y el número de buses que se detienen para levantar y/o descargar pasajeros. Los últimos dos valores se determinan a ambos lados de la intersección, considerando un radio de 76 metros.

Se despreciaron, por la ubicación espacial de las intersecciones analizadas y ante la falta de datos, maniobras de estacionamiento y parada de buses.

Especificación de las condiciones de señalización: deben especificarse los detalles del sistema de semáforos, incluye un diagrama de fases y la duración de las luces verde, amarilla y del ciclo.

En el caso analizado no se conocían los datos operativos de los semáforos y por lo tanto tuvieron que calcularse.

La duración del ciclo para una intersección de este tipo debe ser corta, de preferencia de 35 a 60 segundos, aunque puede ser necesario usar ciclos de mayor duración cuando los volúmenes en el acceso son muy altos. Sin embargo, la duración de un ciclo debe conservarse por debajo de 120 segundos, ya que ciclos muy largos conducen a una demora excesiva.

La capacidad y/o el nivel de servicio en los accesos de una intersección semaforizada existente, o el nivel general de servicio en la misma, se determina en términos de la demora de la fase o del semáforo, respectivamente.

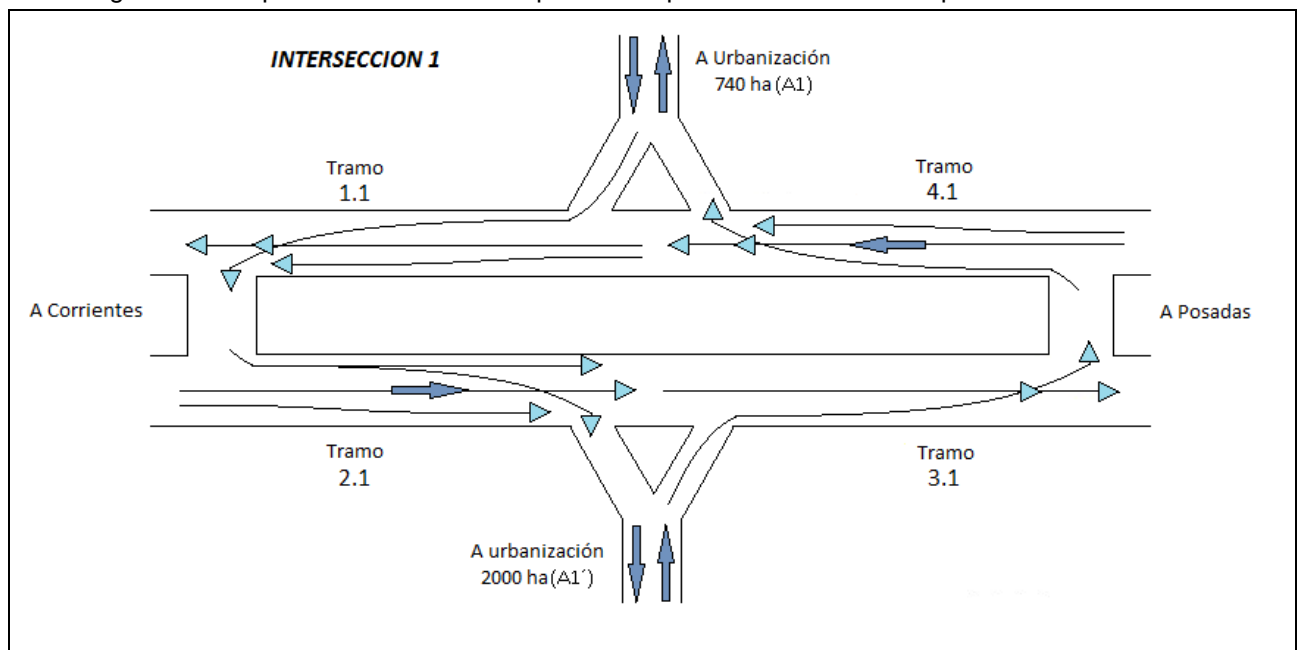
3.3. MODELACIÓN PROPUESTA

3.3.1. Escenario de cálculo 1

Intersección 1

Se trata de una intersección, prevista, tipo retorno. En la figura 3.7 se puede observar el esquema de movimientos permitidos. Por su configuración, se dividió la intersección en cuatro tramos y fue necesario modelar las llamadas “rampas” de acceso a la ruta y las “longitudes de entrecruzamiento” en retornos.

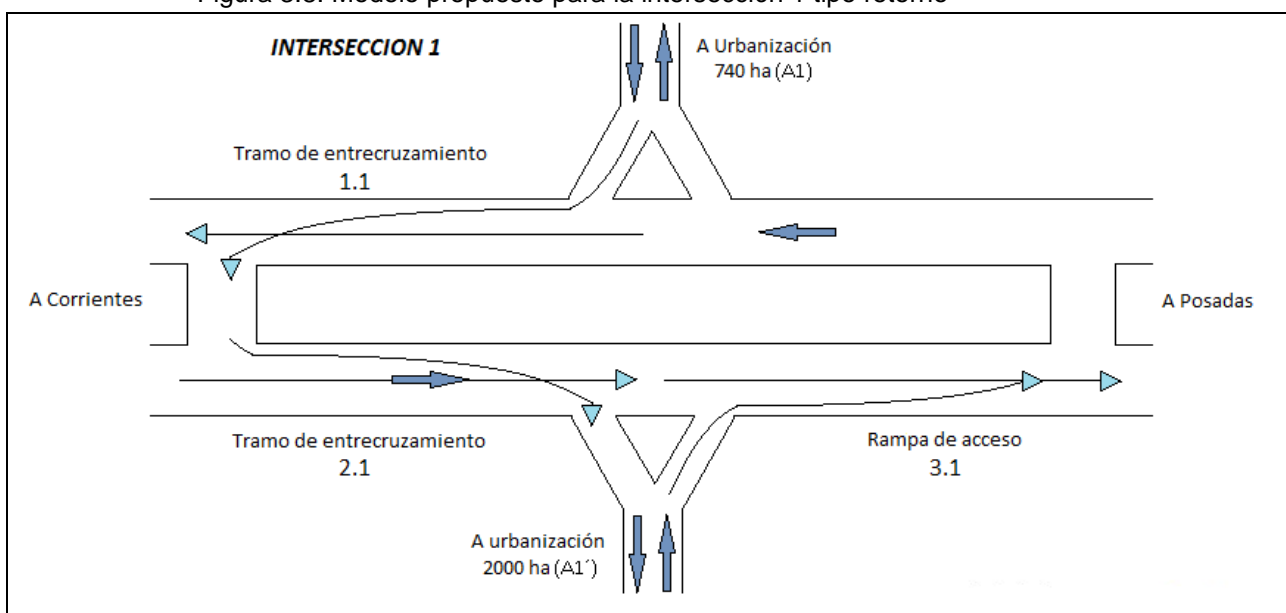
Figura 3.7: Esquema de movimientos permitidos para la intersección 1 tipo retorno



De los cuatro tramos resultantes se identificó como los más afectados (por el volumen de la demanda, tanto existente como prevista) a los tres primeros; así mismo, dentro de ellos, se adoptó (tomando como base estadística los datos presentados, y extrapolados al problema en cuestión, en la encuesta origen-destino del año 2010: movilidad en el Área Metropolitana de Posadas) aquellos movimientos permitidos que, con certeza, se generan en número apreciable.

En función de lo dicho anteriormente se resolvió modelar la intersección en base al modelo propuesto en la figura 3.8, donde puede observarse a los dos primeros tramos operando como longitudes de entrecruzamiento, y al tercero de ellos, como rampa de acceso, los tres, con los respectivos movimientos posibles considerados.

Figura 3.8: Modelo propuesto para la intersección 1 tipo retorno



Intersección 2

También en este caso se trata de una intersección (prevista) tipo retorno, donde como antes, por su configuración, se dividió la intersección en cuatro tramos y fue necesario modelar las llamadas “rampas” de acceso a la ruta y las “longitudes de entrecruzamiento” en retornos. En la figura 3.9 está planteado el esquema de movimientos permitidos en la intersección, y en la figura 3.10 se muestra el modelo que fue propuesto, definido en base a los mismos criterios que los de la intersección 1.

Figura 3.9: Esquema de movimientos permitidos para la intersección 1 tipo retorno

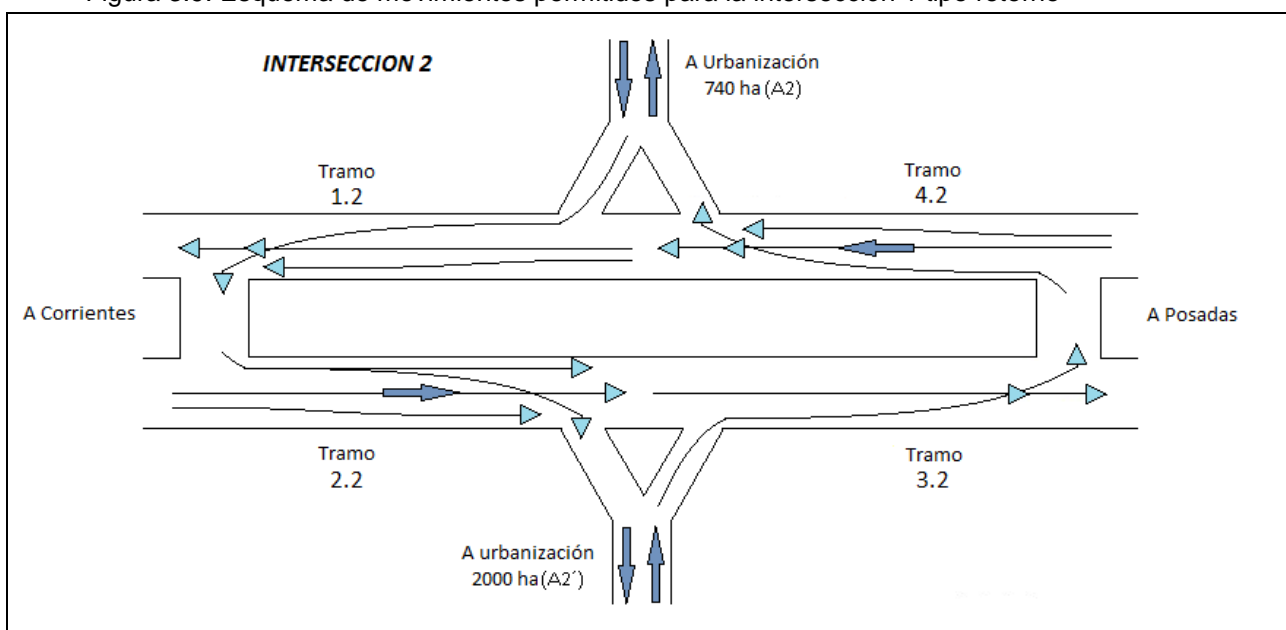
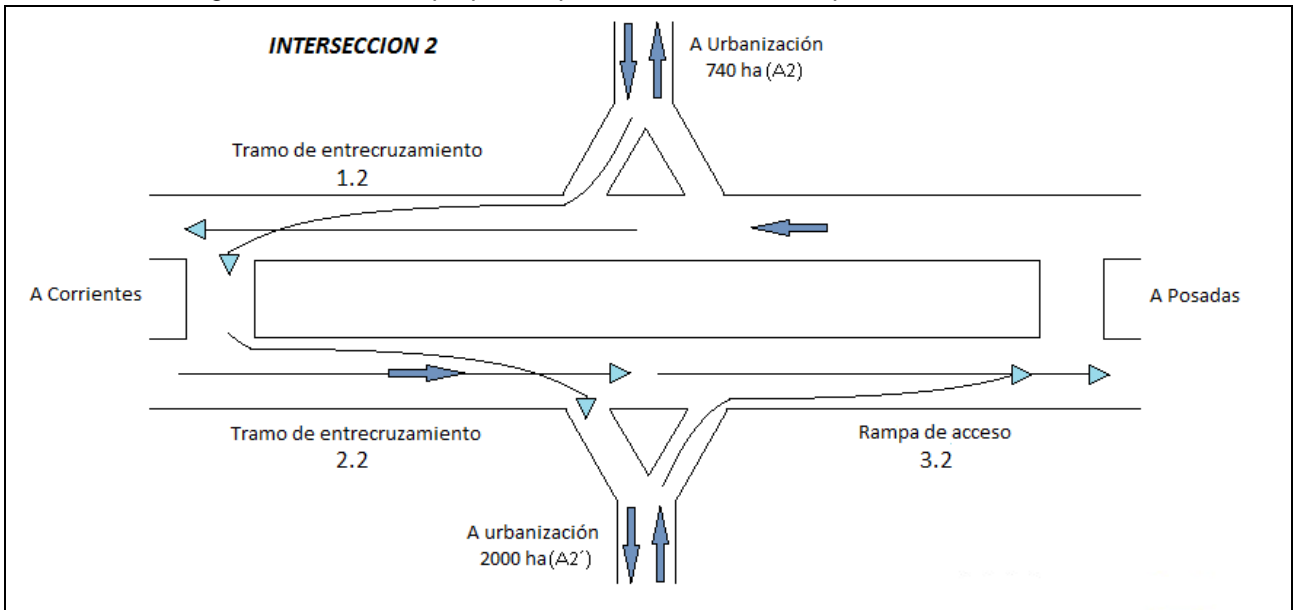


Figura 3.10: Modelo propuesto para la intersección 2 tipo retorno



Intersección 3

Se trata de una intersección, existente, tipo cruce semaforizado. Por su configuración no pudo caracterizarse como una intersección en T ni como una intersección en cruz. Permite el acceso (controlado por semáforos) perpendicular desde las colectoras a la calzada principal (Ruta 12) y desde un acceso lateral a la urbanización prevista de 740 ha. Esquemáticamente los movimientos permitidos, que se asumieron, son los que se muestran en las figuras 3.11 a 3.13:

Figura 3.11: Movimientos permitidos para la intersección 3

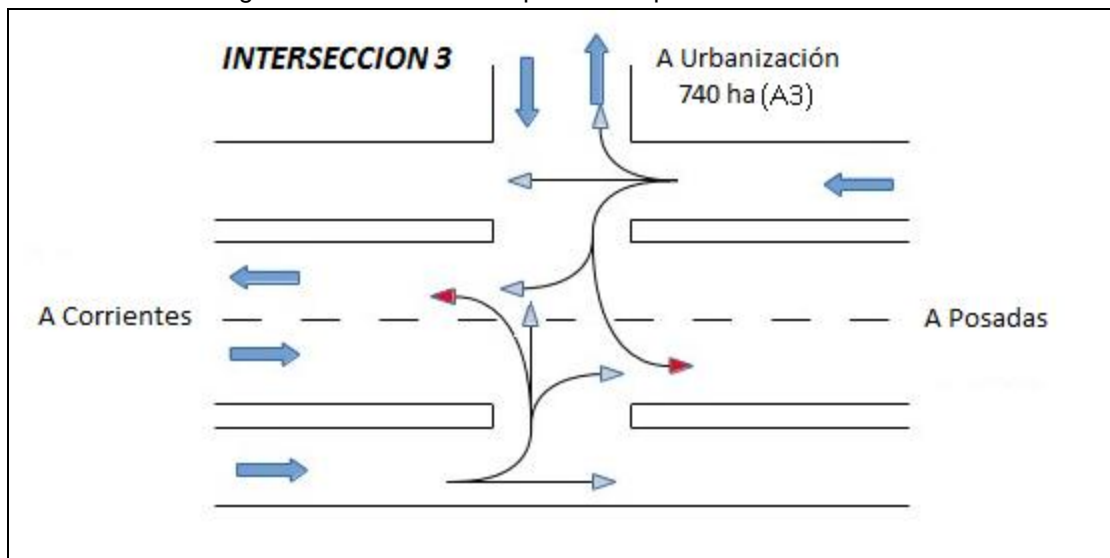


Figura 3.12: Movimientos permitidos para la intersección 3

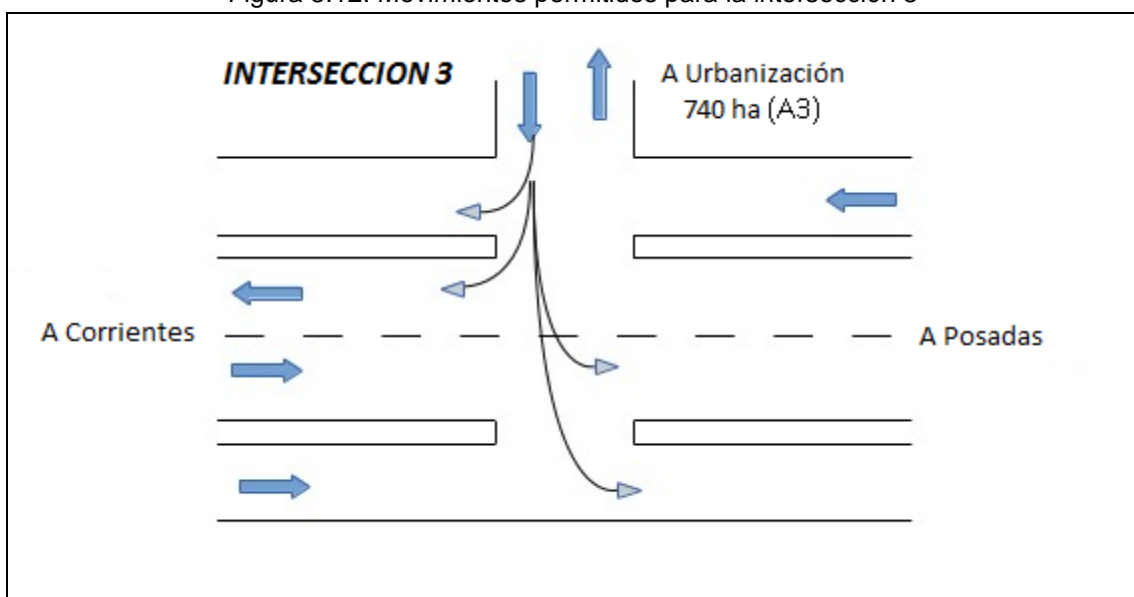
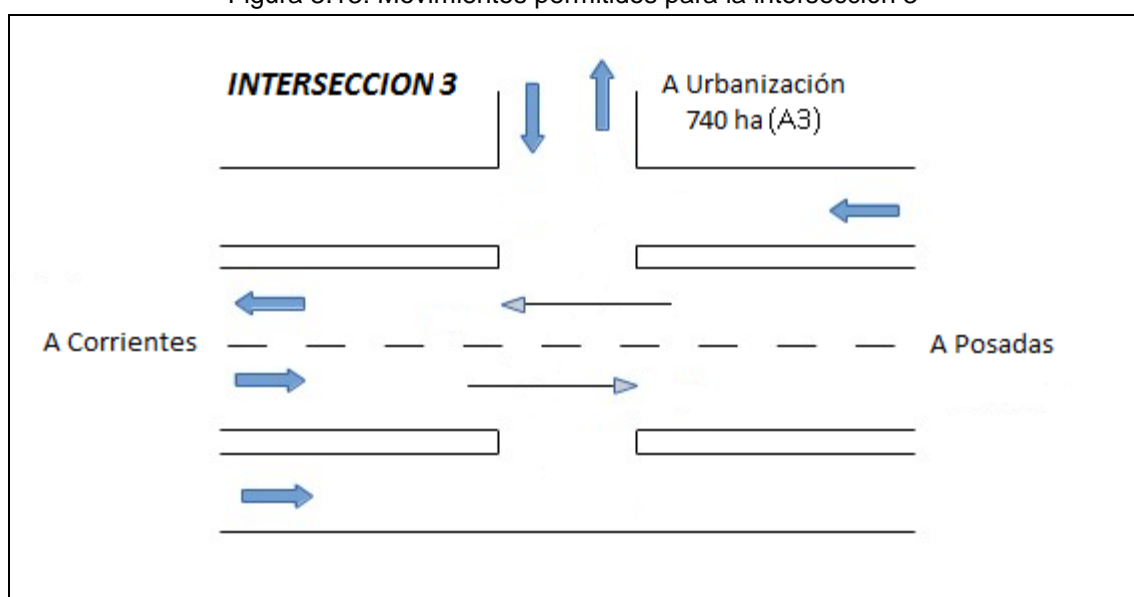


Figura 3.13: Movimientos permitidos para la intersección 3



Los movimientos marcados en rojo se encuadraron en una situación cercana a la infracción ya que son casi giros en U. Se encontraron numerosos movimientos en conflicto para los cuales fue difícil diseñar un esquema de ciclos y fases de semáforos que los permitiesen sin colas de espera que perjudicaran a otros movimientos. Ante la falta de datos y considerando la ubicación espacial de la intersección en cuestión, se asumió además que el movimiento de peatones sería muy reducido, caso contrario la situación resulta de mayor complejidad.

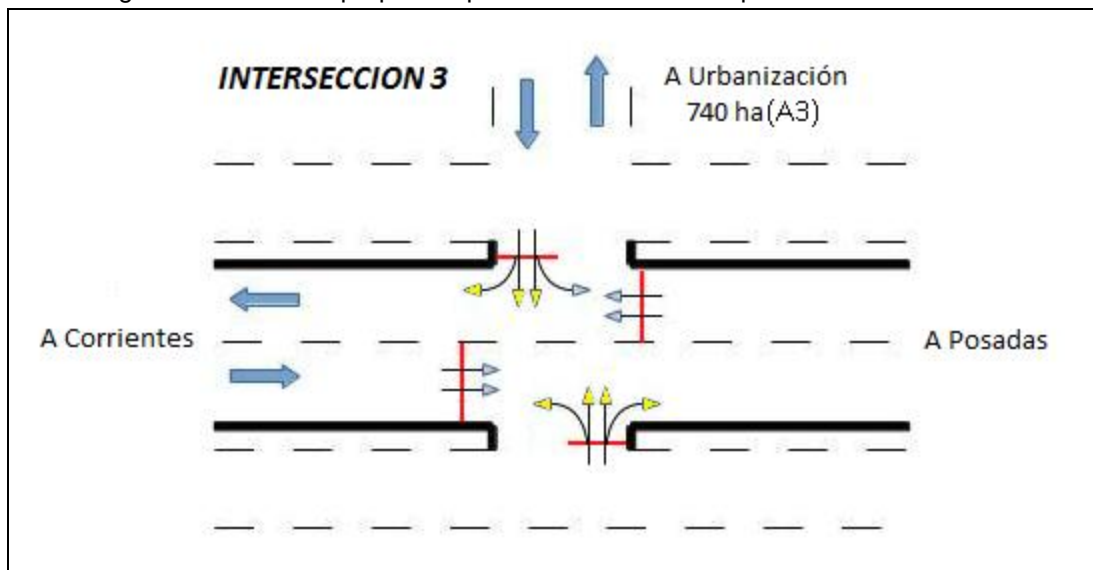
En líneas generales esta situación es tan particular que no pudo enmarcarse en tipologías estudiadas para establecer niveles de servicio. Con esto no se pretendió manifestar que la intersección tenga una operación mala, sino que tiene aspectos intratables por metodologías establecidas, sumados a que se desconocían datos

fundamentales tales como ciclo y fases del semáforo. Si bien no pudo asumirse que tenga un desempeño pobre, sus particularidades la han presentado con muchos movimientos conflictivos y en competencia, situación que hizo pensar que tiene más posibilidades de un peor desempeño que intersecciones más claras y tipificadas.

Aclarado esto, y sólo a modo de ejercicio conceptual, se analizó la calzada principal como si fuera una intersección en cruz, semaforizada, con cuatro accesos, de acuerdo al esquema de la figura 3.14. Se pautaron 3 fases, una para los accesos Norte y Sur (a Posadas y a Corrientes, respectivamente) y una para cada acceso lateral, Oeste y Este, (desde urbanización 740 ha y desde colectora, respectivamente) que permitieran todos los movimientos (incluso los giros a la izquierda). Es evidente que los resultados obtenidos no pueden extrapolarse directamente. Esta modelación asumió que se pueden formar colas detrás de las líneas de detención cuando en realidad estas obstaculizan las colectoras.

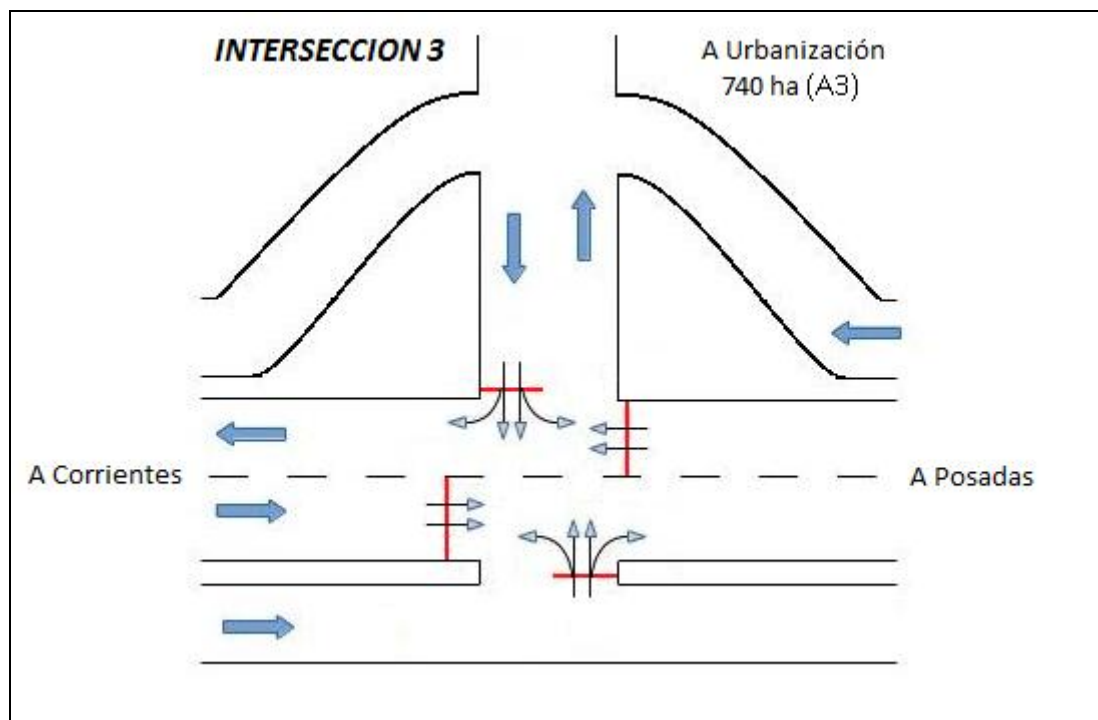
Los movimientos marcados en amarillo, en la figura 3.14, no eran conocidos. Para realizar un análisis más completo, de la intersección en cuestión, resultó conveniente considerarlos, por tal motivo se asignó para tales movimientos un porcentaje mínimo (se adoptó el 1% en la hora pico) del flujo vehicular pasante sobre la calzada principal.

Figura 3.14: Modelo propuesto para la intersección 3 tipo cruce semaforizado



Se observó que si la línea de detención se encuentra donde está marcado con trazos rojos, se formarían colas de espera sobre las calzadas colectoras (situación poco deseable). Para evitar esto podría ser más conveniente rediseñar las calzadas colectoras de manera que el acceso a la principal sea claramente más transversal y a su vez se brinde cierto margen espacial para la posible formación de colas. El esquema a continuación muestra (figura 3.15) conceptualmente como podría ser esta adaptación, en base a ella fue que se analizó a la intersección en cuestión.

Figura 3.15: Esquema de posible adaptación para la intersección 3 tipo cruce semaforizado



Intersección 4

Al igual que la anterior, se trata de una intersección (existente) en cruce semaforizado. Similarmente, por su conformación no pudo caracterizarse como una intersección en T ni una intersección en cruz. La misma permite el acceso perpendicular desde las colectoras a la calzada principal (permitiendo que el flujo vehicular, con destino a Posadas, proveniente del área A4 de la urbanización prevista de 740 ha, acceda a ruta 12, habiendo ingresado a dicha colectoras desde la rampa de acceso 1.5 de la intersección 5) y desde un acceso lateral (desde la urbanización prevista de 740 ha, aunque vale aclarar que la planimetría brindada de dato no muestra conexión directa).

Esquemáticamente los movimientos permitidos que se asumieron son los que se muestran en las figuras 3.16 a 3.18 a continuación:

Figura 3.16: Movimientos permitidos para la intersección 4

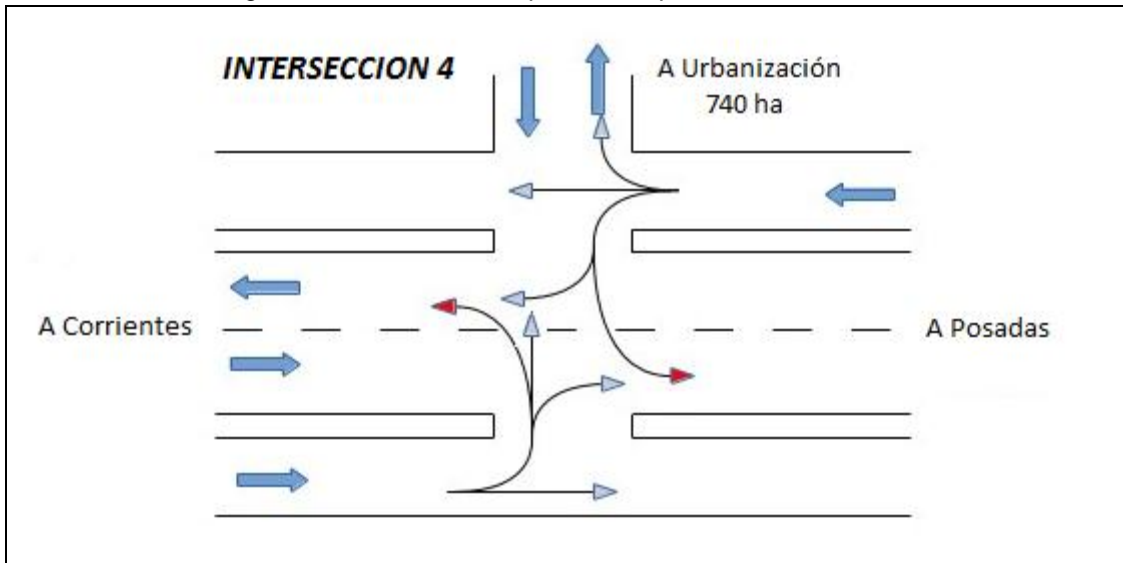


Figura 3.17: Movimientos permitidos para la intersección 4

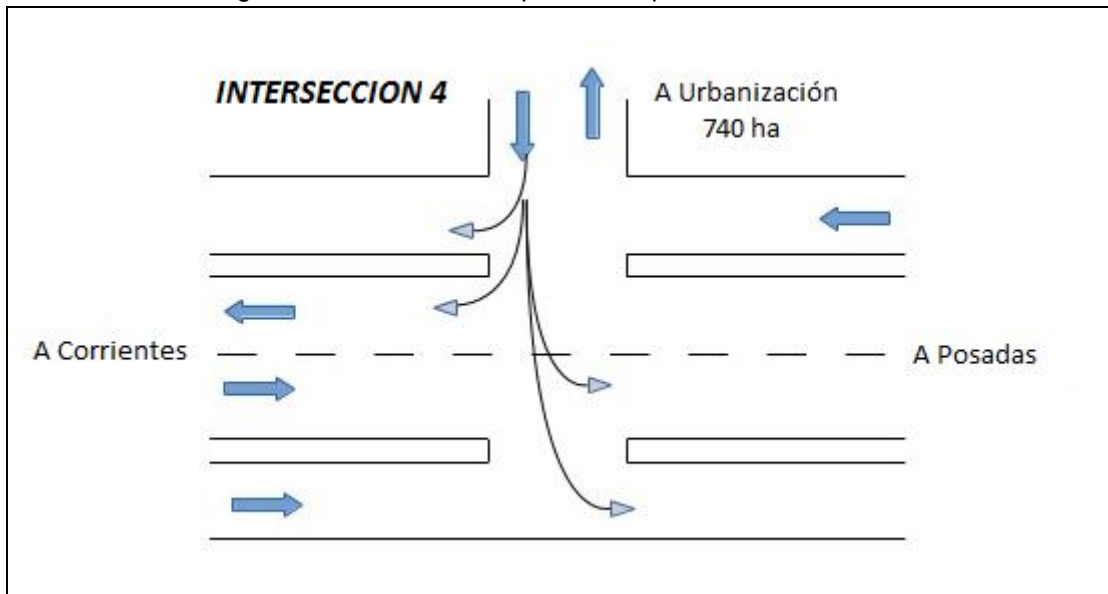
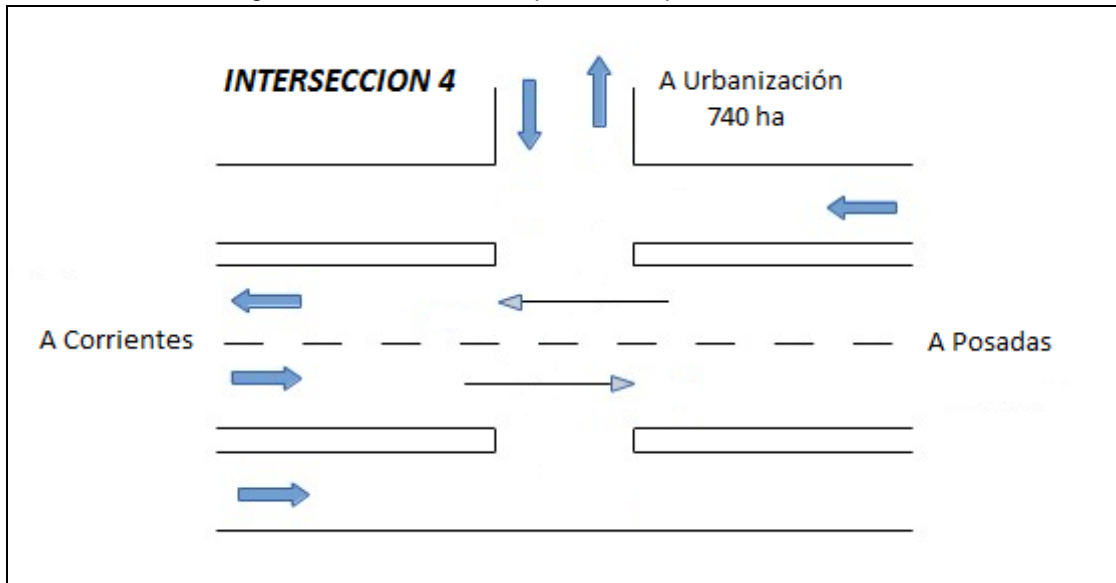


Figura 3.18: Movimientos permitidos para la intersección 4

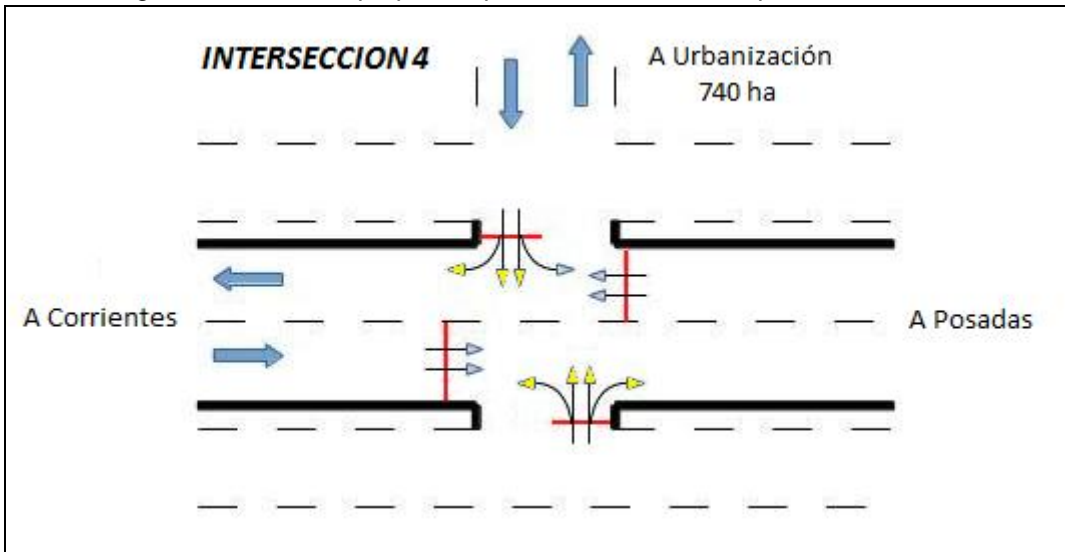


Dada la similitud planteada, entre esta intersección y la anterior, valen todos los comentarios y aclaraciones realizadas en aquella (intersección 3).

Aclarado esto, y sólo a modo de ejercicio conceptual, se analizó la calzada principal como si fuera una intersección en cruz, semaforizada, con cuatro accesos, de acuerdo al esquema de la figura 3.19. Se pautaron 3 fases, una para los accesos Norte y Sur (a Posadas y a Corrientes, respectivamente) y una para cada acceso lateral, Oeste y Este, (desde urbanización 740 ha y desde colectora, respectivamente) que permitieran todos los movimientos (incluso los giros a la izquierda). Es evidente que los resultados obtenidos no pueden extrapolarse directamente pero es lo más cercano a un análisis que pudo realizarse.

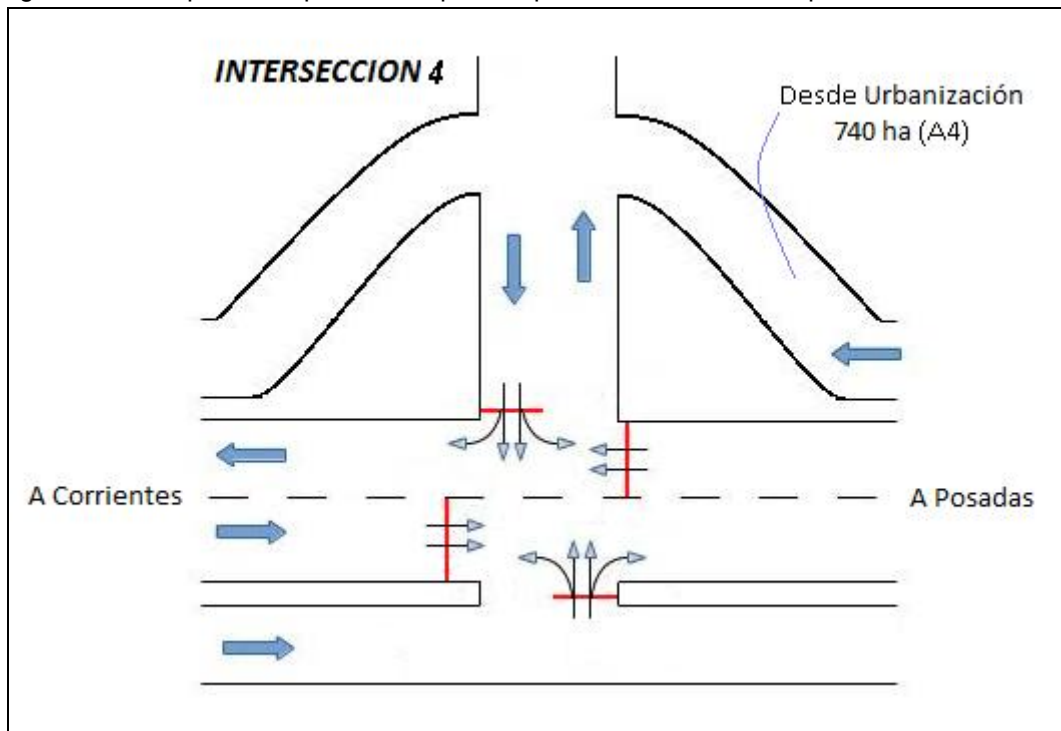
Los movimientos marcados en amarillo, en la figura 3.19, no eran conocidos. Para realizar un análisis más completo, de la intersección en cuestión, resultó conveniente considerarlos, por tal motivo se asignó para tales movimientos un porcentaje mínimo (se adopta el 1% en hora pico) del flujo vehicular pasante sobre la calzada principal.

Figura 3.19: Modelo propuesto para la intersección 4 tipo cruce semaforizado



También aquí, se observó que si la línea de detención se encuentra donde está marcado con trazos rojos, se formarían colas de espera sobre las calzadas colectoras (situación poco deseable). Para evitar esto podría ser más conveniente rediseñar las calzadas colectoras de manera que el acceso a la principal sea claramente más transversal y a su vez se brinde cierto margen espacial para la, posible, formación de colas. La figura 3.20 muestra conceptualmente como podría ser esta adaptación, es en base a ella que se analizó a dicha intersección.

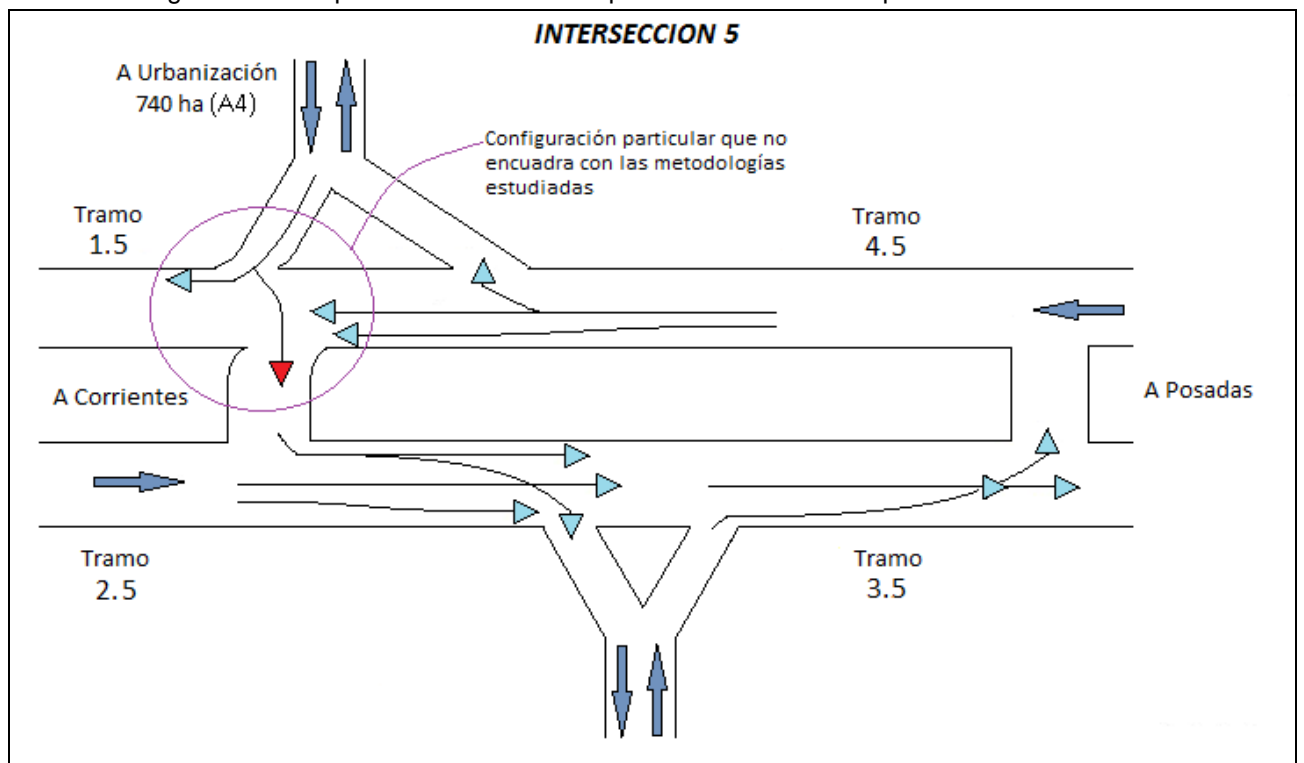
Figura 3.20: Esquema de posible adaptación para la intersección 4 tipo cruce semaforizado



Intersección 5

Se trata de una intersección (existente) tipo retorno, ésta brinda conexión directa, entre el área A4 de la urbanización prevista de 740 ha y la calzada principal. Por la tipología en que se enmarca la intersección bajo estudio cabría modelarla como una serie de rampas de acceso y longitudes de entrecruzamiento (caso similar al de las intersecciones 1 y 2), pero de la observación de la planimetría se distinguió que la sección de ingreso del acceso a la calzada principal, y el ingreso a la calzada de retorno en dirección S-N (Corrientes-Posadas) se encuentran prácticamente sobre la misma sección transversal y presentando acampanamientos inversos. Esta situación es tan particular que no pudo enmarcarse en las metodologías estudiadas para establecer niveles de servicio. Con esto no se pretendió manifestar que la intersección tenga una operación mala, sino que tiene aspectos intratables por metodologías establecidas. Si bien no pudo asumirse que tenga un desempeño pobre, sus particularidades la presentan con movimientos que aparentarían ser riesgosos (movimiento rojo en figura), situación que indicaría que tiene más posibilidades de un peor desempeño que intersecciones más claras y tipificadas. Lo expuesto se resume en la figura 3.21:

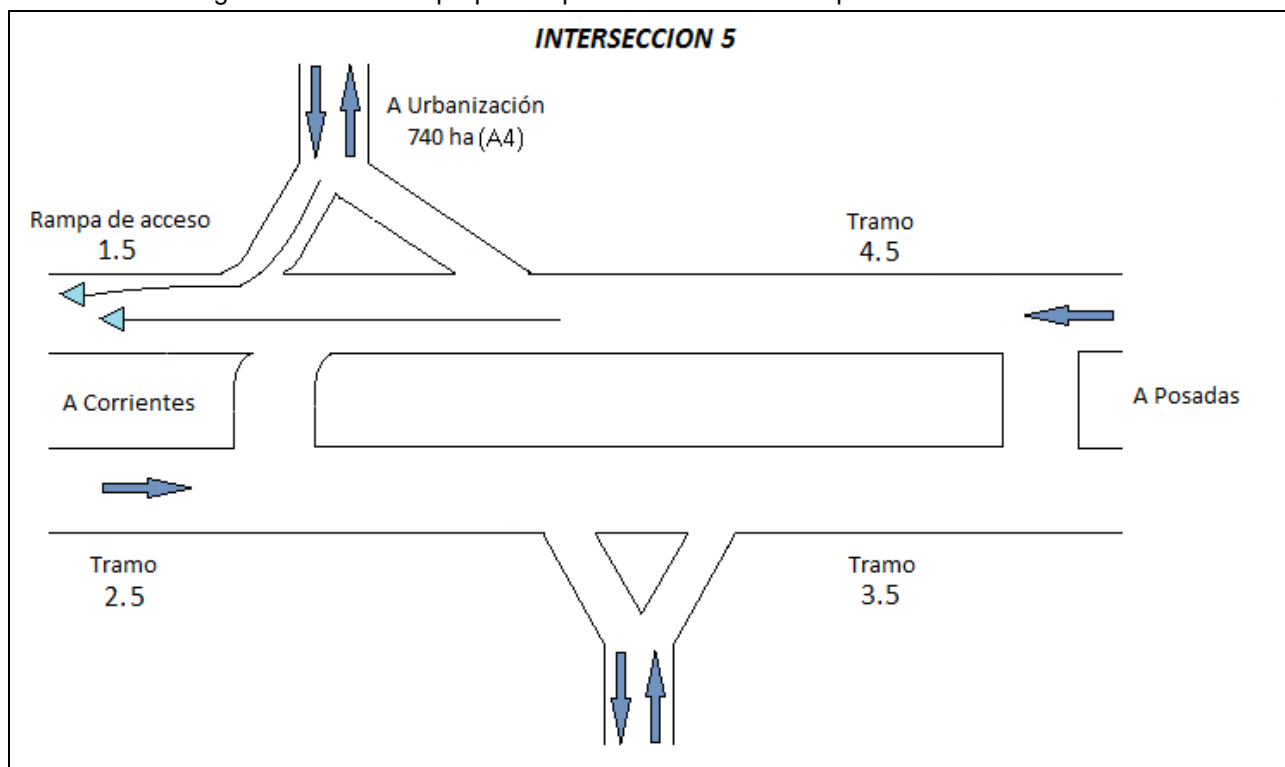
Figura 3.21: Esquema de movimientos para la intersección 5 tipo retorno



Por motivo de lo expresado, en este primer escenario, se planteó el ingreso a calzada principal del flujo vehicular, perteneciente a la urbanización prevista de 740 ha (área A4), en dirección Posadas-Corrientes, a través de la rampa de acceso (funcionando como tal) ubicada sobre el tramo 1.5; rampa que se complementó (en este escenario, como se manifestó inicialmente) con la intersección 4 (no semaforizada) para canalizar a dicho flujo hacia la ciudad de Posadas. Por tal motivo, resultó solo dicha instalación, en el presente escenario, objeto de análisis en la intersección 5 (evidentemente en la rampa de egreso, tramo 4.5, no se generan movimientos de conflicto por lo que su análisis no se aborda, situación semejante se presentó en las intersecciones 1 y 2).

La figura 3.22 muestra el modelo propuesto:

Figura 3.22: Modelo propuesto para la intersección 5 tipo retorno



Intersección 6

Se trata de una intersección (existente) tipo retorno, es la más próxima a la ciudad de Posadas dentro del tramo de ruta analizado, brinda conexión directa a la ciudad a través del acceso a Av. Ulises López y el acceso a Av. Quaranta. En la figura 3.23 se puede observar el esquema de movimientos permitidos.

El interés en su análisis se fundamenta en que evidentemente no todo el flujo vehicular, tanto el existente como el previsto, ingresará a (y egresará de) Posadas a través del acceso a Av. Quaranta, sino que parte del mismo lo hará por el acceso a Av. Ulises López. Es así que se presentó la necesidad de analizar particularmente los tramos 1.6 (rampa de acceso) y 4.6 (longitud de entrecruzamiento) correspondientes a la intersección 6. Se adoptó (ante la falta de datos) como hipótesis de cálculo que éste retorno permite que un 30% y un 20% de los flujos vehiculares (generados en las nuevas urbanizaciones y existente en RN N° 12 respectivamente) se canalicen hacia, y desde, la ciudad de Posadas por Avenida Ulises López (ver figura 1.1, página 9); así mismo se adoptó aquellos movimientos permitidos que, con certeza, se generan en número apreciable.

En la figura 3.24 se puede observar el modelo de cálculo propuesto.

Figura 3.23: Esquema de movimientos permitidos para la intersección 6 tipo retorno

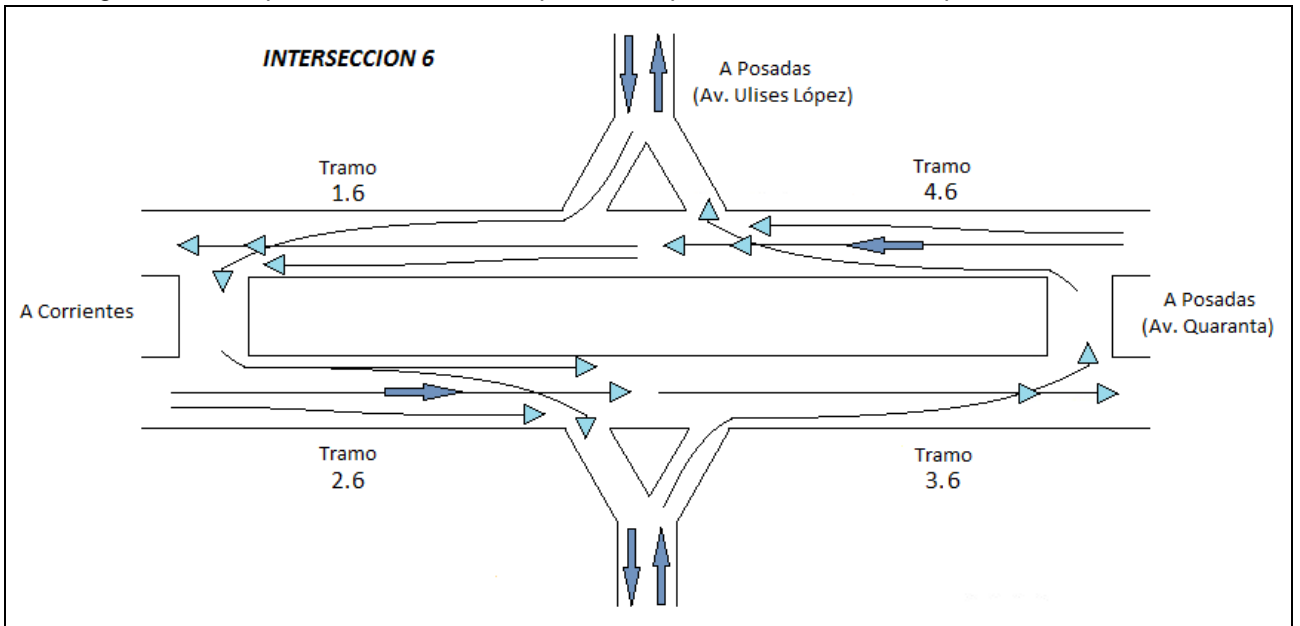
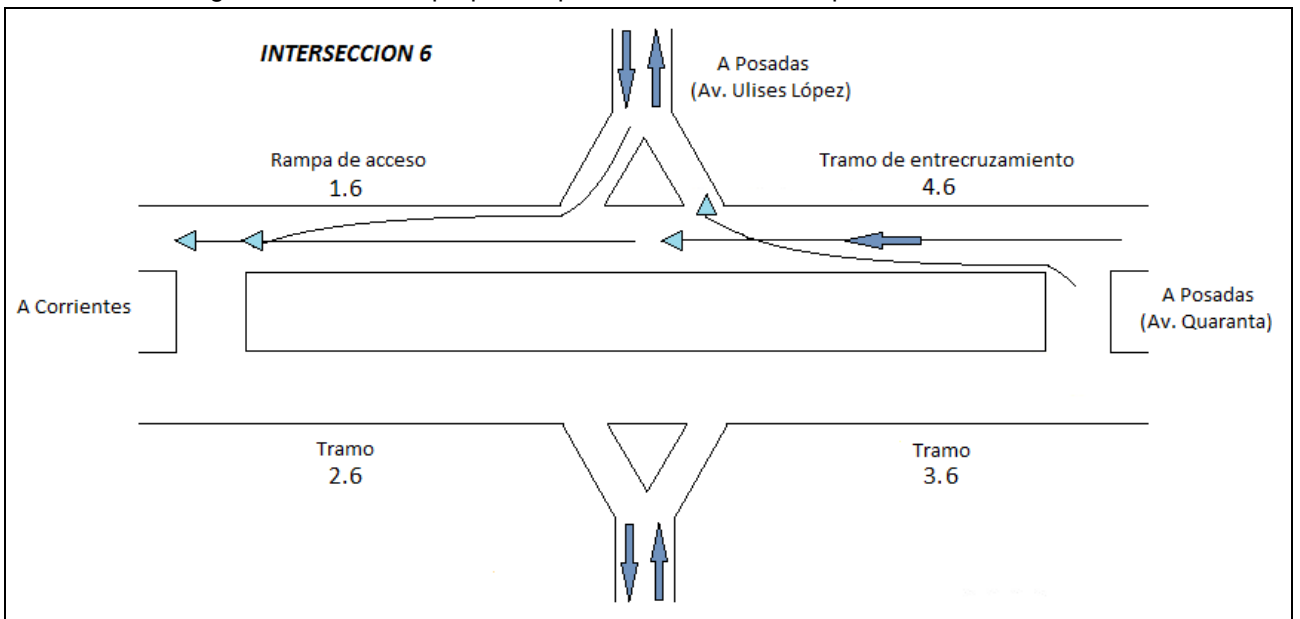


Figura 3.24: Modelo propuesto para la intersección 6 tipo retorno



3.3.2. Escenario de cálculo 2

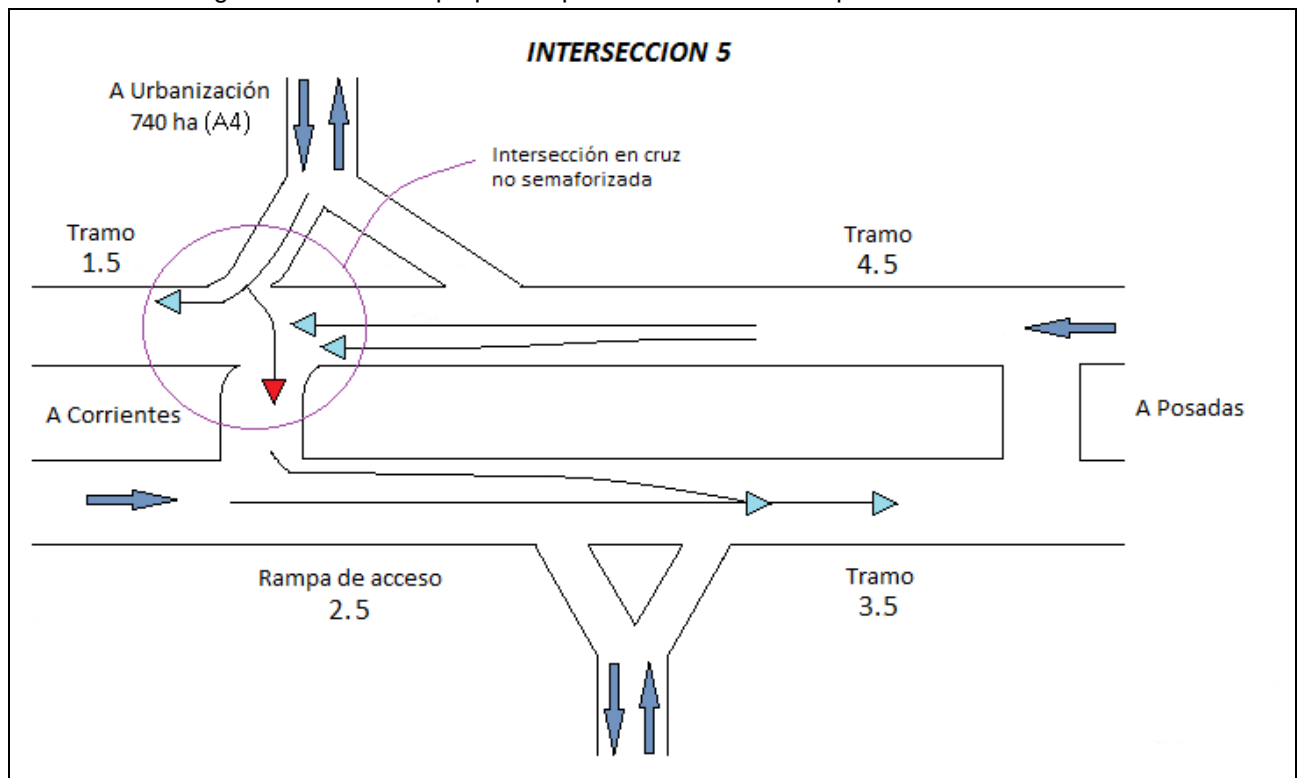
En este segundo escenario de cálculo que se planteó son válidos los comentarios, hipótesis y modelos propuestos para las intersecciones (previstas) tipo retorno, 1 y 2, la intersección 3 (existente) tipo cruz semaforizada y la intersección 6 (existente) tipo retorno. La intersección 4 (existente) tipo cruz semaforizada no se consideró en el presente escenario y la intersección 5 (existente) fue modelada de acuerdo a lo seguidamente expuesto.

Intersección 5

En este segundo escenario, se asumió que el flujo vehicular proveniente de la urbanización prevista de 740 ha (área A4) se canaliza a través de la intersección 5 en dirección Corrientes-Posadas (S-N), operando ésta como intersección en cruz no semaforizada, debiendo pasar a continuación, para seguir su paso hacia la ciudad de Posadas, por la rampa de acceso, a mano izquierda, perteneciente al tramo 2.5 de la intersección 5. El regreso continúa materializándose por la rampa de egreso, tramo 4.5, que por los mismos motivos ya establecidos se prescindió de su análisis. En la figura 3.25 se presenta gráficamente lo anteriormente expuesto.

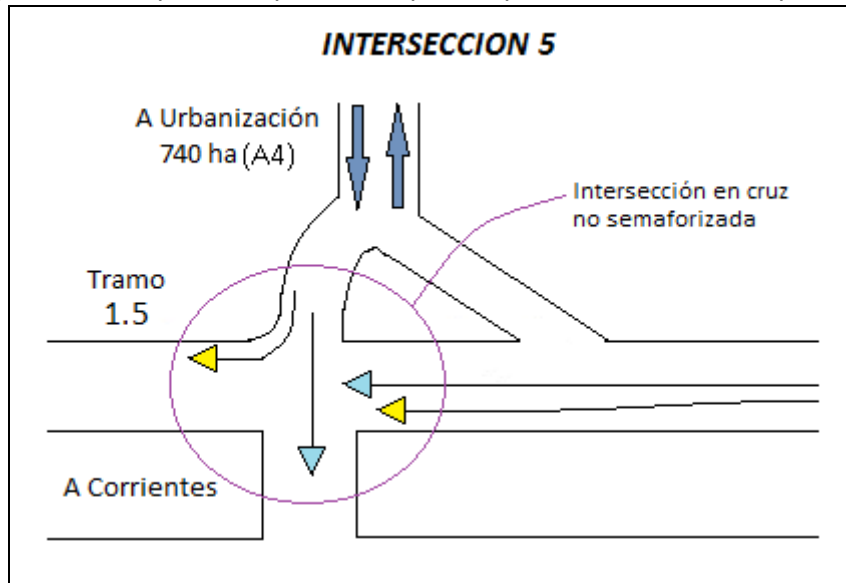
Para evitar maniobras riesgosas (poco deseables) a través de la intersección en cruz planteada, dada su geometría acampanada, se observó que podría ser más conveniente rediseñar el acceso en cuestión de manera que el mismo sea claramente más transversal a la calzada principal. La figura 3.26 muestra, conceptualmente, como podría ser esta adaptación, es este el esquema de cálculo que se empleó.

Figura 3.25: Modelo propuesto para la intersección 5 tipo retorno



Los movimientos marcados en amarillo, en la figura 3.26, no resultaron conocidos. Para realizar un análisis más completo, de la intersección en cuestión, fue conveniente considerarlos, por tal motivo se asignó para tales movimientos un porcentaje mínimo (se adopta el 1% en hora pico) del flujo vehicular pasante sobre la calzada principal.

Figura 3.26: Esquema de posible adaptación para la intersección 2 tipo retorno



3.3.3. Escenario de cálculo 3

En este tercer escenario de cálculo que se planteó son válidos los comentarios, hipótesis y modelos propuestos para las intersecciones (previstas) tipo retorno, 1 y 2, la intersección 3 (existente) tipo cruz semaforizada y la intersección 6 (existente) tipo retorno. La intersección 4 (existente) tipo cruz semaforizada no es considerado en el presente escenario y la intersección 5 (existente) fue modelada de acuerdo a lo seguidamente expuesto.

Intersección 5

Se asumió que el flujo vehicular proveniente de la urbanización prevista de 740 ha (área A4) se canaliza a través de la intersección 5 en dirección Corrientes-Posadas (S-N) operando ésta como intersección tipo retorno, para lo cual se propuso como alternativa rediseñarla buscando que la misma opere como tal; en la figura 3.27 se muestra, conceptualmente, la posible adaptación. Luego, de esta manera el flujo vehicular, en su paso hacia la ciudad de Posadas, transitará el tramo entrecruzado 1.5 y la rampa de acceso, a mano izquierda, perteneciente al tramo 2.5; ambos de la intersección 5. El regreso continúa materializándose por la rampa de egreso, tramo 4.5, que por los mismos motivos ya establecidos se prescindió de su análisis. En la figura 3.28 se presenta el esquema de análisis que fue propuesto; se aclara que, como en todos los casos que fueron analizados, se adoptó aquellos movimientos permitidos que, con certeza, se generan en número apreciable.

Figura 3.27: Esquema de posible adaptación y movimientos permitidos para la intersección 5 tipo retorno

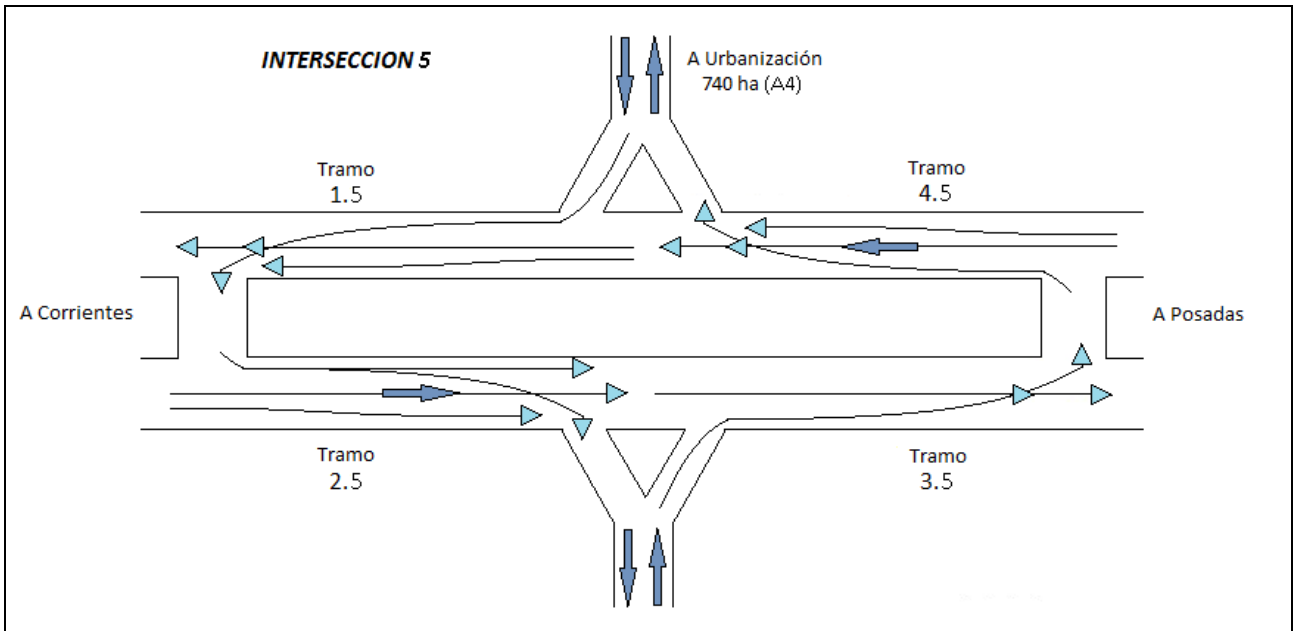
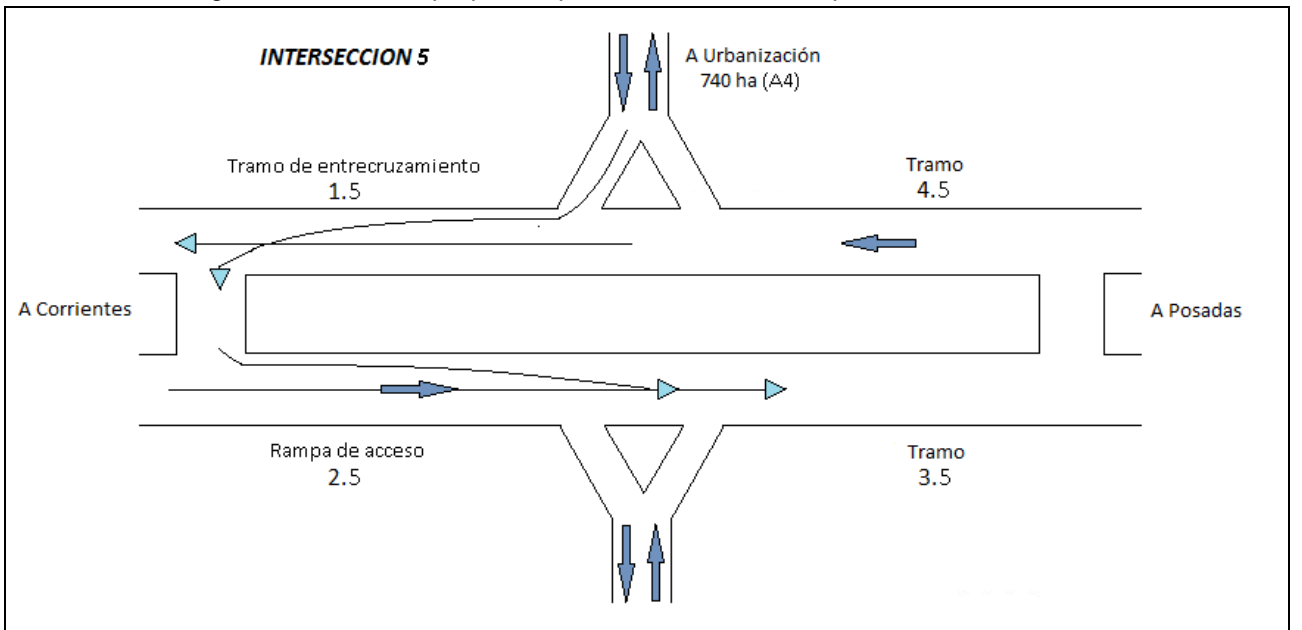


Figura 3.28: Modelo propuesto para la intersección 5 tipo retorno



CAPÍTULO 4: RESULTADOS DEL ANÁLISIS



CAPÍTULO 4: RESULTADOS DEL ANÁLISIS

En este capítulo se exponen las tablas con los resultados principales del análisis de Capacidad y Nivel de Servicio de las intersecciones bajo estudio, el cual fue realizado, como ya se mencionó anteriormente, mediante el software complementario del HCM (Manual de Capacidad de Carreteras) denominado HCS-2000. En el anexo 2 se adjuntan las entradas (datos geométricos, de tránsito, etc., ingresados en cada caso en particular) y salidas principales que genera el mencionado programa.

4.1. ESCENARIO 1

4.1.1. Año de análisis 2014

Tabla 4.1: Análisis de rampas de acceso, escenario 1, año 2014.

Rampas de acceso	Año de análisis 2014		Control de capacidad						
			VF0		VR12				
Intersección	Rampa de acceso	Hora Pico	Actual	Verifica	Actual	Verifica	DR	NS	SR
1	3.1	M1	1001	SI	1001	SI	3,8	A	94
2	3.2	M1	1547	SI	1547	SI	8,0	B	98
5	1.5	M2	1676	SI	1676	SI	9,7	B	97
6	1.6	M2	2112	SI	2112	SI	12,1	C	96

- VF0: flujo total máximo resultante de la fusión de flujos autopista-rampa (veh/h)
- VR12: flujo total máximo de entrada en el área de influencia de rampa (veh/h)
- DR: densidad de flujo dentro de la zona de influencia de rampa
- NS: nivel de servicio dentro de la zona de influencia de rampa
- SR: velocidad media de los vehículos dentro de la zona de influencia de rampa (Km/h)

Nota: Todos los flujos, a los que se hace referencia, son para las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h).

Tabla 4.2: Análisis de longitudes de entrecruzamiento, escenario 1, año 2014.

Intersección	Tramo entrecruzado		Año de análisis 2014					Control de limitaciones							
								a		b		c		d	
	Tramo entrecruzado	Tipo	Hora Pico	Operación	S	D	NS	Vw	Verifica	Vm	Verifica	VR	Verifica	R	Verifica
1	1.1	C	M1	Restringida	84	0,68	A	228	SI	57	SI	1	NO	0,22	SI
	2.1	C	M2	Restringida	55	3,86	A	842	SI	213	SI	0,99	NO	0,22	SI
2	1.2	C	M1	Restringida	80	0,97	A	310	SI	77	SI	1,00	NO	0,43	NO
	2.2	C	M2	Restringida	64	2,92	A	718	SI	186	SI	0,96	NO	0,49	NO
6	4,6	C	M2	Restringida	51	6,78	B	1385	SI	346	SI	1	NO	0,11	SI

- S: velocidad media de todos los vehículos en el segmento de entrecruzamiento (km/h),
- D: densidad media de todos los vehículos en el segmento de cruzamiento (veh/km/Carril).
- NS: nivel de servicio del segmento de entrecruzamiento
- Vw: flujo que cruza en el segmento de entrecruzamiento (veh/h)
- Vm: flujo total medio por carril (V/N)(veh/h/carril)
- V: flujo total en el segmento de entrecruzamiento (veh/h);
- N: número total de carriles en el segmento de entrecruzamiento
- VR: proporción de vehículos que se cruzan, respecto al flujo total
- R: relación de entrecruzamiento (relación entre el menor flujo que realiza maniobras de cruce, en un sentido, y el flujo total que realiza maniobras de cruce)
- a: Capacidad máxima aceptable dentro de la longitud de entrecruzamiento.
- b: Capacidad básica de la autopista.
- c: Si VR máximo es excedido, se espera que el segmento no funcione bien, operaciones pobres y posible formación de colas de espera locales.
- d: Si R máximo es excedido, puede darse una disminución del nivel de servicio del segmento de entrecruzamiento.

Nota: Todos los flujos, a los que se hace referencia, son para las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h)

Tabla 4.3: Análisis de intersección en cruz semaforizada, escenario 1, año 2014.

Intersección semaforizada	Año de análisis 2014			Sentido de análisis: Lte. c/Corrientes - Posadas				Momento pico: M1 (7 hs)	
	V	C	V/C	Grupo de carriles		Acceso		Intersección	
Demora (seg/veh)				NS	Demora (seg/veh)	NS	Demora (seg/veh)	NS	
Intersección 3									
Acceso/ grupo de carriles									
En dirección Norte								19,20	B
<i>Paso de frente</i>	157	1516	0,10	7,90	A	7,90	A		
En dirección Sur									
<i>Paso de frente</i>	1457	1791	0,81	17,30	B	17,30	B		
En dirección Oeste									
<i>Izquierda/frente/derecha</i>	352	570	0,62	31,80	C	31,80	C		
En dirección Este									
<i>Izquierda/frente/derecha</i>	12	280	0,04	29,70	C	29,70	C		

- V: flujo vehicular horario, ajustado por el FHP (veh/h)
- C: capacidad del grupo de carriles (veh/h)
- NS: nivel de servicio

Tabla 4.4: Análisis de intersección en cruz semaforizada, escenario 1, M1 año 2014.

Intersección semaforizada	Año de análisis 2014			Sentido de análisis: Lte. c/Corrientes - Posadas				Momento pico: M1 (7 hs)	
	V	C	V/C	Grupo de carriles		Acceso		Intersección	
Demora (seg/veh)				NS	Demora (seg/veh)	NS	Demora (seg/veh)	NS	
Intersección 4									
Acceso/ grupo de carriles									
En dirección Norte								16,40	B
<i>Paso de frente</i>	157	1780	0,09	7,90	A	5,70	A		
En dirección Sur									
<i>Paso de frente</i>	1808	2104	0,86	17,30	B	16,50	B		
En dirección Oeste									
<i>Izquierda/frente/derecha</i>	76	374	0,20	31,80	C	33,50	C		
En dirección Este									
<i>Izquierda/frente/derecha</i>	12	245	0,05	29,70	C	34,70	C		

- V: flujo vehicular horario, ajustado por el FHP (veh/h)
- C: capacidad del grupo de carriles (veh/h)
- NS: nivel de servicio

4.1.2. Año de análisis 2024

Tabla 4.5: Análisis de rampas de acceso, escenario 1, año 2024.

Rampas de acceso	Año de análisis 2024		Control de capacidad						
			VF0		VR12				
Intersección	Rampa de acceso	Hora Pico	Actual	Verifica	Actual	Verifica	DR	NS	SR
1	3.1	M1	1346	SI	1346	SI	5,4	A	94
2	3.2	M1	2078	SI	2078	SI	10,5	B	98
5	1.5	M2	2254	SI	2254	SI	12,4	C	97
6	1.6	M2	2837	SI	2837	SI	15,5	C	95

- VF0: flujo total máximo resultante de la fusión de flujos autopista-rampa (veh/h)
- VR12: flujo total máximo de entrada en el área de influencia de rampa (veh/h)
- DR: densidad de flujo dentro de la zona de influencia de rampa
- NS: nivel de servicio dentro de la zona de influencia de rampa
- SR: velocidad media de los vehículos dentro de la zona de influencia de rampa (Km/h)

Nota: Todos los flujos, a los que se hace referencia, son para las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h).

Tabla 4.6: Análisis de longitudes de entrecruzamiento, escenario 1, año 2024.

Intersección	Tramo entrecruzado		Año de análisis 2024					Control de limitaciones							
								a		b		c		d	
	Tramo entrecruzado	Tipo	Hora Pico	Operación	S	D	NS	Vw	Verifica	Vm	Verifica	VR	Verifica	R	Verifica
1	1.1	C	M1	Restringida	79	0,97	A	307	SI	76	SI	1	NO	0,22	SI
	2.1	C	M2	Restringida	51	5,66	A	1132	SI	286	SI	0,99	NO	0,22	SI
2	1.2	C	M1	Restringida	75	1,4	A	418	SI	104	SI	1,00	NO	0,43	NO
	2.2	C	M2	Restringida	58	4,29	A	964	SI	250	SI	0,96	NO	0,49	NO
6	4,6	C	M2	Restringida	47	9,97	B	1863	SI	465	SI	1	NO	0,11	SI

- S: velocidad media de todos los vehículos en el segmento de entrecruzamiento (km/h),
- D: densidad media de todos los vehículos en el segmento de cruzamiento (veh/km/Carril).
- NS: nivel de servicio del segmento de entrecruzamiento
- Vw: flujo que cruza en el segmento de entrecruzamiento (veh/h)
- Vm: flujo total medio por carril (V/N)(veh/h/carril)
- V: flujo total en el segmento de entrecruzamiento (veh/h);
- N: número total de carriles en el segmento de entrecruzamiento
- VR: proporción de vehículos que se cruzan, respecto al flujo total
- R: relación de entrecruzamiento (relación entre el menor flujo que realiza maniobras de cruce, en un sentido, y el flujo total que realiza maniobras de cruce)
- a: Capacidad máxima aceptable dentro de la longitud de entrecruzamiento.
- b: Capacidad básica de la autopista.
- c: Si VR máximo es excedido, se espera que el segmento no funcione bien, operaciones pobres y posible formación de colas de espera locales.
- d: Si R máximo es excedido, puede darse una disminución del nivel de servicio del segmento de entrecruzamiento.

Nota: Todos los flujos, a los que se hace referencia, son para las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h)

Tabla 4.7: Análisis de intersección en cruz semaforizada, escenario 1, año 2024.

Intersección semaforizada	Año de análisis 2024			Sentido de análisis: Lte. c/Corrientes - Posadas				Momento pico: M1 (7 hs)	
	V	C	V/C	Grupo de carriles		Acceso		Intersección	
Demora (seg/veh)				NS	Demora (seg/veh)	NS	Demora (seg/veh)	NS	
Intersección 3									
Acceso/ grupo de carriles									
En dirección Norte								57,70	E
<i>Paso de frente</i>	211	1516	0,14	8,10	A	8,10	A		
En dirección Sur									
<i>Paso de frente</i>	1957	1791	1,09	67,30	E	67,30	E		
En dirección Oeste									
<i>Izquierda/frente/derecha</i>	472	570	0,83	41,00	D	41,00	D		
En dirección Este									
<i>Izquierda/frente/derecha</i>	21	280	0,08	30,00	C	30,00	C		

- V: flujo vehicular horario, ajustado por el FHP (veh/h)
- C: capacidad del grupo de carriles (veh/h)
- NS: nivel de servicio

Tabla 4.8: Análisis de intersección en cruz semaforizada, escenario 1, M1 año 2024.

Intersección semaforizada	Año de análisis 2024			Sentido de análisis: Lte. c/Corrientes - Posadas				Momento pico: M1 (7 hs)	
	V	C	V/C	Grupo de carriles		Acceso		Intersección	
Demora (seg/veh)				NS	Demora (seg/veh)	NS	Demora (seg/veh)	NS	
Intersección 4									
Acceso/ grupo de carriles									
En dirección Norte								80,70	F
<i>Paso de frente</i>	211	1780	0,12	5,80	A	5,80	A		
En dirección Sur									
<i>Paso de frente</i>	2427	2104	1,15	89,50	F	89,50	F		
En dirección Oeste									
<i>Izquierda/frente/derecha</i>	102	374	0,27	34,30	C	34,30	C		
En dirección Este									
<i>Izquierda/frente/derecha</i>	21	245	0,09	35,10	D	35,10	D		

- V: flujo vehicular horario, ajustado por el FHP (veh/h)
- C: capacidad del grupo de carriles (veh/h)
- NS: nivel de servicio

4.2. ESCENARIO 2

En este escenario lo que varía son los resultados en la intersección 5, ya que se cambió su modelo de cálculo respecto al primer escenario. La intersección 4 no se consideró, y las intersecciones 1, 2, 3 y 6 no se variaron.

4.2.1. Año de análisis 2014

Tabla 4.9: Análisis de rampas de acceso, escenario 2, año 2014.

Rampas de acceso	Año de análisis 2014		Control de capacidad						
			VF0		VR12				
Intersección	Rampa de acceso	Hora Pico	Actual	Verifica	Actual	Verifica	DR	NS	SR
5	2.5	M1	1989	SI	2218	SI	10,9	B	97

- VF0: flujo total máximo resultante de la fusión de flujos autopista-rampa (veh/h)
- VR12: flujo total máximo de entrada en el área de influencia de rampa (veh/h)
- DR: densidad de flujo dentro de la zona de influencia de rampa
- NS: nivel de servicio dentro de la zona de influencia de rampa
- SR: velocidad media de los vehículos dentro de la zona de influencia de rampa (Km/h)

Nota: Todos los flujos, a los que se hace referencia, son para las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h).

Tabla 4.10: Análisis de intersección en cruz no semaforizada, escenario 2, M1 año 2014.

Intersección no semaforizada		Año de análisis 2014	
Sentido de análisis: Lte. c/Corrientes - Posadas		Momento pico: M1 (7 hs)	
Intersección 5	Movimiento		
	Norte	Oeste	
	4	11	12
Carril	Izquierda	Paso de frente	Derecha
V	1	74	1
Cm	1585	685	966
V/Cm	0,00	0,11	0,00
Longitud de cola (veh) (percentil 95)	0,00	0,36	0,00
Demora control (seg/veh)	7,3	10,9	8,7
NS	A	B	A
Demora acceso (seg/veh)	-	10,9	-
NS acceso	-	B	-

- V: flujo vehicular horario, ajustado por el FHP (veh/h)
- Cm: capacidad del movimiento i (veh/h)
- NS: nivel de servicio

Tabla 4.11: Análisis de intersección en cruz no semaforizada, escenario 2, M2 año 2014.

Intersección no semaforizada		Año de análisis 2014	
Sentido de análisis: Posadas - Lte. c/Corrientes		Momento pico: M2 (12 hs)	
Intersección 5	Movimiento		
	Norte	Oeste	
	4	11	12
Carril	Izquierda	Paso de frente	Derecha
V	7	15	7
Cm	1585	135	369
V/Cm	0,00	0,11	0,02
Longitud de cola (veh) (percentil 95)	0,01	0,37	0,06
Demora control (seg/veh)	7,3	35	14,9
NS	A	D	B
Demora acceso (seg/veh)	-	28,6	-
NS acceso		D	

- V: flujo vehicular horario, ajustado por el FHP (veh/h)
- Cm: capacidad del movimiento i (veh/h)
- NS: nivel de servicio

4.2.2. Año de análisis 2024

Tabla 4.12: Análisis de rampas de acceso, escenario 2, año 2024.

Rampas de acceso	Año de análisis 2024		Control de capacidad						
			VF0		VR12				
Intersección	Rampa de acceso	Hora Pico	Actual	Verifica	Actual	Verifica	DR	NS	SR
5	2.5	M1	2673	SI	2981	SI	14,1	C	95,1

- VF0: flujo total máximo resultante de la fusión de flujos autopista-rampa (veh/h)
- VR12: flujo total máximo de entrada en el área de influencia de rampa (veh/h)
- DR: densidad de flujo dentro de la zona de influencia de rampa
- NS: nivel de servicio dentro de la zona de influencia de rampa
- SR: velocidad media de los vehículos dentro de la zona de influencia de rampa (Km/h)

Nota: Todos los flujos, a los que se hace referencia, son para las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h).

Tabla 4.13: Análisis de intersección en cruz no semaforizada, escenario 2, M1 año 2024.

Intersección no semaforizada		Año de análisis 2024	
Sentido de análisis: Lte. c/Corrientes - Posadas		Momento pico: M1 (7 hs)	
Intersección 5	Movimiento		
	Norte	Oeste	
	4	11	12
Carril	Izquierda	Paso de frente	Derecha
V	1	100	1
Cm	1585	647	932
V/Cm	0,00	0,15	0,00
Longitud de cola (veh) (percentil 95)	0,00	0,54	0,00
Demora control (seg/veh)	7,3	11,6	8,9
NS	A	B	A
Demora acceso (seg/veh)	-	11,6	-
NS acceso	-	B	-

- V: flujo vehicular horario, ajustado por el FHP (veh/h)
- Cm: capacidad del movimiento i (veh/h)
- NS: nivel de servicio

Tabla 4.14: Análisis de intersección en cruz no semaforizada, escenario 2, M2 año 2024.

Intersección no semaforizada		Año de análisis 2024	
Sentido de análisis: Posadas - Lte. c/Corrientes		Momento pico: M2 (12 hs)	
Intersección 5	Movimiento		
	Norte	Oeste	
	4	11	12
Carril	Izquierda	Paso de frente	Derecha
V	11	21	11
Cm	1585	69	253
V/Cm	0,01	0,30	0,04
Longitud de cola (veh) (percentil 95)	0,02	1,11	0,14
Demora control (seg/veh)	7,3	78,5	19,9
NS	A	F	C
Demora acceso (seg/veh)	-	58,4	-
NS acceso		F	

- V: flujo vehicular horario, ajustado por el FHP (veh/h)
- Cm: capacidad del movimiento i (veh/h)
- NS: nivel de servicio

4.3. ESCENARIO 3

En este tercer escenario lo que varía son los resultados en la intersección 5, ya que se cambió su modelo de cálculo respecto al primer y segundo escenario. La intersección 4 no se consideró, y las intersecciones 1, 2, 3 y 6 no se variaron.

4.3.1. Año de análisis 2014-2024

Tabla 4.15: Análisis de rampas de acceso, escenario 3, año 2014.

Rampas de acceso	Año de análisis 2014		Control de capacidad						
			VF0		VR12				
Intersección	Rampa de acceso	Hora Pico	Actual	Verifica	Actual	Verifica	DR	NS	SR
5	2.5	M1	1989	SI	2218	SI	8,2	B	99

Tabla 4.16: Análisis de rampas de acceso, escenario 3, año 2024.

Rampas de acceso	Año de análisis 2024		Control de capacidad						
			VF0		VR12				
Intersección	Rampa de acceso	Hora Pico	Actual	Verifica	Actual	Verifica	DR	NS	SR
5	2.5	M1	2673	SI	2981	SI	11,5	B	97

- VF0: flujo total máximo resultante de la fusión de flujos autopista-rampa (veh/h)
- VR12: flujo total máximo de entrada en el área de influencia de rampa (veh/h)
- DR: densidad de flujo dentro de la zona de influencia de rampa
- NS: nivel de servicio dentro de la zona de influencia de rampa
- SR: velocidad media de los vehículos dentro de la zona de influencia de rampa (Km/h)

Nota: Todos los flujos, a los que se hace referencia, son para las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h).

Tabla 4.17: Análisis de longitudes de entrecruzamiento, escenario 3, año 2014.

	Tramo entrecruzado		Año de análisis 2014					Control de limitaciones							
								a		b		c		d	
Intersección	Tramo entrecruzado	Tipo	Hora Pico	Operación	S	D	NS	Vw	Verifica	Vm	Verifica	VR	Verifica	R	Verifica
5	1.5	C	M2	Restringida	48	8,71	B	1676	SI	419	SI	1	NO	0,01	SI

Tabla 4.18: Análisis de longitudes de entrecruzamiento, escenario 3, año 2024.

	Tramo entrecruzado		Año de análisis 2024					Control de limitaciones							
								a		b		c		d	
Intersección	Tramo entrecruzado	Tipo	Hora Pico	Operación	S	D	NS	Vw	Verifica	Vm	Verifica	VR	Verifica	R	Verifica
5	1.5	C	M2	Restringida	44	12,8	C	2252	SI	563	SI	1	NO	0,01	SI

- S: velocidad media de todos los vehículos en el segmento de entrecruzamiento (km/h),
- D: densidad media de todos los vehículos en el segmento de cruzamiento (veh/km/Carril).
- NS: nivel de servicio del segmento de entrecruzamiento
- Vw: flujo que cruza en el segmento de entrecruzamiento (veh/h)
- Vm: flujo total medio por carril (V/N)(veh/h/carril)
- V: flujo total en el segmento de entrecruzamiento (veh/h);
- N: número total de carriles en el segmento de entrecruzamiento
- VR: proporción de vehículos que se cruzan, respecto al flujo total
- R: relación de entrecruzamiento (relación entre el menor flujo que realiza maniobras de cruce, en un sentido, y el flujo total que realiza maniobras de cruce)
- a: Capacidad máxima aceptable dentro de la longitud de entrecruzamiento.
- b: Capacidad básica de la autopista.
- c: Si VR máximo es excedido, se espera que el segmento no funcione bien, operaciones pobres y posible formación de colas de espera locales.
- d: Si R máximo es excedido, puede darse una disminución del nivel de servicio del segmento de entrecruzamiento.

Nota: Todos los flujos, a los que se hace referencia, son para las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h).

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL TRABAJO

El Instituto Provincial de Desarrollo Habitacional (IPRODHA, Misiones) ha propuesto la creación de nuevos asentamientos urbanos a la vera de la Ruta Nacional N°12, en el acceso a Posadas. En este documento se establece el impacto en el funcionamiento de la red vial, en particular de las intersecciones, frente a esta circunstancia. Algunas intersecciones se encuentran actualmente construidas y otras son propuestas.

El análisis realizado en este documento está basado en el Manual de Capacidad de Carreteras. Las metodologías propuestas fueron desarrolladas en condiciones de circulación de Estados Unidos (donde se creó el Manual). A pesar de muchas investigaciones realizadas para adaptarlo a condiciones argentinas y latinoamericanas con conductores más agresivos, es común y ampliamente aceptado su aplicación directa en nuestro medio.

Las metodologías del Manual califican las instalaciones viales con Niveles de Servicio entre A y F, siendo el primero, el óptimo, donde se pueden elegir las velocidades libremente, donde las demoras para poder hacer uso de las instalaciones es nula. El nivel F es inaceptable. Entre los niveles intermedios el C marca las condiciones razonables de circulación. Niveles D y E son inaceptables también.

La denominación de intersecciones se corresponde con el siguiente diagrama mostrado en la figura 5.1:

Figura 5.1: Ubicación y denominación de intersecciones de análisis



A modo de conclusión se puede decir respecto de cada intersección:

Intersección 1: tipo retorno o rotonda alargada

- Rampa de acceso 3.1: se espera un muy buen desempeño de esta instalación, tanto para el año 2014 como para el año 2024. Operará bajo un nivel de servicio A, a lo largo de todo el período de análisis. La capacidad no será superada en ningún caso, ni dentro del área de influencia de la rampa ni aguas abajo de dicha instalación.
- Longitud de entrecruzamiento 1.1: si bien se estima que las operaciones serán restringidas, (o sea se tendrá, dentro del tramo entrecruzado, una velocidad media de todos los vehículos menor a la que se esperaría si el tramo operase bajo un régimen no restringido), se espera que la instalación se desempeñe bajo un nivel de servicio A y sin ver superada su capacidad a lo largo de todo el período de análisis. En otras palabras, el nivel de servicio será muy bueno en el periodo de análisis, aún cuando los vehículos pasantes verían afectada su velocidad a causa de los que entrecruzan.

La metodología utilizada destaca que si la proporción de vehículos que realizan maniobras de cruce respecto al flujo total (VR) supera al límite admisible (como en este caso) podrían generarse situaciones de operación de calidad inferior a lo estimado. Esto significa que podría bajar de un nivel A a un B o C. Aún así, considerando que los escenarios contemplados en los cálculos son más conservadores que lo que en realidad sucedería (materialización completa de las urbanizaciones en el año 2014) la intersección funciona correctamente hasta el año 10.

- Longitud de entrecruzamiento 2.1: el desempeño esperado de esta instalación, a lo largo de todo el período de análisis, es similar al estimado para la longitud de entrecruzamiento 1.1.

Intersección 2: tipo retorno o rotonda alargada

- Rampa de acceso 3.2: se espera un aceptable desempeño, tanto para el año 2014 como para el año 2024. Operará bajo un nivel de servicio B y la capacidad no será superada en ningún caso, ni dentro del área de influencia de la rampa ni aguas abajo de dicha instalación.
- Longitud de entrecruzamiento 1.2: si bien se estima que las operaciones serán restringidas, (o sea se tendrá, dentro del tramo entrecruzado, una velocidad media de todos los vehículos menor a la que se esperaría si el tramo operase bajo un régimen no restringido), se espera que la instalación se desempeñe bajo un nivel de servicio A y sin ver superada su capacidad a lo largo de todo el período de análisis. En otras palabras, el nivel de servicio será muy bueno en el periodo de análisis, aún cuando los vehículos pasantes verían afectada su velocidad a causa de los que entrecruzan.

La metodología utilizada destaca que si la proporción de vehículos que realizan maniobras de cruce respecto al flujo total (VR) y/o la relación de entrecruzamiento R (relación entre el menor flujo que realiza maniobras de cruce, en un sentido, y el flujo total que realiza maniobras de cruce) supera al límite admisible (como en este caso) podrían generarse situaciones de operación de calidad inferior a lo estimado. Esto significa que podría bajar de un nivel A a un B o C. Aún así, considerando que los escenarios contemplados en los cálculos son más conservadores que lo que en

realidad sucedería (materialización completa de las urbanizaciones en el año 2014) la intersección funciona correctamente hasta el año 10.

- Longitud de entrecruzamiento 2.2: el desempeño esperado de esta instalación, a lo largo de todo el período de análisis, es similar al estimado para la longitud de entrecruzamiento 1.2.

Intersección 3: semaforizada

Primeramente vale aclarar, una vez más, que: (a) la intersección no tiene las características de una intersección en cruz semaforizada típica y aún así se la analizó y (b) el análisis se realizó, ante la falta de datos, estimando un ciclo y repartos de fases razonable. Es claro que la intersección podría tener un desempeño mejor si se usa un sistema de ciclos y repartos optimizado, la optimización no se hizo (implica un esfuerzo que no reduce la gran incertidumbre que se estaba manejando). En líneas generales esta situación es tan particular que no puede enmarcarse en tipologías estudiadas para establecer niveles de servicio. Con esto no se está manifestando que la intersección tenga una operación mala, sino que tiene aspectos intratables por metodologías establecidas. Si bien no puede asumirse que tenga un desempeño pobre, sus particularidades la presentan con muchos movimientos conflictivos y en competencia, situación que indicaría que tiene más posibilidades de un peor desempeño que intersecciones más claras y tipificadas.

Luego, para el año 2014 se puede afirmar, en base a la metodología empleada en el análisis, que la intersección tendrá un desempeño aceptable, operando bajo un nivel de servicio B y sin ver superada su capacidad. Para el año 2024 se espera, manteniendo los parámetros operativos del semáforo, un importante descenso del nivel de servicio, llegando éste a un valor inaceptable (E) y, por otro lado, la capacidad del acceso en dirección Norte-Sur se ve superada. Evidentemente este decaimiento en el nivel operativo es consecuencia, principalmente, del gran incremento en la demanda que no se ajusta a las condiciones operativas del semáforo estimadas para el año 2014.

En conclusión, de aquí a 10 años el desempeño será pobre y si se optimiza el ciclo podría encontrarse que (a) la intersección tiene un desempeño aceptable (nivel de servicio A, B o C) (b) no es suficiente y la intersección tiene un desempeño pobre, por lo cual además, debería modificarse geométricamente.

Intersección 4: semaforizada

Esta intersección no presta funcionalidad a la salida de las urbanizaciones analizadas. Sin embargo en el escenario 1, en el que se supone que la intersección 5 es utilizada con racionalidad por los usuarios, sirve de retorno hacia Posadas (recuérdese que por un mal diseño de la intersección 5 los usuarios se cruzan, en infracción y haciendo caso omiso a los acampanamientos de los ingresos a las intersecciones para tomar la calzada de sentido contrario).

Valen las mismas aclaraciones geométricas y de operación que se realizaron para la Intersección 3.

Luego, para el año 2014 se puede afirmar, en base a la metodología empleada en el análisis, que la intersección tendrá un desempeño aceptable, operando bajo un nivel de servicio B y sin ver superada su capacidad. Para el año 2024 se espera, manteniendo los parámetros operativos del semáforo, un importante descenso del nivel de servicio, llegando éste a un valor inaceptable (F) y, por otro lado, la capacidad del acceso en dirección Norte-Sur se ve superada. Evidentemente este decaimiento en

el nivel operativo es consecuencia, principalmente, del gran incremento en la demanda que no se ajusta a las condiciones operativas del semáforo estimadas para el año 2014.

En conclusión, de aquí a 10 años el desempeño será pobre y si se optimiza el ciclo podría encontrarse que (a) la intersección tiene un desempeño aceptable (nivel de servicio A, B o C) (b) no es suficiente y la intersección tiene un desempeño pobre, por lo cual además, debería modificarse geométricamente.

Intersección 5: tipo retorno o rotonda alargada

La configuración planimétrica de esta intersección permite movimientos de cruce directo que no deberían materializarse. Se analizó un escenario 1 en donde se supone que la intersección se utiliza con el sentido en que fue diseñada (y los movimientos utilizan la intersección 4 para girar en U desde la colectora a la calzada principal y volver a Posadas), un escenario 2 que trata de representar lo que en realidad está sucediendo: un cruce en cruz, no semaforizado con la calzada principal, y un escenario 3 en donde se rediseña esta intersección para evitar definitivamente estos movimientos que se presentan.

Escenario 1

- Rampa de acceso 1.5: se espera un aceptable desempeño, tanto para el año 2014 (nivel de servicio B) como para el año 2024 (nivel de servicio C). La capacidad no será superada en ningún caso, ni dentro del área de influencia de la rampa ni aguas abajo de dicha instalación.

Escenario 2

- Rampa de acceso 2.5: se espera un aceptable desempeño, tanto para el año 2014 (nivel de servicio B) como para el año 2024 (nivel de servicio C). La capacidad no será superada en ningún caso, ni dentro del área de influencia de la rampa ni aguas abajo de dicha instalación.
- Intersección no semaforizada (cruce en infracción hacia calzada opuesta): en la actualidad (2014) presenta niveles de servicio B en momentos picos matutinos y D en momentos picos de mediodía. Dejando de lado aspectos de la seguridad vial y considerando solamente aspectos operativos, los niveles son inaceptables. En el 2024 presenta niveles de servicio B en momentos picos matutinos y F en momentos picos de mediodía (situación también inaceptable).

Escenario 3

- Rampa de acceso 2.5: se espera un aceptable desempeño, tanto para el año 2014 (nivel de servicio B) como para el año 2024 (nivel de servicio B). La capacidad no será superada en ningún caso, ni dentro del área de influencia de la rampa ni aguas abajo de dicha instalación.
- Tramo entrecruzado 1.5: se espera un aceptable desempeño, tanto para el año 2014 (nivel de servicio B) como para el año 2024 (nivel de servicio C).

Intersección 6: tipo retorno o rotonda alargada

- Rampa de acceso 1.6: se espera un buen desempeño de esta instalación, tanto para el año 2014 como para el año 2024. Operara bajo un nivel de servicio C, a lo largo de todo el período de análisis. La capacidad no será superada en ningún

caso, ni dentro del área de influencia de la rampa ni aguas abajo de dicha instalación.

- Longitud de entrecruzamiento 4.6: si bien se estima que las operaciones serán restringidas, (o sea se tendrá, dentro del tramo entrecruzado, una velocidad media de todos los vehículos menor a la que se esperaría si el tramo operase bajo un régimen no restringido), se espera que la instalación se desempeñe bajo un nivel de servicio B y sin ver superada su capacidad a lo largo de todo el período de análisis. En otras palabras, el nivel de servicio será muy bueno en el periodo de análisis, aún cuando los vehículos pasantes verían afectada su velocidad a causa de los que entrecruzan.

La metodología utilizada destaca que si la proporción de vehículos que realizan maniobras de cruce respecto al flujo total (VR) supera al límite admisible (como en este caso) podrían generarse situaciones de operación de calidad inferior a lo estimado. Esto significa que podría bajar de un nivel B a un C. Aún así, considerando que los escenarios contemplados en los cálculos son más conservadores que lo que en realidad sucedería (materialización completa de las urbanizaciones en el año 2014) la intersección funciona correctamente hasta el año 10.

A modo de recomendaciones se puede decir:

- a) La intersección 5 sufre de un diseño pobre que puede generar problemas de seguridad vial (no analizados en este informe) y problemas de operación: las instalaciones no son utilizadas de la manera que fue prevista. Se recomienda en lo posible readecuar para que sea una rotonda alargada franca (o un retorno franco). Un análisis realizado sobre estas bases permite predecir un buen desempeño (escenario 3)
- b) Las intersecciones 3 y 4, actualmente previstas como semaforizadas no se ajustan exactamente a esta descripción. Si fueran intersecciones en cruz semaforizadas tendrían un buen desempeño. Sin embargo la configuración actual implica la formación de colas que cruzan e invaden las calzadas colectoras. Se recomienda cambiar la configuración de las calzadas colectoras (alejándolas de la calzada principal para crear un pulmón que permita albergar la cola en la línea de detención) o cambiar la configuración de la intersección (para adaptarla a un retorno o rotonda alargada).

5.2. CONCLUSIONES PERSONALES

Como conclusión se puede decir que, al término de esta asignatura práctica, se han cumplido los objetivos planteados en el capítulo uno del presente informe. De esta manera se pudo realizar una transición gradual de la etapa de estudiante a la de profesional, donde es de destacar:

- La experiencia práctica obtenida, aplicando, relacionando y profundizando los conceptos adquiridos durante los años de estudio de la carrera.
- Incorporación de nuevos conocimientos relacionados con la temática abordada, el uso de programas computacionales, entre otros.

Durante el cursado de la carrera se adquirieron conocimientos básicos sobre la valoración de tránsito, planeamiento urbano y el análisis de operación, centrándose

dicho análisis en la valoración del Nivel de Servicio de “tramos de carreteras de dos trochas” utilizando la metodología propuesta por el HCM 2000. Para la realización de esta práctica supervisada fue necesario profundizar esos temas y adquirir nuevos conocimientos como ser el análisis de operación de “intersecciones” y el manejo del software de cálculo correspondiente (HCS 2000).

- Desarrollo de habilidades para un mejor desenvolvimiento en el ámbito laboral profesional y de trabajo multidisciplinario.
- Elaboración de un informe de utilidad para estudios posteriores y/o análisis relacionados con la temática expuesta.
- Se experimentó la importancia de las relaciones entre las distintas partes actuantes en el desarrollo de un proyecto.

Respecto a este último punto, personalmente he quedado muy satisfecho y agradecido con Co.As. Consultores Asociados al brindarme la posibilidad de participar activamente en la toma de decisiones, la retroalimentación y la constante actualización de los datos, análisis y resultados del estudio encarado; tal es así que hasta se me permitió formar parte de una reunión junto a un grupo de profesionales de la empresa para la cual se realizó el estudio detallado en el presente informe. En dicha reunión se discutieron aspectos tales como datos a considerar en el análisis, posibles modelos de cálculo, los diferentes escenarios a tener en cuenta, etc.

En síntesis, por un lado, quedó evidenciado que la comunicación es un elemento esencial para un trabajo eficaz. Por otro lado, esta Práctica Profesional ha sido una gran oportunidad para insertarme en el ambiente de trabajo, permitiéndome que el aprendizaje se extienda más allá de contenidos exclusivamente académicos y familiarizarme con el trabajo en equipo, el trato con el cliente y la constante consulta de bibliografía.

Finalmente, vale aclarar que el hecho de que se trabajara en una obra que se llevará a cabo aumenta la responsabilidad y la intensión de realizar un buen trabajo, mucho más que cualquier actividad en la facultad. Esto le dio más intensidad a la práctica.

BIBLIOGRAFÍA

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (2000), *Highway Capacity Manual (HCM)*, Chapter 12: *Highway Concepts*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., USA.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (2000), *Highway Capacity Manual (HCM)*, Chapter 13: *Freeway concepts*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., USA.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (2000), *Highway Capacity Manual (HCM)*, Chapter 16: *Signalized Intersections*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., USA.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (2000), *Highway Capacity Manual (HCM)*, Chapter 17: *Unsignalized Intersections*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., USA.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (2000), *Highway Capacity Manual (HCM)*, Chapter 23: *Basic Freeway Segments*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., USA.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (2000), *Highway Capacity Manual (HCM)*, Chapter 24: *Freeway Weaving*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., USA.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (2000), *Highway Capacity Manual (HCM)*, Chapter 25: *Ramps and Ramp Junctions*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., USA.

PTUMA, PROYECTO DE TRANSPORTE URBANO PARA ÁREAS METROPOLITANAS (2010), *Encuesta de Origen / Destino 2010: Movilidad en el Área Metropolitana de Posadas*. Posadas, Argentina.

ANEXOS



ANEXO 1: MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS

❖ *Capacidad y Nivel de Servicio en rampas de acceso*

Generalidades:

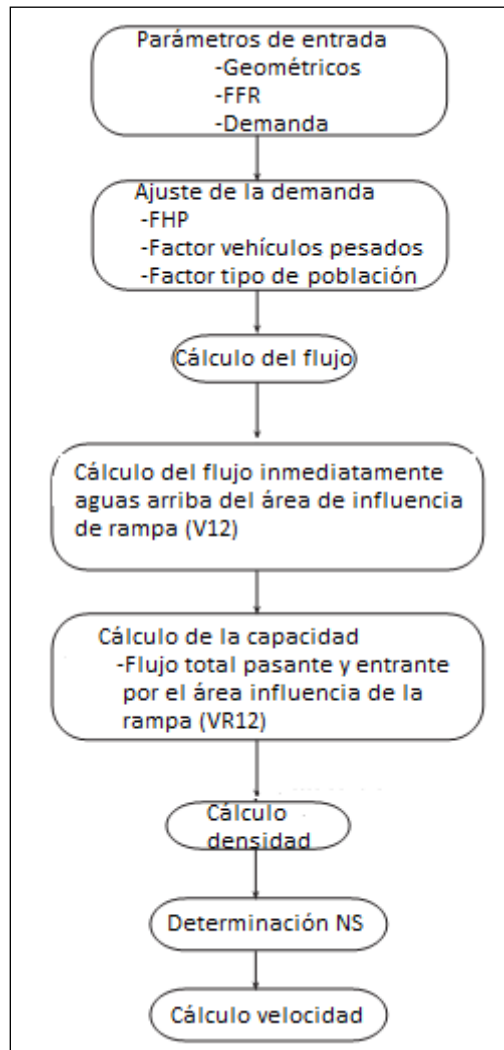
Una rampa es un tramo de carretera que proporciona una conexión exclusiva entre dos instalaciones de la misma. Las instalaciones conectadas pueden consistir en autopistas, carreteras de varios carriles, carreteras de dos carriles, calles suburbanas, y calles urbanas. En los casos analizados las rampas de acceso están compuestas por un carril y proporcionan la conexión de calles urbanas con una autopista de cuatro carriles (dos por sentido).

Los procedimientos de cálculo empleados permiten la identificación de probabilidades de congestión en las terminales de la rampa (nivel de servicio F) y el análisis del nivel de operación de la autopista dentro de la zona de influencia de la rampa y en las rampas propiamente dichas (niveles de servicio A a E).

La figura 1 ilustra los datos de entrada y el orden de cálculo empleado por el método. Las salidas principales del método son el Nivel de Servicio y la Capacidad.

Como se muestra en la figura 2, el modelo empleado en rampas de acceso a la autopista se centra en un área de influencia de 450 metros incluyendo el carril de aceleración y los carriles 1 y 2 de la autopista. Aunque, por un lado, otros carriles de la autopista pueden verse afectados por las operaciones de convergencia y, por otro lado, el impacto de la congestión en las proximidades de una rampa puede extenderse más allá del área de influencia definida anteriormente, dicha área experimenta la mayor parte de los impactos operativos a través de todos los niveles de servicio.

Figura 1: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de rampas de acceso.



La metodología consta de tres pasos principales. En primer lugar, se determina el flujo que entra en los carriles 1 y 2 inmediatamente aguas arriba de la zona de influencia de la rampa de acceso (V12). En segundo lugar, se determinan los valores de capacidad y se comparan con los flujos existentes o las previsiones de demanda para determinar la probabilidad de congestión. Para ello se evalúan los siguientes flujos:

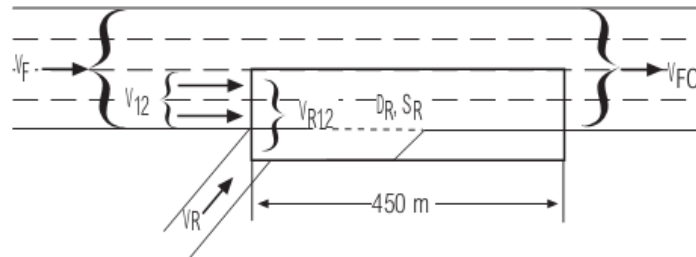
- El flujo total máximo en autopista que se aproxima a la sección de acceso a la misma de la rampa (VF),
- El flujo total máximo resultante de la fusión de flujos autopista-rampa (VFO),
- El flujo total máximo de entrada en el área de influencia de rampa (VR12), y
- El flujo máximo en una rampa (VR).

La capacidad dentro del área de influencia de la rampa de acceso está controlada por la capacidad de los segmentos de autopista aguas arriba y aguas abajo de las rampas, o por la capacidad de la rampa en sí. A través de la investigación se ha demostrado que la turbulencia debido a las maniobras de convergencia y divergencia, dentro de la zona de rampas, no afecta a la capacidad de las carreteras implicadas, aunque puede haber cambios locales en la distribución y el uso de los carriles.

Por último, se determinan la densidad de flujo dentro de la zona de influencia de rampa (DR) y el nivel de servicio en base a dicha variable. La velocidad media de los vehículos dentro de la zona de influencia (SR) también puede ser estimada.

La figura 2 muestra el área de influencia de rampa y las variables claves, anteriormente mencionadas, y su relación entre sí. Un parámetro geométrico crítico que influye en las operaciones del área de convergencia es la longitud del carril de aceleración (LA).

Figura 2: Área de influencia y variables críticas en rampas de acceso



Todos los cálculos y criterios de niveles de servicio se expresan en términos de caudales máximos de vehículos livianos equivalentes por hora (veh/h), en condiciones base, durante los 15 minutos punta de la hora pico. Por lo tanto, antes de aplicar estos procedimientos, todos los flujos de la autopista y de rampa deben convertirse utilizando la ecuación 1:

$$v_i = \frac{V_i}{PHF * f_{HV} * f_p} \quad (1)$$

donde v_i es el flujo de movimiento i en las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h); V_i es el flujo horario para el movimiento i (veh/h); PHF es el factor de hora pico; f_{HV} es el factor de ajuste para los vehículos pesados y f_p el factor de ajuste para la población del conductor.

Se adoptó, ante la falta de datos, un PHF de 0,90, tanto para el análisis de rampas como para los demás tipos de instalaciones analizadas.

Capacidad de la rampa:

La figura 3 enumera los criterios aproximados para determinar la capacidad de la rampa propiamente dicha. Estas capacidades se basan en la investigación y en la experiencia.

La velocidad de flujo libre de rampa (SFR) se asumió en 55 Km/h, valor por defecto, para este tipo de instalación, sugerido por el HCM.

Una rampa con dos carriles lograra una fusión con menos turbulencia y un nivel de servicio más alto, pero no aumentará la capacidad de la fusión, que es controlada por la capacidad del segmento de autopista aguas abajo.

Figura 3: Capacidad aproximada en rampas de acceso.

Velocidad de flujo libre de rampa SFR (Km/h)	Capacidad (veh/h)	
	Rampas de 1 carril	Rampas de 2 carriles
> 80	2200	4400
> 65–80	2100	4100
> 50–65	2000	3800
≥ 30–50	1900	3500
< 30	1800	3200

Determinación del flujo entrante en los carriles 1 y 2 (V12):

Los principales factores que influyen en el flujo remanente en los carriles 1 y 2 inmediatamente aguas arriba de la zona de influencia de combinación son:

- El flujo total de la autopista que se aproxima al área de combinación (VF) (veh/h),
- Flujo total de rampa (VR) (veh/h),
- Longitud total del carril de aceleración (LA) (m), y
- Velocidad de flujo libre de la rampa en la sección de ingreso a la zona de fusión (SFR) (km/h).

La naturaleza del procedimiento para predecir V12 hace el caso de cuatro carriles (dos en cada sentido) trivial.

Es importante tener en cuenta que mientras más largo sea el carril de aceleración menor es la turbulencia generada cuando los vehículos provenientes de la rampa acceden al torrente tráfico de las autopistas y por lo tanto conducen a densidades más bajas en la zona de influencia. Mientras más alta es la velocidad de flujo libre en rampa, los vehículos tienden a entrar en la autopista a velocidades más altas, y se acercan a los vehículos que circulan por la misma tendiendo a moverse más a la izquierda para evitar la posibilidad de turbulencia de alta velocidad.

Para autopistas de cuatro carriles (dos carriles en cada dirección), sólo existen los carriles 1 y 2 y $V_{12} = VF$ por definición.

Determinación de la capacidad dentro de la zona de influencia de la rampa:

La capacidad de un área de combinación está determinada principalmente por la capacidad del segmento de autopista aguas abajo. Así, el flujo total resultante en el área de combinación (VR12) no puede exceder la capacidad básica de la autopista del segmento aguas debajo de la zona de rampa. Esto se considera de tal manera ya que no hay evidencia de que la turbulencia dentro del área de combinación haga que la capacidad de la autopista aguas abajo sea menor que la de un segmento básico de autopista.

Por lo tanto, el flujo total que entra en el área de influencia de la rampa se obtiene a partir de la ecuación (2):

$$V_{R12} = V_{12} + V_R \tag{2}$$

La figura 4 muestra la capacidad máxima aguas debajo de la autopista (V) y los valores máximos deseables para el flujo total que entra en el área de influencia de rampa (VR12).

Pueden presentarse dos condiciones en un análisis determinado. En primer lugar, el flujo V puede exceder la capacidad del segmento de la autopista aguas abajo. Se espera un nivel de servicio F, y la formación de cola aguas arriba del segmento de combinación, independientemente de si el flujo que entra en el área de influencia de la rampa excede su capacidad (VR12).

Figura 4: Valores de capacidad para las áreas de combinación.

Velocidad de flujo libre de autopista FFS (Km/h)	Flujo máximo en autopista, aguas abajo v (veh/h)				Máximo flujo entrante, deseable, en el área de influencia de rampa VR12 (veh/h)
	Número de carriles en una dirección				
	2	3	4	> 4	
120	4800	7200	9600	2400/ln	4600
110	4700	7050	9400	2350/ln	4600
100	4600	6900	9200	2300/ln	4600
90	4500	6750	9000	2250/ln	4600

La segunda condición que se puede producir es que el flujo total que entra en el área de influencia de rampa (VR12) exceda su máximo nivel deseable pero el flujo total de la autopista (V) no exceda la capacidad del segmento de la autopista aguas abajo. En este caso se esperan localmente altas densidades, pero no se espera la puesta en cola en la autopista. En general, la operación se mantendrá estable, y no se espera un nivel de servicio F.

Determinación del Nivel de Servicio:

El criterio para determinar el nivel de servicio de las áreas de combinación se basa en la densidad dentro de la zona de influencia de dicha área, como se muestra en la figura 5.

La ecuación 3 se utiliza para estimar tal densidad:

$$D_R = 3.402 + 0.00456v_R + 0.0048v_{12} - 0.01278L_A \tag{3}$$

donde DR es la densidad dentro de la zona de influencia del área de combinación (veh/km/carril); VR es el flujo en rampa (veh/h); V12 el flujo de autopista que entra en el área de influencia de rampa (veh/h) y LA es la longitud del carril de aceleración (m).

Figura 5: Nivel de Servicio en áreas de combinación de rampas de acceso.

Nivel de Servicio	Densidad (veh/Km/Carril)
A	≤ 6
B	> 6–12
C	> 12–17
D	> 17–22
E	> 22
F	Exceso de demanda, capacidad excedida

Determinación de la velocidad en las zonas de influencia de rampa:

La velocidad media se puede calcular para todos los vehículos que circulan dentro de la zona de influencia de la rampa en todos los carriles de la autopista utilizando las ecuaciones 4 y 5:

$$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67)M_s \quad (4)$$

$$M_s = 0.321 + 0.0039 e^{(V_{R12}/1000)} - 0.004(L_A S_{FR}/1000) \quad (5)$$

donde S_R velocidad media de los vehículos dentro del área de influencia de la rampa (km / h); S_{FF} es la velocidad de flujo libre de la autopista (km/h); S_{FR} es la velocidad de flujo libre de la rampa (km/h); L_A es la longitud del carril de aceleración (m); V_R es el flujo en la rampa objeto (veh/h); V_{R12} es la suma de V_R y V_{12} (veh/h) y M_s es una variable para la determinación de la velocidad media en el área de combinación.

La velocidad de flujo libre refleja la velocidad media de los vehículos en la autopista en condiciones de bajo caudal. Las velocidades medias en carriles individuales podrán superar el promedio o ser inferior a la media. Sin embargo, en todos los casos, la previsión máxima de la velocidad media, S_R , se debe limitar a la velocidad de flujo libre de la autopista. Por lo tanto, la velocidad media en la autopista en la proximidad de una rampa nunca se prevé que sea superior a la velocidad de flujo libre de la instalación.

La velocidad de flujo libre de la ruta (y autopista, ya que la ruta 12 a lo largo del tramo analizado está configurada como tal) S_{FF} , a tener en cuenta, tanto aguas arriba como aguas abajo de las instalaciones analizadas, se estimaron siguiendo los procedimientos y valores por defecto propuestos por el HCM. Los valores estimados son 96,7 Km/h en ruta y 110,8 Km/h en autopista. Estos valores se emplearon no solamente en el análisis de rampa, sino en todas las instalaciones analizadas.

Caso especial, rampa en mano izquierda:

El área de influencia de una rampa de mano izquierda cubre la misma longitud que la de rampas de mano derecha pero ahora abarca los dos carriles de la izquierda, además de un carril de aceleración. Para rampas en mano derecha, un cálculo crítico es la estimación de V_{12} . Para las rampas en mano izquierda, los dos carriles de la izquierda son, ahora, los de interés. Para una autopista de cuatro carriles, el flujo V_{12} es el mismo que antes y no hay ninguna dificultad. Todos los cálculos y los valores de capacidad se mantienen sin cambios.

❖ Capacidad y Nivel de Servicio en tramos de entrecruzamiento

Generalidades:

El entrecruzamiento se define como el trenzado de dos o más corrientes de tráfico que circulan en el mismo sentido a lo largo de un tramo de longitud significativa de carretera, sin la intervención de instrumentos de control de tráfico. Las áreas de entrecruzamiento se forman cuando existe una zona de confluencia seguida de cerca por una divergencia, o cuando a un ramal de entrada le sigue de inmediato uno de salida y ambos se unen mediante un carril auxiliar.

La metodología expuesta tiene cinco componentes distintos:

1. Ecuaciones para la predicción de las velocidades medias de marcha de los vehículos que trenzan y no trenzan, en un área de trenzado, basadas en las condiciones conocidas del tráfico y de la carretera. Se especifican las ecuaciones para cada tipo de configuración, tanto para operaciones en régimen restringido como en no restringido.
2. Ecuaciones que describen la proporción de los carriles disponibles utilizada por los vehículos que trenzan y por los que no trenzan, los cuales se utilizan para determinar si las operaciones se producen en régimen restringido o no restringido.
3. Un algoritmo que convierte velocidades previstas para una dada densidad media dentro del segmento de entretejido
4. Definición de los criterios de nivel de servicio, basados en las velocidades medias de los vehículos que trenzan y no trenzan.
5. Ecuaciones para la determinación de la capacidad de un segmento de entrecruzamiento.

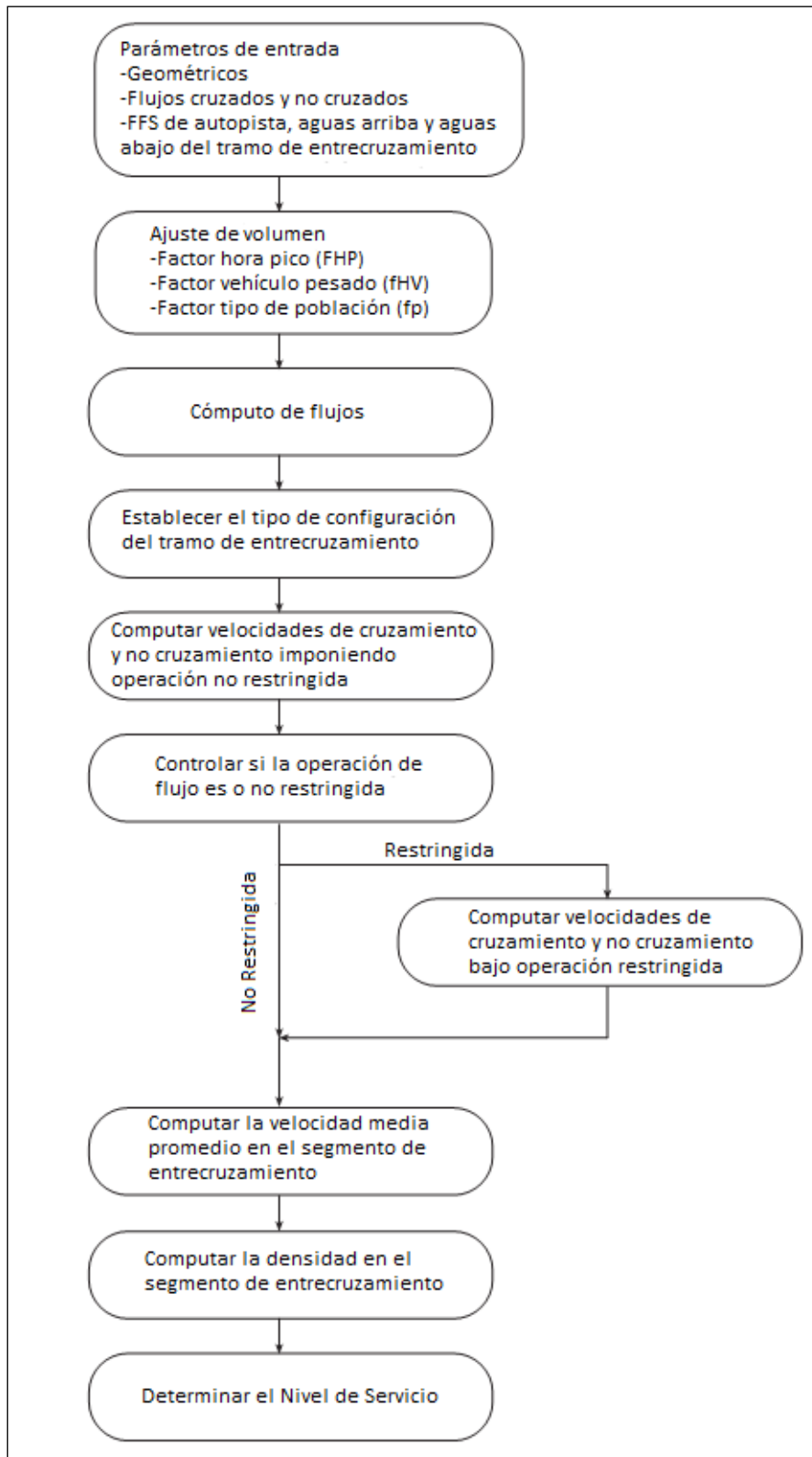
La figura 6 resume la metodología para los segmentos de entrecruzamientos en autopistas.

Todos los modelos y ecuaciones, al igual que en la metodología aplicada en rampas, se basan en el flujo de vehículos livianos equivalentes por hora, en condiciones base, durante los 15 minutos punta de la hora pico. Por lo tanto, los volúmenes por hora se deben convertir utilizando la ecuación 6:

$$v = \frac{V_i}{PHF * f_{HV} * f_p} \quad (6)$$

donde v es el flujo en las condiciones de base durante los 15 minutos punta de la hora pico (veh/h); V_i es el flujo horario (veh/h); PHF es el factor de hora pico; f_{HV} es el factor de ajuste para los vehículos pesados y f_p es el factor de ajuste para la población del conductor.

Figura 6: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de tramos de autopista entrecruzados.



Configuración del segmento de entrecruzamiento:

La configuración del segmento de entrecruzamiento se basa en el número de cambios de carril requerido por un determinado vehículo para concretar una maniobra de cruzamiento.

Los tres tipos de configuraciones geométricas se definen como sigue:

- Tipo A: vehículos entrecruzados en ambas direcciones deben hacer solo un cambio de carril para terminar con éxito una maniobra de cruzamiento.
- Tipo B: vehículos entrecruzados en una dirección pueden completar una maniobra sin hacer un cambio de carril, mientras que otros vehículos en el segmento de entrecruzamiento deben hacer un cambio de carril para terminar con éxito una maniobra de cruzamiento.
- Tipo C: vehículos entrecruzados en una dirección pueden completar una maniobra sin hacer un cambio de carril, mientras que otros vehículos en el segmento de entrecruzamiento deben hacer dos o más cambios de carril para terminar con éxito una maniobra de cruzamiento.

Determinación de velocidades de cruzamiento y no cruzamiento:

El procedimiento del análisis del segmento de entrecruzamiento se centra en la predicción de las velocidades medias de los flujos de cruzamiento y no cruzamiento dentro del segmento entrecruzado. Ellas se predicen por separado porque en ciertas condiciones pueden ser muy diferentes. La ecuación 7 es la ecuación general utilizada para predecir dichas velocidades:

$$S_i = S_{\min} + \frac{S_{\max} - S_{\min}}{1 + W_i} \quad (3.7)$$

donde S_i es la velocidad media de cruzamiento ($i = w$) o no cruzamiento ($i = nw$) (km/h) de vehículos; S_{\min} es la velocidad mínima esperada en un segmento de cruzamiento (km/h); S_{\max} es la velocidad máxima esperada en dicho segmento (km/h) y W_i es el factor de intensidad de entrecruzamiento para flujos de cruzamiento ($i = w$) y no cruzamiento ($i = nw$).

La velocidad mínima, S_{\min} , se establece en 24 km/h. La velocidad máxima, S_{\max} , se considera que es la velocidad de flujo libre promedio de la autopista, aguas arriba y aguas abajo del segmento de cruzamiento, más la adición de 8 km/h. El incremento en 8 km/h a la velocidad de flujo libre se aplica para no subestimar posibles altas velocidades.

Las estimaciones iniciales de velocidad siempre se basan en asumir que las operaciones son sin restricciones. Esta hipótesis se prueba más adelante, y las velocidades se vuelven a calcular si las operaciones resultan ser restringidas.

Vale destacar las siguientes observaciones:

- A medida que aumenta la longitud del segmento de entrecruzamiento, las velocidades también aumentan, y la intensidad de cambios de carril desciende.

- A medida que aumenta la proporción de vehículos que cruzan, respecto al flujo total, (VR) las velocidades disminuyen, lo que refleja el aumento de turbulencia causada por una mayor proporción de vehículos de cruzamiento en la corriente del tráfico.
- A medida que aumenta el flujo total medio por carril (v/N), las velocidades descienden, lo que refleja una demanda más intensa.
- Operaciones Restringidas producen velocidades más bajas de cruzamiento y velocidades más altas de no cruzamiento, que las operaciones Sin Restricciones. Esto refleja el hecho de que los vehículos que se cruzan son limitados a un menor espacio que el requerido para lograr un equilibrio, mientras que los vehículos no cruzados tienen correspondientemente más espacio que el requerido.

Determinación de la intensidad de cruzamiento:

Los factores de intensidad de cruzamiento (W_w y W_{nw}) son una medida de la influencia de la actividad de cruzamiento en la velocidad media de los vehículos tanto cruzados como no cruzados. Estos factores se calculan a través de la ecuación 8:

$$W_i = \frac{a(1 + VR)^b \left(\frac{v}{N}\right)^c}{(3.28L)^d} \tag{8}$$

donde W_i es el factor de intensidad de entrecruzamiento para flujos cruzados ($i = w$) y no cruzados ($i = nw$); VR es la relación de volumen; v es el flujo total en el segmento de entrecruzamiento (veh/h); N es el número total de carriles en dicho segmento de entrecruzamiento; L es la longitud del mismo segmento (m) y a, b, c, d son constantes de calibración.

Las constantes (a, b, c, d) se presentan en la figura 7. Los valores para estas constantes varían en función de tres factores:

- Si la predicción de velocidad media es para vehículos cruzados o no cruzados,
- Tipo de configuración del entrecruzamiento (A, B o C), y
- Si la operación está o no restringida.

Figura 7: Constantes para computar el factor de intensidad de entrecruzamiento.

	Ctes. para vel. de entrecruzamiento, S_w				Ctes. para vel. no entrecruzada, S_{wn}			
	a	b	c	d	a	b	c	d
Configuración Tipo A								
No restringida	0.15	2.2	0.97	0.80	0.0035	4.0	1.3	0.75
Restringida	0.35	2.2	0.97	0.80	0.0020	4.0	1.3	0.75
Configuración Tipo B								
No restringida	0.08	2.2	0.70	0.50	0.0020	6.0	1.0	0.50
Restringida	0.15	2.2	0.70	0.50	0.0010	6.0	1.0	0.50
Configuración Tipo C								
No restringida	0.08	2.3	0.80	0.60	0.0020	6.0	1.1	0.60
Restringida	0.14	2.3	0.80	0.60	0.0010	6.0	1.1	0.60

Determinación del Régimen de Operación:

La determinación de cuándo un tramo concreto está operando en situación de régimen restringido o no restringido se basa en la comparación de dos variables:

1. N_w : número de carriles que deben ser usados por los vehículos que se entrecruzan o trenzan para conseguir una circulación equilibrada o en régimen no restringido, y
2. N_w (máx): número máximo de carriles que pueden ser utilizados por los vehículos que trenzan para una configuración dada.

La variable N_w puede tomar valores fraccionarios puesto que los carriles son compartidos por los vehículos que trenzan y los que no trenzan.

Los casos en los que $N_w \leq N_w$ (máx) tendrán régimen no restringido dado que, al no existir impedimentos para los vehículos que trenzan, éstos utilizan el número de carriles que necesitan.

Cuando $N_w > N_w$ (máx) la configuración restringe a los vehículos que trenzan a un número menor de carriles que los necesarios para una circulación equilibrada. Dichos casos son de régimen restringido y darán como resultado unas velocidades medias de los vehículos que no trenzan significativamente superiores a las correspondientes a los vehículos que trenzan.

La figura 8 contiene las ecuaciones para el cálculo de N_w y los valores de N_w (máx), variando ambos para cada tipo de configuración.

Las ecuaciones para N_w se basan en las velocidades tanto de los vehículos que trenzan como de los que no trenzan en régimen de circulación no restringido, y predicen el número de carriles que vehículos cruzados tendrían que ocupar para alcanzar velocidades sin restricciones.

Los valores computados se comparan con los valores máximos mostrados en la tercera columna de la figura 8 para determinar cuándo las circulaciones son de régimen restringido o no restringido. Si el resultado indica que existen operaciones con restricciones, las velocidades deberán volver a calcularse utilizando las ecuaciones restringidas.

Figura 8: Cantidad de carriles, requeridos y máximo, para operar bajo régimen no restringido.

Configuración	Número de carriles requeridos para operar sin restricción, N_w	N_w (máx.)
Type A	$1.21(N) VR^{0.571} L^{0.234} / S_w^{0.438}$	1.4
Type B	$N[0.085 + 0.703VR + (71.57/L) - 0.0112(S_{nw} - S_w)]$	3.5
Type C	$N[0.761 + 0.047VR - 0.00036L - 0.0031(S_{nw} - S_w)]$	3.0

Determinación de la velocidad dentro del segmento de entrecruzamiento:

Una vez que se han estimado las velocidades y determinado el tipo de operación, la velocidad media de los vehículos que circulan dentro del segmento de entrecruzamiento se calcula según la ecuación 9:

$$S = \frac{v}{\left(\frac{v_w}{S_w}\right) + \left(\frac{v_{nw}}{S_{nw}}\right)} \quad (9)$$

donde S es la velocidad media de todos los vehículos (km/h); Sw es la velocidad media de los vehículos que cruzan (km/h); Snw es la velocidad media de vehículos no cruzados (km/h); v es el flujo total (veh/h); Vw es el flujo que cruza (veh/h) y Vnw es el flujo no cruzado (veh/h). Todos los parámetros pertenecen al segmento de entrecruzamiento considerado.

Determinación de la densidad:

La velocidad media de todos los vehículos en el segmento de entrecruzamiento se puede utilizar para calcular la densidad de los vehículos en tal segmento como se muestra en la ecuación 10:

$$D = \frac{\left(\frac{v}{N}\right)}{S} \quad (10)$$

Donde D es la densidad media de todos los vehículos en el segmento de cruzamiento (veh/km/Carril).

Niveles de Servicio:

El nivel de servicio del segmento de entrecruzamiento se determina comparando la densidad calculada con los criterios de la figura 9.

En general, estos criterios permiten densidades ligeramente superiores, a un determinado nivel de servicio, que en un segmento básico de la autopista. Esto sigue la filosofía de que los conductores esperan y aceptarán densidades más altas en los segmentos de entrecruzamiento que en los segmentos básicos de autopista.

Figura 9: Nivel de Servicios en tramos de autopista entrecruzados.

Nivel de Servicio	Densidad (veh/Km/Carril)
	Segmento entrecruzado de autopista
A	≤ 6.0
B	> 6.0–12.0
C	> 12.0–17.0
D	> 17.0–22.0
E	> 22.0–27.0
F	> 27.0

Determinación de la capacidad del segmento de cruzamiento:

La capacidad de un segmento de entrecruzamiento es una combinación de flujos que hace que la densidad alcance la condición de frontera (Nivel de Servicio E/F) de 27,0 veh/km/Carril (en autopistas). Por lo tanto, la capacidad varía con una serie de

variables: configuración, número de carriles, la velocidad de flujo libre de la autopista, la longitud, y la relación de flujo (VR).

Observaciones de campo:

- La capacidad de un segmento de entrecruzamiento nunca puede exceder la capacidad de un segmento básico de la autopista.
- Los estudios de campo sugieren que los flujos que realizan maniobras de cruce no deben superar los siguientes valores: 2800 veh/h para el Tipo A, 4000 veh/h para el tipo B, y 3500 veh/h para las configuraciones de tipo C.
- Dichos estudios de campo también indican que hay limitaciones sobre la relación de flujo de cruzamiento (VR) para las distintas configuraciones: 1,00; 0,45; 0,35 o 0,20 para el tipo A con dos, tres, cuatro, o cinco carriles, respectivamente; 0,80 para el tipo B; y 0,50 para el tipo C. Relaciones de flujo mayores, pueden producir operaciones estables, pero serán peores que las previstas por la presente metodología, y podrían producirse fallos.
- Para los segmentos de tipo C, la relación de entrecruzamiento, R, no debe exceder de 0,40. A relaciones de tejido más altas, pueden producirse operaciones estables, pero serán peores que las estimadas por la presente metodología. Problemas operacionales pueden ocurrir en algunos casos.
- La metodología propuesta es aplicable a tramos de entrecruzamiento cuya longitud máxima es de 750 m para todos los tipos de configuración.

Para estimar la capacidad, dado un conjunto de condiciones, se emplea la ecuación 11:

$$c = c_b * f_{HV} * f_p \quad (11)$$

donde C es la capacidad en las condiciones existentes indicada como un flujo para los 15 minutos punta de la hora pico (veh / h); c_b es la capacidad en condiciones básicas indicada también como un flujo para los 15 minutos punta de la hora pico (veh / h); f_{HV} es el factor de ajuste de vehículos pesados y f_p es el factor de población del conductor.

Si se desea una capacidad en términos de volumen por hora, puede ser calculada utilizando la ecuación 12:

$$c_h = c * PHF \quad (12)$$

donde C_h es la capacidad en las condiciones existentes expresada como un volumen por hora (veh/h) y PHF es el factor de hora pico.

❖ **Capacidad y Nivel de Servicio en intersecciones sin semáforo**

Generalidades:

En este apartado se presenta la metodología empleada en el análisis de intersecciones no semaforizadas, en particular, se especifica aquella empleada en intersecciones en cruz y reguladas mediante señales de stop (pare) en dos accesos, denominadas TWSC (por sus siglas en ingles).

La figura 10 ilustra los datos de entrada y el orden de cálculo empleado por el método.

Entre las variables que intervienen en las metodologías de análisis tenemos: volúmenes de conflicto, tiempo continuo, intervalo crítico, capacidad potencial, capacidad de movimientos, carriles compartidos, demoras y niveles de servicio.

Entre los datos requeridos se necesitan descripciones detalladas de la geometría, el control, y los volúmenes en la intersección. Algunos elementos geométricos clave incluyen el número y uso de carriles, canalizaciones, carriles exclusivos de giro a la izquierda o medianas de almacenamiento, etc. Se deben especificar los volúmenes para cada movimiento. Todos los modelos y ecuaciones se basan en el flujo de vehículos livianos equivalentes por hora, en condiciones base, durante los 15 minutos punta de la hora pico. Por convención, los subíndices 1 a 6 definen los movimientos de vehículos en la calle principal, y los subíndices de 7 a 12 definen los movimientos en la calle menor. Los flujos peatonales estorban todos los movimientos de la calle secundaria, a estos se los designa con los subíndices 13 a 16.

La presencia de intersecciones semaforizadas aguas arriba, a lo largo de la calle principal, de la intersección analizada produce flujos no aleatorios y afecta, así, la capacidad. Esto se considera cierto siempre que la señal esté a no más 0,4 Km de la intersección bajo estudio. Para evaluar el efecto sobre la capacidad, se proporciona un análisis separado, el cual requiere como datos de entrada la duración del ciclo, tiempo de verde, la tasa de flujo de saturación e información sobre el flujo de aproximación.

En el caso analizado no existen (o al menos no se cuenta con datos de la existencia) intersecciones semaforizadas a menos de 0,4 Km de distancia de la intersección no semaforizada bajo estudio (intersección 5), por lo tanto se despreció la influencia en el análisis de tal tipo de intersecciones.

Determinación de volúmenes de conflicto:

El modelo para las intersecciones TWSC se basa en la teoría del espacio aceptado (en la calle principal) y en prioridad o *rank*. de los movimientos vehiculares y peatonales en la intersección.

Muchos de los espacios entre un vehículo y otro, vale decir entre la parte trasera del primero y la parte delantera del segundo, deben ser usados por un sólo vehículo. Así, si más de un vehículo está esperando por un espacio, la primera llegada a dicho espacio es usado por los vehículos que están desarrollando movimientos que tienen mayor prioridad (el mismo caso se da para los peatones, aunque en este caso se consideraron nulos los movimientos peatonales, por falta de datos y por considerarse poco probable el movimiento peatonal en proximidad a dichas intersecciones).

En la Figura 11 se ilustra la prioridad de los movimientos en una típica intersección de cuatro vías.

Figura 10: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de intersecciones no semaforizadas.

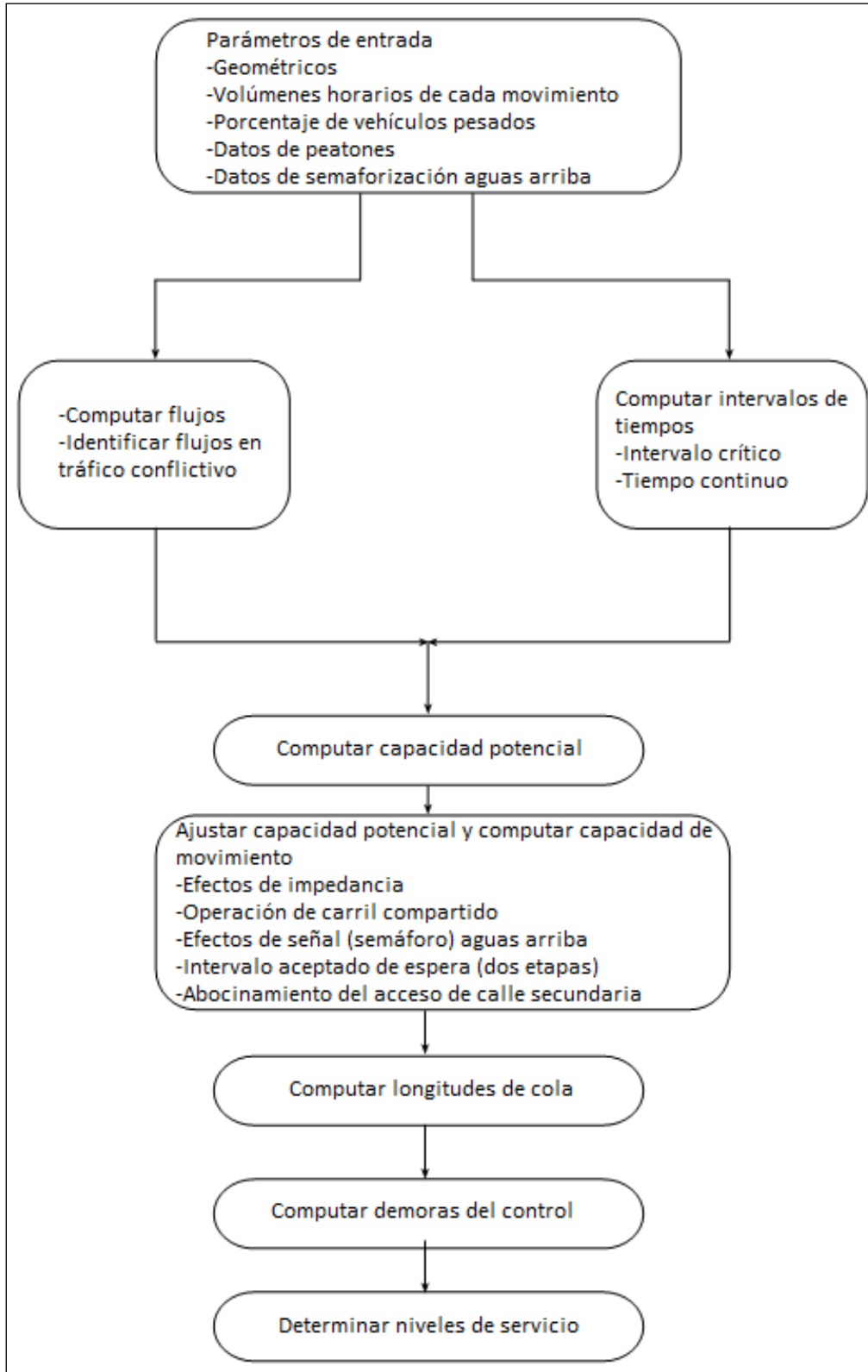
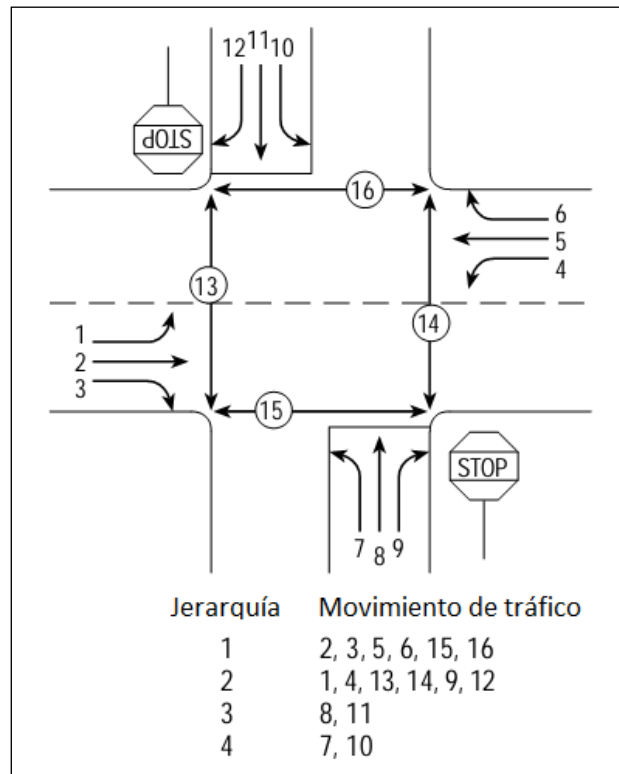


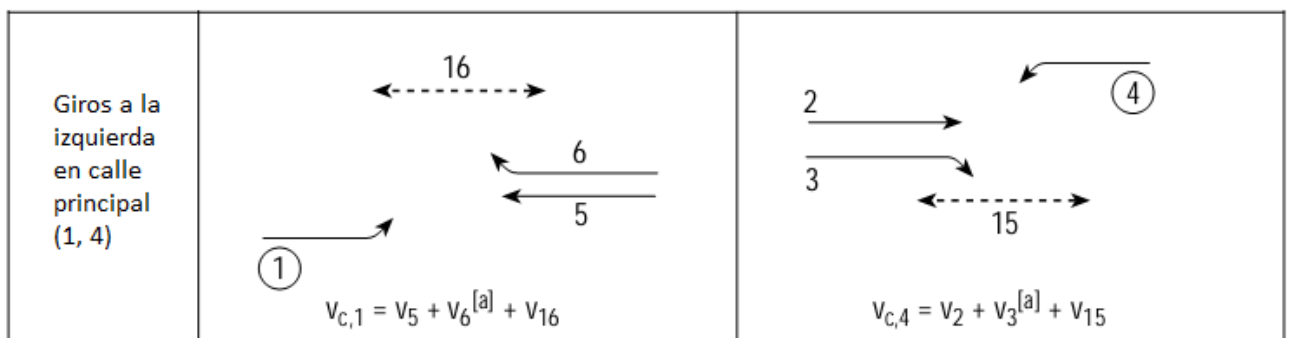
Figura 11: Prioridad de movimientos en intersección de cuatro vías.



Cada movimiento muestra espacios de conflicto con los diferentes movimientos del tráfico vehicular, éstos se ilustran a continuación:

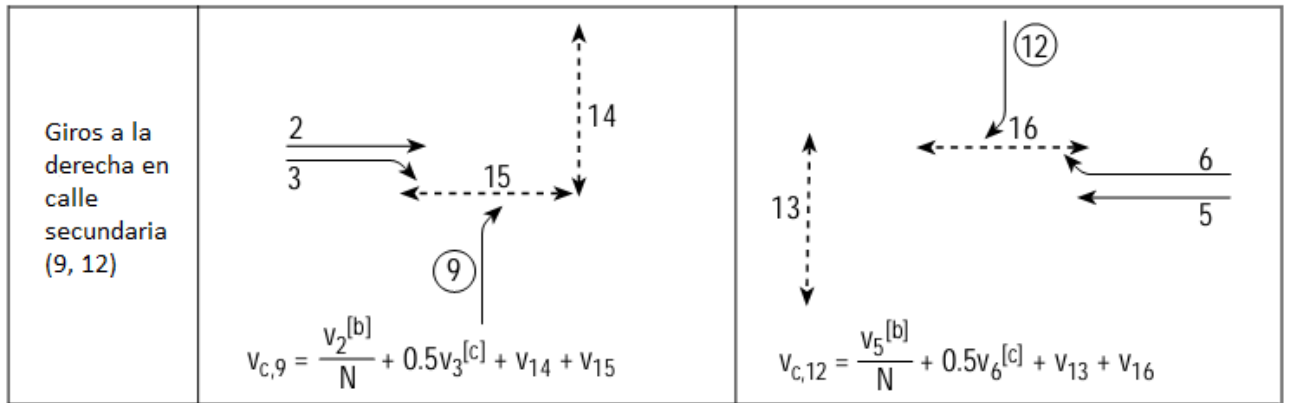
Los giros a la izquierda en la calle principal muestran espacios de conflicto con: los movimientos con dirección opuesta de frente, movimientos con giros a la derecha opuestos, y los movimientos de los peatones que cruzan de lado a lado la calle secundaria. Esto se visualiza en la figura 12:

Figura 12: Flujo de conflicto de los movimientos 1 y 4.



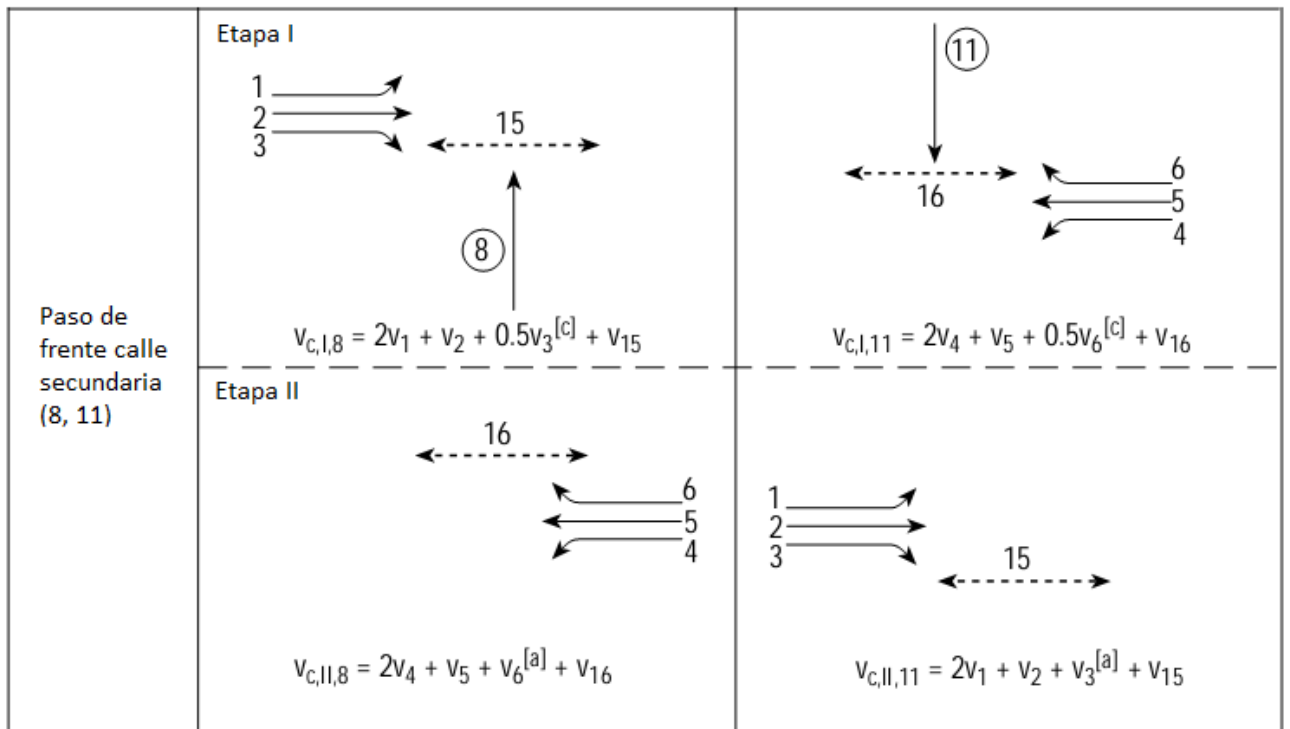
Los giros a la derecha desde calle secundaria convergen dentro del carril derecho de la calle principal, el cual, a su vez, contiene sentidos de frente y giros a la derecha (hacia la calle secundaria) de los vehículos. Cada giro a la derecha desde la calle secundaria debe cruzar, además, los 2 senderos peatonales. Observar figura 13:

Figura 13: Flujo de conflicto de los movimientos 9 y 12.



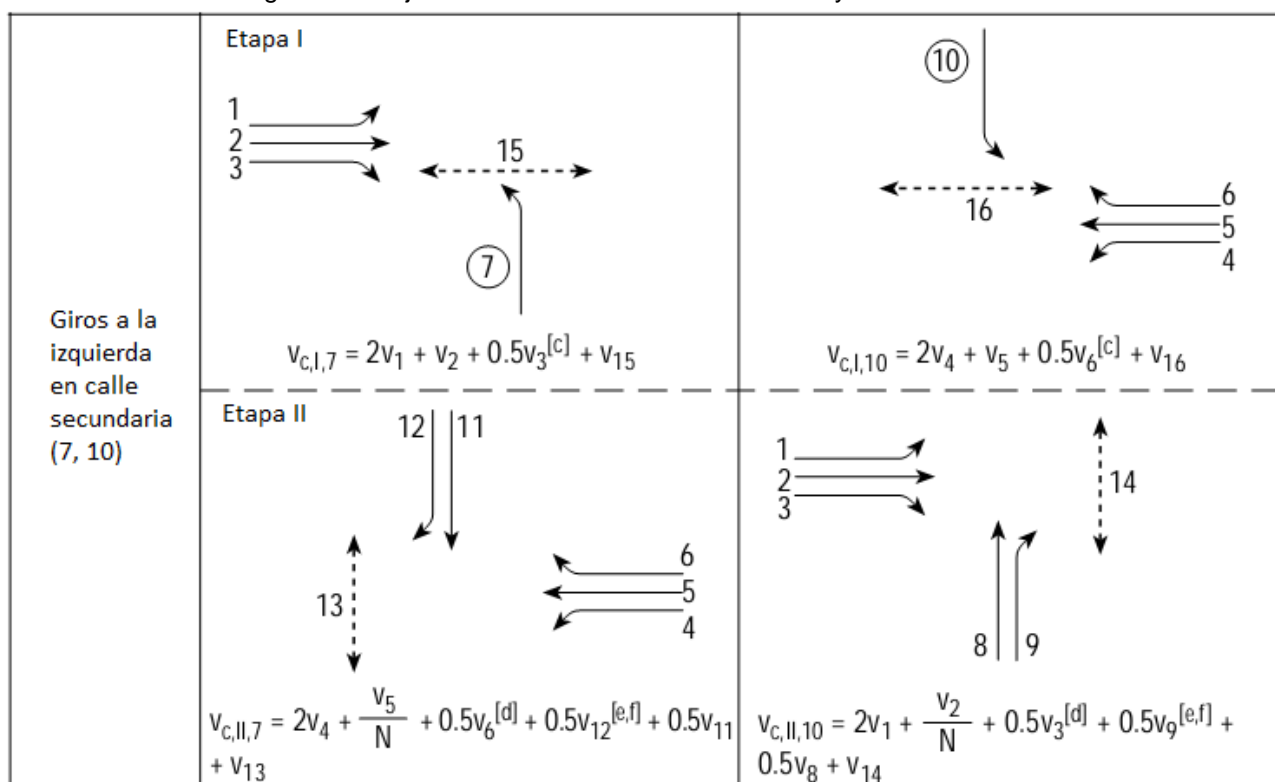
Los movimientos con sentido de frente desde la calle secundaria deben cruzar todos los flujos vehiculares y peatonales de la calle principal, como se muestran en la figura 14:

Figura 14: Flujo de conflicto de los movimientos 8 y 11.



Los giros a la izquierda en la calle secundaria son bastante peligrosos, no sólo con todos los flujos de tráfico de la calle principal, sino también con cuatro flujos peatonales, la oposición de los movimientos de sentido directo de la calle secundaria y los movimientos de giro a la derecha. Estos movimientos se aprecian en la figura 15:

Figura 15: Flujo de conflicto de los movimientos 7 y 10.



El volumen de conflictos para un movimiento determinado es encontrado por las ecuaciones que se observan en los diagramas precedentes (parte inferior), siendo la constante N el número de carriles en una dirección de la vía.

En las figuras 14 y 15 se aprecian dos fases para un mismo movimiento. La primera fase ocurre cuando al cruzar la calle o avenida encontramos los movimientos conflictivos producidos por el flujo de tráfico en una dirección, antes de cruzar la berma central (por ejemplo, si el flujo vehicular se dirige hacia el Este). Cuando se cruza el flujo de tráfico opuesto (en la otra dirección) al de la primera fase, se está produciendo la segunda fase (siguiendo con el ejemplo anterior, la dirección del flujo vehicular sería hacia el Oeste). Para carreteras sin una berma central, el tráfico de conflicto total es la suma de los volúmenes de conflicto generados en ambas fases, como se muestra en las figuras 14 y 15 mencionados anteriormente.

Referencias:

- [a] Si el giro a la derecha desde la calle principal está separado por una isla triangular y tiene que respetar una señal de pare no necesita ser considerado (v_6 y v_3).
- [b] Si hay más de un carril en la calle principal, el flujo en el carril de la derecha se supone que es v_2/N o v_5/N , donde N es el número de carriles. Se puede especificar una distribución de carril diferente si se dispone de datos de campo.
- [c] Si hay un carril para giros a la derecha en la calle principal, v_3 o v_6 no deben ser considerados.
- [d] Omite el giro a la derecha más lejano del movimiento estudiado si la calle principal es de varios carriles (v_3 para el movimiento 10 o v_6 para el movimiento 7).
- [e] Si el giro a la derecha desde la calle secundaria está separado por una isla triangular y tiene que respetar una señal de pare no necesita ser considerado (v_9 y v_{12}).

[f] Omite v9 y v12 cuando se cuenta con varios carriles o utilizar la mitad de sus valores si los accesos secundarios son abocinados.

Intervalos críticos y tiempos continuos:

Intervalo crítico: considerando intervalo al tiempo, en segundos, necesario para que la parte delantera de un segundo vehículo, consecutivo, llegue al punto de partida de la parte delantera del primer vehículo, se define como intervalo crítico **tcx**, para un movimiento determinado, como el intervalo mínimo promedio aceptado que permite la entrada a la intersección a un vehículo de la calle secundaria (o giro a la izquierda desde la calle principal).

Tiempo continuo: el tiempo continuo **tfx** para un movimiento determinado es el tiempo mínimo promedio aceptado entre la salida de un vehículo de la calle secundaria y la salida de un segundo vehículo usando el mismo intervalo. El tiempo continuo es calculado sólo bajo condiciones de flujo de cola continuo. Este cálculo es similar a la tasa de flujo de saturación en una intersección señalizada.

Lo que más dificulta una maniobra son los parámetros de intervalo crítico y tiempo continuo. Los intervalos críticos y tiempos continuos bases deben ser ajustados a un recálculo para un número de condiciones, incluyendo la presencia de vehículos pesados, pendiente y la existencia de la aceptada segunda fase. Estos valores son computados con las ecuaciones 13 y 14:

$$t_{c,x} = t_{c,base} + t_{c,HV} P_{HV} + t_{c,G} G - t_{c,T} - t_{3,LT} \tag{13}$$

$$t_{f,x} = t_{f,base} + t_{f,HV} P_{HV} \tag{14}$$

donde tcx es el intervalo crítico para el movimiento x (seg); tcb es el intervalo crítico base (seg), obtenido de la figura 16; tcHV es el factor de ajuste para vehículos pesados (1 para calles principales de 2 carriles y 2 para calles principales de 4 carriles) (seg); PHV es la proporción de vehículos pesados para movimientos menores (calles secundaria); tcG es el factor de ajuste para pendiente (0.1 para movimientos 9 y 12; 0.2 para movimientos 7, 8, 10 y 11) (seg); G es la pendiente; tcT es el factor de ajuste para intervalo aceptado en 2 etapas o fases (1 para doble etapa, 0 para etapa simple) (seg); t3LT es el factor de ajuste por geometría de la intersección (seg); tfx es el tiempo continuo para el movimiento x (seg); tfb es el tiempo continuo base (seg), obtenido de la figura 16 y tfHV es el factor de ajuste para vehículos pesados (0,9 para calles principales de 2 carriles y 1 para calles principales de 4 carriles) (seg).

Figura 16: Intervalos críticos y tiempos continuos bases.

Movimiento	Intervalo crítico base, $t_{c,base}$ (s)		Tiempo continuo base $t_{f,base}$ (s)
	Calle principal de 2 carriles	Calle principal de 4 carriles	
Giro izquierda calle principal	4.1	4.1	2.2
Giro derecha calle secundaria	6.2	6.9	3.3
Paso de frente calle secundaria	6.5	6.5	4.0
Giro izquierda calle secundaria	7.1	7.5	3.5

A menor tc y tf, mayor capacidad.

Capacidad potencial:

El concepto de capacidad potencial asume que todos los espacios disponibles son usados por los movimientos vehiculares actuantes (en los cuales hay una gran prioridad de movimientos vehiculares y peatonales esperando usar uno de estos espacios). La capacidad potencial es estimada usando modelos de espacio aceptado. Esto también asume que cada movimiento opera fuera de un carril exclusivo. La ecuación de cálculo es la 15:

$$c_{p,x} = v_{c,x} \frac{e^{-v_{c,x}t_{c,x}/3600}}{1 - e^{-v_{c,x}t_{f,x}/3600}} \quad (15)$$

donde $c_{p,x}$ es la capacidad potencial del movimiento x (veh/h); $v_{c,x}$ es el flujo de conflicto de dicho movimiento (veh/h); $t_{c,x}$ y $t_{f,x}$ son el intervalo crítico (seg) y el tiempo continuo (seg) del movimiento x .

La capacidad potencial de un movimiento x es definida asumiendo las siguientes condiciones de base:

- El tráfico desde intersecciones cercanas no altera la intersección de estudio.
- Un carril separado es provisto para uso exclusivo de cada movimiento en la calle secundaria.
- Un flujo señalizado cercano a la intersección no afecta los patrones de llegada del tráfico de la calle principal (previo análisis).
- Ningún otro movimiento de jerarquía o rank 2, 3 ó 4 impide el movimiento de estudio.

Los flujos de tráfico de las jerarquías 1 y 2 son asumidos a no tener ningún impedimento producido por algún movimiento de los flujos de la calle secundaria. Esta jerarquía también implica que los flujos de la calle principal no deberían tener demoras altas, ya que tienen prioridad frente a jerarquías como la 3 y 4. Estos movimientos se ajustan a los movimientos de gran prioridad que deben utilizar algunos de los espacios mostrados por los movimientos de menor prioridad. Las jerarquías (en inglés se denominan *ranks*) se detallaron en la Figura 11 y los derechos de parada y paso se detallan a continuación:

1. La jerarquía 1 debe tener libre derecho de paso frente a las jerarquías 2, 3 y se denotará como **i**.
2. La jerarquía 2 debe ceder ante la jerarquía 1 y debe tener libre derecho de paso frente a las jerarquías 3 y 4. Se denotará como **j**.
3. La jerarquía 3 debe ceder ante la jerarquía 1 y 2, y debe tener libre derecho de paso frente a la jerarquía 4. Se denotará como **k**.
4. La jerarquía 4 debe ceder ante la jerarquía 1, 2 y 3. Se denotará como **l**.

La capacidad de movimiento de cada flujo de tráfico de la jerarquía 2 es igual a la capacidad potencial dada en la ecuación 16:

$$c_{m,j} = c_{p,j} \quad (16)$$

donde $c_{m,j}$ es la capacidad del movimiento x de la jerarquía 2, veh/h y $c_{p,j}$ es la capacidad potencial del movimiento x de la jerarquía 2, veh/h.

La capacidad de movimiento de cada flujo de tráfico de la jerarquía 3 se ve afectada por la magnitud de restricciones devenidas por los flujos de prioridad 1 y 2, especialmente los de giro a la izquierda en la calle principal (movimientos 1 y 4), haciendo que los movimientos de jerarquía 3 tengan que esperar para aceptar un intervalo de igual magnitud que los de jerarquía 2.

Una probabilidad de que esta situación ocurra significaría una reducción de manera significativa de la capacidad, producto de los giros de la jerarquía 2, en todos los movimientos de la jerarquía 3.

Ante esto, para el análisis, la probabilidad de que el tráfico de la jerarquía 3 se vea disminuido debido al giro a la izquierda en la calle principal (movimientos 1 y 4) se expresa por la ecuación 17:

$$P_{vj} = 1 - \left(\frac{v_j}{c_{m_j}} \right) \quad (17)$$

donde p_{vj} es la probabilidad de que algún movimiento conflictivo de la jerarquía 2 opere en un estado de cola libre; v_j es la demanda de flujo real para el impedimento j (veh/h) y c_{m_j} es la capacidad del movimiento x de la jerarquía 2 (veh/h).

La capacidad de movimiento c_{mk} para todos los movimientos de la jerarquía 3, se calcula multiplicando las probabilidades de los movimientos de la jerarquía superior ($j = 2$). Se utiliza la ecuación 18:

$$c_{mk} = c_{pk} \cdot \prod_j P_{vj} \quad (18)$$

donde c_{mk} es la capacidad de movimiento de algún movimiento conflictivo de la jerarquía 3.

Para los flujos de jerarquía 4 (giros a la izquierda desde la calle secundaria hacia la calle principal), se deben modificar las restricciones vehiculares, debido a las colas que originan los movimientos de *rank* superior (1, 2 y 3) en la intersección. Los flujos son impedidos por ambos giros a la izquierda de la calle principal y por los movimientos de paso directo de la calle secundaria, el producto de estos impedimentos sobrepuestos se representa en la ecuación 19:

$$p' = 0.65 p'' - \frac{p''}{p'' + 3} + 0.6 \sqrt{p''} \quad (19)$$

donde p' es el factor de ajuste por los efectos impedidos (giros a la izquierda de la calle principal y los movimientos de paso directo de la calle secundaria) y p'' es igual al producto de las probabilidades de movimientos 1, 4, 8, 11 ($p_{v1} \cdot p_{v4} \cdot p_{v8} \cdot p_{v11}$).

Entonces, la capacidad de movimiento para los giros a la izquierda de la calle secundaria, de jerarquía 4, se denota en la ecuación 20:

$$c_{ml} = c_{pl} \cdot \left(p' \cdot \prod_j P_{vj} \right) \quad (20)$$

donde c_{ml} es la capacidad de movimiento de algún movimiento conflictivo de la jerarquía 4 y c_{pl} es la capacidad potencial de movimiento (jerarquía 4).

Los movimientos de la jerarquía 4 ocurrirán solamente en una intersección de 4 accesos. Por lo tanto la ecuación 20 sólo es requerida cuando se evalúa este tipo de intersecciones.

Determinación de la capacidad de carriles compartidos:

- Aproximaciones en la calle secundaria:

Si muchos movimientos comparten el mismo carril y no pueden detenerse a un lado de la línea de parada, es necesario juntar algunos movimientos y reajustar a las nuevas condiciones. Para calcular esta capacidad reajustada de carriles compartidos, se usa la ecuación (21):

$$c_{SH} = \frac{\sum v_y}{\sum \left(\frac{v_y}{c_{m,y}} \right)} \quad (21)$$

donde CSH es la capacidad de carril compartido (veh/h); v_y es el flujo, del movimiento y , compartiendo carril con otros flujos secundarios y $c_{m,y}$ es la capacidad de movimiento del movimiento y , compartiendo carril con otros flujos secundarios.

- Aproximaciones en la calle principal:

Cuando no existe un carril de giro exclusivo a la izquierda, los demás movimientos de tráfico de la calle principal podrían conllevar a demoras por los vehículos que esperan aceptar un intervalo para girar a la izquierda. Las probabilidades de los movimientos 1 y 4 (jerarquía 2), serán calculados con la ecuación 22:

$$p^*_{vj} = 1 - \frac{1 - p_{vj}}{1 - \left(\frac{v_{i1}}{s_{i1}} + \frac{v_{i2}}{s_{i2}} \right)} \quad (22)$$

donde p_{vj} es la probabilidad en estado de cola libre para los movimientos j , asumiendo un carril exclusivo de giro a la izquierda en la calle principal (jerarquía 2); j son los movimientos 1, 4 (giro a la izquierda en la calle principal); $i1$ son los movimientos 2, 5 (sentido de frente en la calle principal); $i2$ los movimientos 3, 6 (giro a la derecha en la calle principal); s_{i1} es la tasa de flujo de saturación para los flujos con sentido de frente en la calle principal (veh/h); s_{i2} es la tasa de flujo de saturación para los flujos con giro a la derecha en la calle principal (veh/h); v_{i1} es el flujo con sentido de frente en la calle principal (veh/h) y v_{i2} el flujo con giro a la derecha en dicha calle (0 si se prevé un carril exclusivo de giro a la derecha) (veh/h).

Para este análisis se obvió esta probabilidad, ya que todo el flujo vehicular sobre RN N°12 (calzada principal) tiene permitido realizar solo movimientos de paso de frente (no se realizan giros, ni izquierdos ni derechos).

Estimación de la longitud de cola:

La estimación de la longitud de la cola es una consideración importante en las intersecciones semaforizadas. Los estudios teóricos y observaciones empíricas han demostrado que la distribución de probabilidad de longitudes de cola para cualquier movimiento de menor importancia en una intersección no semaforizada es una función de la capacidad de movimiento y el volumen de tráfico que se sirve durante el período

de análisis. La ecuación 23 se puede utilizar para estimar la longitud de cola (percentil 95%) para cualquier movimiento de menor importancia en una intersección no semaforizada durante el período de 15 minutos pico:

$$Q_{95} \approx 900T \left[\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_{m,x}} \right) \left(\frac{v_x}{c_{m,x}} \right)}{150T}} \right] \left(\frac{c_{m,x}}{3600} \right) \quad (23)$$

donde Q_{95} es la longitud de cola percentil 95 (veh); v_x es el flujo para un movimiento x (veh/h); $c_{m,x}$ es la capacidad del mismo movimiento (veh/h) y T es el periodo de tiempo de análisis (h), ($T = 0.25$ para un período de 15 min.).

Demoras y criterios de Nivel de Servicio:

La demora total es la diferencia entre el tiempo de viaje actual experimentado y el tiempo de viaje referencial que resultaría de las condiciones de base, fuera de accidentes, control de tráfico, congestión vehicular o demora geométrica. Pero, solamente se considera de la demora total la porción que se atribuye al control de medidas, de cualquier señal o señales de pare, la cual es posible cuantificar. Esta demora es denominada demora controlada o demora del control. La ecuación 24 muestra la demora en condiciones en que la demanda es menor que la capacidad para un período de análisis:

$$d = \frac{3600}{c_{m,x}} + 900T \left[\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_{m,x}} \right) \left(\frac{v_x}{c_{m,x}} \right)}{450T}} \right] + 5 \quad (24)$$

donde d es la demora del control (s/veh); v_x es el flujo para un movimiento x (veh/h); $c_{m,x}$ es la capacidad del mismo movimiento x (veh/h) y T es el periodo de tiempo de análisis (h), ($T = 0,25$ para un período de 15 min.).

El valor constante de 5 s/veh está incluido en la ecuación para considerar la desaceleración de los vehículos (de la velocidad de flujo libre a la velocidad en la cola) y la aceleración (desde la línea de parada para liberar el flujo).

Por otro lado, con la ecuación 25 se obtiene la demora en el acceso:

$$d_A = \frac{d_r v_r + d_t v_t + d_l v_l}{v_r + v_t + v_l} \quad (25)$$

donde d_A es la demora del control en el acceso (s/veh); d_r , d_t , d_l es la demora del control, computado, para el giro a la derecha, paso de frente, y giro a la izquierda, respectivamente (s/veh) y v_r , v_t , v_l es el flujo de giro a la derecha, de paso de frente, y de giro a la izquierda en el acceso, respectivamente (veh/h).

Del mismo modo, la demora del control en la intersección puede ser calculada usando la ecuación 26:

$$d_i = \frac{d_{A,1}v_{A,1} + d_{A,2}v_{A,2} + d_{A,3}v_{A,3} + d_{A,4}v_{A,4}}{v_{A,1} + v_{A,2} + v_{A,3} + v_{A,4}} \quad (26)$$

donde $d_{A,x}$ es la demora del control en el acceso x (s/veh) y $v_{A,x}$ es el flujo en dicho acceso (veh/h).

En la aplicación de las ecuaciones anteriores, la demora para todos los movimientos de la calle principal de jerarquía 1 se consideró nula (0 s/veh).

Por otro lado, el Nivel de Servicio para una intersección TWSC se determina en base a la demora generada o producida por el control, ya sea ésta estimada por cálculo o medida, y se define para cada uno de los movimientos de menor importancia. No está definido para la intersección como un todo. En la figura 17 se dan los criterios de selección del Nivel de Servicio.

Vale destacar, para tener en cuenta, que una intersección señalizada está diseñada, en general, para transportar mayores volúmenes de tráfico y experimentar una mayor demora que una intersección semaforizada.

Figura 17: Criterios de selección del nivel de servicio en intersecciones TWSC.

Nivel de Servicio	Demora promedio del control (s/veh)
A	0–10
B	> 10–15
C	> 15–25
D	> 25–35
E	> 35–50
F	> 50

❖ **Capacidad y Nivel de Servicio en intersecciones con semáforo**

Generalidades:

En este apartado se presenta la metodología empleada para determinar la capacidad y/o el nivel de servicio en los accesos de una intersección semaforizada existente, o el nivel general de servicio en la misma, en términos de la demora de la fase o del semáforo, respectivamente.

La figura 18 ilustra los datos de entrada y el orden de cálculo empleado por el método.

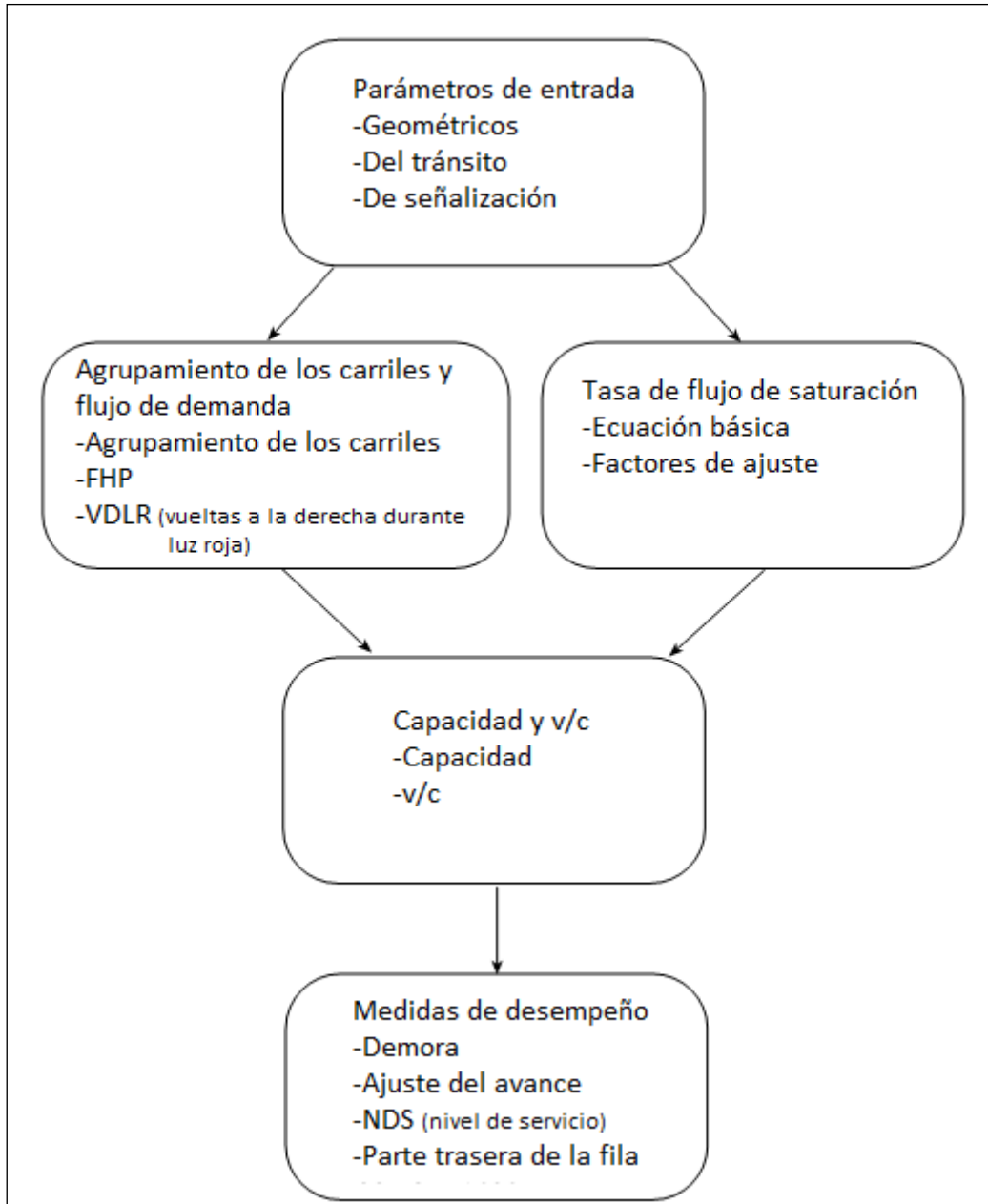
Parámetros de entrada:

Especificación de las condiciones geométricas: aquí corresponde registrar la configuración física de la intersección, ésta se obtiene en términos del número de carriles, ancho de carril, pendiente, movimiento en cada carril, ubicación del estacionamiento, longitud de las bahías de estacionamiento, etc..

Se especificaron en función de la planimetría propuesta.

Especificación de las condiciones del tránsito: esta fase incluye el registro de los volúmenes horarios (vehículos, bicicletas y peatones). En general, el periodo de análisis se toma como 15 minutos ($T = 0,25$); esta tasa de flujo (volumen horario equivalente) se calcula a partir los volúmenes horarios registrados y el factor de hora pico (FHP).

Figura 18: Pasos a seguir en la metodología de cálculo de intersecciones semaforizadas.



Por otro lado, el nivel de coordinación de las luces entre semáforos de las intersecciones adyacentes es una condición crítica a considerar y que se determina en términos del tipo de llegada, a la intersección, de pelotones (influye marcadamente, tanto en la demora como en el nivel de servicio). Se identifican seis tipos de llegadas (TLL):

El tipo de llegadas 1, que representa la condición de llegada más adversa, es un pelotón denso que llega en el inicio de la fase de luz roja y contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo de carriles.

El Tipo de llegadas 2, el cual se considera todavía desfavorable, aun cuando es mejor que el Tipo 1, consiste en un pelotón denso que llega a la mitad de la fase de luz roja, ó un pelotón disperso que llega durante la fase de luz roja y contiene del 40 al 80 por ciento del volumen del grupo de carriles.

El Tipo de llegadas 3, que generalmente se presenta en intersecciones aisladas y que no están interconectadas, se caracteriza por pelotones muy dispersos, lo que implica la llegada aleatoria de los vehículos, en el cual el grupo principal contiene menos del 40 por ciento del volumen del grupo de carriles. Las llegadas en las intersecciones coordinadas con beneficios mínimos en el avance, también pueden describirse mediante este tipo de llegada.

El Tipo de llegadas 4, que en general se considera una condición favorable del pelotón, puede ser un pelotón moderadamente denso que llega a la mitad de la fase de luz verde, o un grupo disperso que contiene del 40 al 80 por ciento del volumen del grupo de carriles que llega durante la totalidad de la fase de luz verde.

El tipo de llegadas 5, representa la mejor condición de llegada que frecuentemente se presenta, es un pelotón denso que contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo de carriles que llega en el inicio de la fase de luz verde.

El Tipo de llegadas 6, representa una calidad excepcional de avance, es un pelotón muy denso que avanza a través de varias intersecciones cercanas con muy poco tránsito proveniente de las calles laterales.

Ante la falta de datos de campo, y teniendo en cuenta que la distancia entre las intersecciones semaforizadas analizadas es mayor a 1 km, se adoptó el tipo de llegada 3.

También se deben registrar aspectos tales como el porcentaje de vehículos pesados, el número de maniobras de estacionamiento y el número de buses que se detienen para levantar y/o descargar pasajeros. Los últimos dos valores se determinan a ambos lados de la intersección, considerando un radio de 76 metros.

Se despreciaron, por la ubicación espacial de las intersecciones analizadas y ante la falta de datos, maniobras de estacionamiento y parada de buses.

Especificación de las condiciones de señalización: deben especificarse los detalles del sistema de semáforos, incluye un diagrama de fases y la duración de las luces verde, amarilla y del ciclo.

En el caso analizado no se conocían los datos operativos de los semáforos y por lo tanto tuvieron que calcularse o suponerse. Se siguió la siguiente metodología de cálculo:

La duración del ciclo para una intersección de este tipo debe ser corta, de preferencia de 35 a 60 segundos, aunque puede ser necesario usar ciclos de mayor duración cuando los volúmenes en el acceso son muy altos. Sin embargo, la duración de un

ciclo debe conservarse por debajo de 120 segundos, ya que ciclos muy largos conducen a una demora excesiva.

Intervalo amarillo

El propósito principal del intervalo de luz amarilla después del verde es advertir al conductor del hecho de que la luz verde está a punto de cambiar a rojo, y permitir a los vehículos que ya están en la intersección que la crucen. El intervalo de luz amarilla que se requiere, es el periodo que garantice que un vehículo que se aproxima, pueda ya sea detenerse con seguridad o proseguir y atravesar la intersección sin tener que acelerar; la ecuación a utilizar es la 27:

$$\tau_{\text{mín}} = \delta + \frac{(W + L)}{u_o} + \frac{u_o}{2(a + Gg)} \quad (27)$$

donde W es el ancho de la intersección (m); L es la longitud del vehículo (m); δ es el tiempo de reacción-percepción (seg); a es la tasa constante de desaceleración o frenado (m/seg^2); u_o es la velocidad máxima admisible en los caminos de acceso (km/h); G es la pendiente del acceso y g la aceleración debida a la gravedad.

Las consideraciones de seguridad normalmente excluyen a los intervalos amarillos menores que 3 segundos, y para fomentar el respeto del conductor por el intervalo amarillo, generalmente no es mayor que 5 segundos. Cuando se requieren intervalos amarillos mayores que los calculados con la ecuación anterior, puede insertarse una fase totalmente roja que siga a la luz amarilla. El intervalo de cambio, amarillo más totalmente rojo, debe ser por lo menos el valor calculado.

Duración de ciclo para señales fijas (previamente sincronizadas)

Se siguió el método de Webster, según el cual la duración del ciclo se obtiene mediante la ecuación 28:

$$C_o = \frac{1.5L + 5}{\phi - \sum_{i=1}^{\phi} Y_i} \quad (28)$$

donde C_o es la duración óptima de ciclo (seg); L es el tiempo perdido total por ciclo (seg); Y_i es el valor máximo de las relaciones de flujo de acceso entre flujo de saturación para todos los grupos de carriles con el uso de la fase i y Φ es el número de fases.

El tiempo perdido total por ciclo (tiempo que no es utilizado por ninguna fase para el desalojo de vehículos) se obtiene con la ecuación 29:

$$L = \sum_{i=1}^{\phi} l_i + R \quad (29)$$

donde l_i es el tiempo perdido para la fase i (aproximadamente 3,5 a 4 seg) y R es la fase totalmente roja durante el ciclo.

Luego, el tiempo efectivo total de luz verde disponible por ciclo está dado por la ecuación 30:

$$G_{\text{v}} = C - L = C - \left(\sum_{i=1}^{\phi} l_i + R \right) \quad (30)$$

Para obtener la demora mínima total, el tiempo efectivo total de luz verde debe distribuirse entre las diferentes fases, proporcionalmente a los valores de Y para obtener el tiempo efectivo de luz verde para cada fase. Lo dicho se realiza mediante la ecuación 31:

$$G_{ei} = \frac{Y_i}{Y_1 + Y_2 + \dots + Y_\phi} G_{te} \quad (31)$$

Finalmente, con la ecuación 32 se obtiene el tiempo real de luz verde para cada fase:

$$G_{ai} = G_{ei} + l_i - \tau_i \quad (32)$$

Tiempo mínimo de luz verde

En una intersección donde cruce un número importante de peatones (“no es el caso de las intersecciones analizadas”), es necesario suministrar un tiempo mínimo de luz verde que permita que los peatones crucen la intersección con seguridad. La duración de este tiempo mínimo de luz verde puede ser mayor que la necesaria para que el tránsito vehicular atraviese la intersección. Por tanto, el tiempo de luz verde asignado al tránsito que se mueve en la dirección norte-sur no debe ser menor, que el tiempo de luz verde requerido para que los peatones crucen los accesos este-oeste en la intersección. En forma similar, el tiempo de luz verde asignado al tránsito que se mueve en la dirección este-oeste, no puede ser menor que el requerido para que los peatones crucen los accesos norte-sur. El tiempo mínimo de luz verde puede determinarse usando las ecuaciones 33:

$$G_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + \left(0.81 \frac{N_{ped}}{W_E}\right) \text{ for } W_E > 3.0 \text{ m}$$

$$G_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + (0.27 N_{ped}) \text{ for } W_E \leq 3.0 \text{ m} \quad (33)$$

donde G_p es el tiempo mínimo de luz verde (seg); L es la longitud de la franja de peatones (m); S_p es la velocidad promedio de los peatones (aproximadamente 1,22 m/seg); 3,2 es el tiempo de inicio del peatón; W_E es el ancho efectivo de la franja de peatones y N_{ped} es el número de peatones que cruzan durante un intervalo.

Identificación de los diferentes grupos de carriles y tasa de flujo de demanda:

Un grupo de carriles consta de uno o más carriles en el acceso de una intersección que tienen la misma fase verde. Se establecen para cada acceso. Deben establecerse grupos de carriles por separado para el (los) carril(es) de movimiento(s) exclusivo(s), a menos que el acceso también contenga un carril compartido para el (los) mismo(s) movimiento(s).

Es necesario, para el análisis, convertir los volúmenes horarios a tasas de flujo de 15 minutos, dividiendo los volúmenes horarios entre el factor de hora pico (FHP). Aunque no todos los movimientos de un acceso se dan, en general, en el mismo pico, el dividir todos los volúmenes horarios por un solo FHP implica que el pico se presenta al mismo tiempo para todos los movimientos, lo cual es una suposición conservadora.

El volumen que da vuelta a la derecha en un grupo de carriles, puede reducirse por el volumen de vehículos que dan vuelta a la derecha durante la fase de luz roja (VDLR). Ante la falta de datos, se aceptó que dicho volumen sea nulo.

Flujo de saturación:

Este módulo contempla el cálculo del flujo de saturación para cada grupo de carriles. El flujo de saturación se define como la tasa de flujo en vehículos/hora, que el grupo de carriles puede sustentar si tiene la indicación continua de luz verde, es decir, si $g/C=1$.

El flujo de saturación (s) depende de un flujo de saturación ideal (s_o), que generalmente se toma como 1900 vehículos por hora, de tiempo de luz verde por carril. Entonces este flujo de saturación ideal se ajusta a las condiciones prevalecientes, para obtener el flujo de saturación para el grupo de carriles que se está considerando. El ajuste se hace introduciendo factores de corrección para el número de carriles, ancho de carril, porcentaje de vehículos pesados en el tránsito, pendiente del acceso, actividad de estacionamiento, autobuses locales que paran dentro de la intersección, tipo de área, factor de utilización de carriles, y las vueltas a la derecha y a la izquierda. Se utiliza la ecuación 34:

$$s = s_o N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb} \quad (34)$$

donde s es el flujo de saturación para el grupo de carriles considerado, expresado como un total para todos los carriles en el grupo, bajo las condiciones prevalecientes (vehículos/hora/grupo); s_o es el flujo de saturación ideal por carril, generalmente tomado como 1900 (vehículos/hora/carril); N es el número de carriles en el grupo de carriles; f_w es el factor de ajuste del ancho de carril; f_{hv} es el factor de ajuste por vehículos pesados en el flujo vehicular; f_g es el factor de ajuste por pendiente del acceso; f_p es el factor de ajuste por la existencia de un carril de estacionamiento, adyacente al grupo de carriles y la actividad de estacionamiento en ese carril; f_a es el factor de ajuste por tipo de área (para el distrito de negocios, 0,90; para todas las otras áreas, 1,00); f_{bb} es el factor de ajuste por el efecto de obstrucción de autobuses que paran dentro del área de la intersección; f_{LU} es el factor de ajuste por la utilización del carril; f_{RT} el factor de ajuste por las vueltas a la derecha en el grupo de carriles; f_{LT} el factor de ajuste por las vueltas a la izquierda en el grupo de carriles; f_{Lpb} el factor de ajuste de peatones para los movimientos de vuelta a la izquierda y f_{Rpb} es el factor de ajuste de peatones para los movimientos de vuelta a la derecha.

Capacidad y módulo de análisis v/c:

La capacidad en una intersección semaforizada, está dada por cada grupo de carriles y se define como la tasa máxima de flujo que puede cruzar la intersección, por cada grupo de carriles que se considera, de acuerdo con las condiciones prevalecientes de tránsito, de la vía y de la señalización.

La capacidad se da en vehículos por hora (veh/h), pero se basa en el flujo durante un periodo pico de 15 minutos.

Se determina la capacidad de cada grupo de carriles con la ecuación 35:

$$c_i = s_i \frac{g_i}{C} \quad (35)$$

donde c_i es la capacidad del grupo i de carriles (veh/h); s_i es el flujo de saturación para el grupo de carriles o el acceso i ; g_i/C es la razón de luz verde para el grupo de carriles o el acceso i ; g_i es la luz verde efectiva para el grupo de carriles o el acceso i y C es la duración del ciclo (seg).

Con el uso de la ecuación 36, entonces se calcula la relación volumen a capacidad (v/c) para cada grupo de carriles:

$$X_i = \left(\frac{v}{c}\right)_i = \frac{v_i}{s_i \left(\frac{g_i}{C}\right)} = \frac{v_i C}{s_i g_i} \quad (36)$$

donde X_i es la relación volumen-capacidad o grado de saturación y v_i es el flujo del grupo de carriles o el acceso i (veh/h).

Similarmente, con la ecuación 37, se calcula la relación crítica volumen a capacidad X_c para la intersección (para lo cual es necesario la identificación del grupo crítico de carriles para cada fase de luz verde):

$$X_c = \sum \left(\frac{v}{s}\right)_{ci} \left(\frac{C}{C-L}\right) \quad (37)$$

donde X_c es la relación crítica volumen a capacidad para la intersección; $\sum \left(\frac{v}{s}\right)_{ci}$ es la sumatoria de las razones de los flujos reales entre el flujo de saturación para todos los carriles, los grupos o los accesos críticos; C es la duración del ciclo (seg) y L es el tiempo perdido total por ciclo calculado como la suma de tiempos perdidos (l_i) para cada fase crítica de la señalización (seg).

Puntos clave que deben tenerse en cuenta, cuando se están evaluando las características de capacidad:

- Cuando la razón crítica (v/c) es mayor que 1,00, las características geométricas y del semáforo son inadecuadas para los flujos de demanda críticos en la intersección.
- Cuando hay una variación grande de la razón (v/c) para los diferentes grupos críticos de carriles, pero su valor es aceptable, el tiempo de luz verde no está distribuido en forma proporcional, y debe considerarse la reasignación del tiempo de luz verde.

Módulo de las medidas de desempeño

En este último módulo se determina la demora promedio por vehículo en cada grupo de carriles, y por tanto el nivel de servicio para cada acceso y para la intersección como un todo. La demora es un elemento de control, no solamente indica la cantidad de tiempo de viaje perdido y el consumo de combustible, sino también es una medida de la frustración y de la incomodidad de los conductores. La demora por fase es parte de la demora total que se atribuye al dispositivo de control. Ésta incluye la demora debida a la desaceleración, el tiempo de avance de la fila, el tiempo de parada y al movimiento de aceleración, y depende del tiempo de luz roja, el cual a su vez depende de la duración del ciclo. El cálculo incluye primero la determinación de la demora uniforme, por incrementos, y residual.

Demora uniforme (d1i): es aquella que se presenta en un grupo de carriles si los vehículos llegan con una distribución uniforme y si no se presenta la saturación durante cualquier ciclo. Se determina con la ecuación 38:

$$d_{1i} = \frac{0.5C \left(1 - \frac{g_i}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X_i) \frac{g_i}{C}\right]} \quad (38)$$

donde d_{1i} es la demora uniforme (seg/veh) para el grupo de carriles i ; C es la duración del ciclo (seg); g_i es el tiempo efectivo de luz verde para el grupo de carriles i (seg) y X_i es la razón (v/c) para el grupo de carriles i

Demora por incrementos (d_{2i}): considera que las llegadas no son uniformes sino aleatorias y que algunos ciclos tendrán sobre flujo (demora aleatoria), así como demora causada por periodos sostenidos de sobresaturación. Está dada por la ecuación 39:

$$d_{2i} = 900T \left[(X_i - 1) + \sqrt{(X_i - 1)^2 + \frac{8(klX)_i}{ciT}} \right] \quad (39)$$

donde d_{2i} es la demora por incrementos (seg/veh) para el grupo de carriles i ; c_i es la capacidad del grupo de carriles i (veh/h); T es la duración del periodo de análisis (h); k_i es el factor de demora por incrementos que depende de las órdenes del controlador (véase la figura 19); l_i es el factor de ajuste de la permeabilidad o filtración antes de la intersección, que considera el efecto de las llegadas que se filtran, provenientes de los semáforos ubicados antes de la intersección (para intersecciones aisladas, "que es el caso que se analiza", $l_i=1$) y X_i es la razón (v/c) para el grupo de carriles i .

Figura 19: Factor de demora por incrementos.

Extensión unitaria (s)	Grado de saturación (X)					
	≤ 0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	≥ 1.0
≤ 2.0	0.04	0.13	0.22	0.32	0.41	0.50
2.5	0.08	0.16	0.25	0.33	0.42	0.50
3.0	0.11	0.19	0.27	0.34	0.42	0.50
3.5	0.13	0.20	0.28	0.35	0.43	0.50
4.0	0.15	0.22	0.29	0.36	0.43	0.50
4.5	0.19	0.25	0.31	0.38	0.44	0.50
5.0 ^a	0.23	0.28	0.34	0.39	0.45	0.50
Movimiento a tiempo fijo o no actuado	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

Nota: Para una extensión unitaria dada y su valor de k_{min} para $X = 0.5$: $k = (1 - 2k_{min})(X - 0.5) + k_{min}$, $k \geq k_{min}$, y $k \leq 0.5$.

a. Para una extensión unitaria > 5.0, extrapolar para encontrar k , conservando $k \leq 0.5$.

Demora de la demanda residual (d_{3i}): se presenta como resultado de una demanda no satisfecha de vehículos Q_b , presente al inicio del periodo de análisis T . Es decir, existe un evento residual de duración Q_b al inicio del periodo de análisis.

En los casos analizados, a falta de datos, se consideró que no hay demanda residual ($Q_b=0$), luego entonces $d_{3i} = 0$.

La demora total para el grupo de carriles i está dada por la ecuación 40:

$$d_i = d_{1i}(PF) + d_{2i} + d_{3i} \quad (40)$$

donde d_i es la demora promedio por vehículo para un grupo de carriles dado (seg/veh) y PF es el factor de ajuste de demora uniforme para la calidad del avance (para llegadas tipo 3, “que es el caso que se adoptó en el análisis”, PF es igual a 1).

Demora en el acceso: habiendo determinado la demora promedio para cada grupo de carriles se puede especificar la demora promedio para cualquier acceso, como el promedio ponderado de las demoras de todos los grupos de carriles en ese acceso. La demora del acceso está dada por la ecuación 41:

$$d_A = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i} \quad (41)$$

donde d_A es la demora para el acceso A (seg/veh); d_i es la demora ajustada para el grupo de carriles i en el acceso A (seg/veh) y v_i es la tasa de flujo ajustada para el grupo de carriles i (veh/h).

Finalmente puede determinarse el nivel de servicio del acceso A a través de la figura 20.

Demora en la intersección: la demora promedio en la intersección se encuentra de una manera similar a la demora del acceso. En este caso, el promedio ponderado de las demoras en todos los accesos, es la demora promedio en la intersección. Por tanto la demora promedio en la intersección está dada por la ecuación 42:

$$d_I = \frac{\sum d_A v_A}{\sum v_A} \quad (42)$$

donde d_I es la demora promedio para la intersección (seg/veh) y d_A es la demora ajustada para el acceso A (seg/veh).

Entonces se determina el nivel de servicio para la intersección a través de la figura 20, usando la demora promedio para la intersección.

Debe aclararse que las demoras cortas o aceptables no indican automáticamente una capacidad adecuada. Deben considerarse tanto la capacidad como la demora en la evaluación de cualquier intersección.

Los criterios del nivel de servicio NS se dan en términos de la demora promedio por vehículo, durante un periodo de análisis de 15 minutos.

Figura 20: Criterios de selección del nivel de servicio en intersecciones semaforizadas.

Nivel de Servicio	Demora por vehículo (seg/veh)
A	≤ 10
B	$> 10-20$
C	$> 20-35$
D	$> 35-55$
E	$> 55-80$
F	> 80

ANEXO 2: ENTRADAS Y SALIDAS PRINCIPALES DEL HCS-2000

ESCENARIO 1 - AÑO DE ANÁLISIS 2014

Intersección 1:

Rampa de acceso 3.1

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1
 Freeway/dir or travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
 Junction: Intersección 1/Rampa 2.1
 Analysis Year: 2014
 Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	103.7	km/h
Volume on freeway	186	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Right	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	665	vph
Length of first accel/decel lane	327	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist?	No	
Volume on adjacent Ramp		vph
Position of adjacent Ramp		
Type of adjacent Ramp		
Distance to adjacent Ramp		m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	186	665		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	52	185		v
Trucks and buses	25	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.889	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	233	768		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

L = 0.00 (Equation 25-2 or 25-3)
 EQ
 P = 1.000 Using Equation 0
 FM
 $v_{12} = v_F (P_{FM}) = 233 \text{ pcph}$

Capacity Checks			
	Actual	Maximum	LOS F?
v FO	1001	4636	No
v R12	1001	4600	No

Level of Service Determination (if not F)			
Density, D =	3.402 + 0.00456 v	+ 0.0048 v	- 0.01278 L = 3.8
pc/km/ln	R	R	12 A
Level of service for ramp-freeway junction areas of influence A			

Speed Estimation	
Intermediate speed variable,	M = 0.260
Space mean speed in ramp influence area,	S = 94.2 km/h
Space mean speed in outer lanes,	S = N/A km/h
Space mean speed for all vehicles,	S = 94.2 km/h

Longitud de entrecruzamiento 1.1

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis	
Freeway/dir or Travel:	Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
Weaving Location:	Intersección 1/Entrecruz. 1.1
Analysis Year:	2014
Description:	Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs	
Freeway free-flow speed, SFF	104 km/h
Weaving number of lanes, N	4
Weaving segment length, L	128 m
Terrain type	Level
Grade	%
Length	km
Weaving type	C Multilane or C-D
Volume ratio, VR	1.00
Weaving ratio, R	0.22

Conversion to pc/h Under Base Conditions					
	Non-Weaving		Weaving		
	V A-C	V B-D	V A-D	V B-C	
Volume, V	0	0	143	44	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v15	0	0	40	12	v
Trucks and buses	0	0	25	8	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	1.000	0.889	0.962	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	0	178	50	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds			
	Weaving	Non-Weaving	
Weaving intensity factor, W_i	0.47	0.15	
Weaving and non-weaving speeds, S_i	83.99	100.80	
Number of lanes required for unconstrained operation, N_w (Exhibit 24-7)		3.06	
Maximum number of lanes, N_w (max) (Exhibit 24-7)		3.00	
Type of operation is		Constrained	

_____Weaving Segment _____	Speed,	Density,	Level of Service	and Capacity_____
Weaving segment speed, S	83.99	km/h		
Weaving segment density, D	0.68	pc/km/ln		
Level of service, LOS		A		
Capacity for base condition, cb	5774	pc/h		

_____Limitations Segments_____	on	Weaving
	Analyzed	If Max Exceeded See Note
Weaving flow rate, V_w	228	Maximum 3500 Note a
Average flow rate (pc/h/ln)	57	2320 b
Volume ratio, VR	1.00	0.50 c
Weaving ratio, R	0.22	0.40 d
Weaving length (m)	128	750 e

Longitud de entrecruzamiento 2.1

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis	
Freeway/dir or Travel:	Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
Weaving Location:	Intersección 1/Entrecruz. 2.1
Analysis Year:	2014
Description:	Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs		
Freeway free-flow speed, S_{FF}	104	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	74	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	0.99	
Weaving ratio, R	0.22	

Conversion to pc/h Under Base Conditions					
	Non-Weaving		Weaving		veh/h
	V A-C	V B-D	V A-D	V B-C	
Volume, V	0	9	151	566	
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v_{15}	0	3	42	157	v
Trucks and buses	0	8	25	8	%

Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	0.962	0.889	0.962	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	10	188	654	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, Wi	1.84	0.83
Weaving and non-weaving speeds, Si	55.01	71.99
Number of lanes required for unconstrained operation, Nw (Exhibit 24-7)		3.25
Maximum number of lanes, Nw (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity

Weaving segment speed, S	55.16	km/h
Weaving segment density, D	3.86	pc/km/ln
Level of service, LOS	A	
Capacity for base condition, cb	5460	pc/h

Limitations on Weaving Segments

	Analyzed	If Max Exceeded	See Note
Weaving flow rate, Vw	842	3500	a
Average flow rate (pc/h/ln)	213	2320	b
Volume ratio, VR	0.99	0.50	c
Weaving ratio, R	0.22	0.40	d
Weaving length (m)	74	750	e

Intersección 2:

Rampa de acceso 3.2

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1

Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
 Junction: Intersección 2/Rampa 3.2
 Analysis Year: 2014
 Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	111.0	km/h
Volume on freeway	967	vph

On

Ramp

Data

Side of freeway	Right	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	357	vph
Length of first accel/decel lane	211	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist? No
 Volume on adjacent Ramp vph
 Position of adjacent Ramp
 Type of adjacent Ramp
 Distance to adjacent Ramp m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	967	357		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	269	99		v
Trucks and buses	11	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.948	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	1134	413		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

$$L = 0.00 \quad (\text{Equation 25-2 or 25-3})$$

$$EQ$$

$$P = 1.000 \quad \text{Using Equation 0}$$

$$FM$$

$$v_{12} = v_{12} \left(\frac{P}{F} \right) = 1134 \quad \text{pcph}$$

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v	1547	4710	No
FO			
v	1547	4600	No
R12			

Level of Service Determination (if not F)

$$\text{Density, } D = 3.402 + 0.00456 v_R + 0.0048 v_{12} - 0.01278 L_A = 8.0 \text{ pc/km/ln}$$

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence B

Speed Estimation

Intermediate speed variable,	M = 0.293	
Space mean speed in ramp influence area,	S = 98.1	km/h
Space mean speed in outer lanes,	S = N/A	km/h
Space mean speed for all vehicles,	S = 98.1	km/h

Longitud de entrecruzamiento 1.2

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
 Weaving Location: Intersección 2/Entrecruz. 1.2
 Analysis Year: 2014
 Description: Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs

Freeway free-flow speed, SFF	111	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	100	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	1.00	
Weaving ratio, R	0.43	

Conversion to pc/h Under Base Conditions

	Non-Weaving		Weaving		
	V	V	V	V	
	A-C	B-D	A-D	B-C	
Volume, V	0	0	143	115	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v15	0	0	40	32	v
Trucks and buses	0	0	25	8	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	1.000	0.889	0.962	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	0	178	132	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, Wi	0.69	0.24
Weaving and non-weaving speeds, Si	80.13	100.79
Number of lanes required for unconstrained operation, Nw (Exhibit 24-7)		3.13
Maximum number of lanes, Nw (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity

Weaving segment speed, S	80.13	km/h
Weaving segment density, D	0.97	pc/km/ln
Level of service, LOS	A	
Capacity for base condition, cb	5535	pc/h

Limitations on Weaving Segments

	Analyzed	If Max Exceeded See Note	Maximum	Note
Weaving flow rate, Vw	310	3500		a

Average flow rate (pc/h/ln)	77	2355	b
Volume ratio, VR	1.00	0.50	c
Weaving ratio, R	0.43	0.40	d
Weaving length (m)	100	750	e

Longitud de entrecruzamiento 2.2

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Weaving Location: Intersección 2/Entrecruz. 2.2
 Analysis Year: 2014
 Description: Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs

Freeway free-flow speed, SFF	111	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	90	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	0.96	
Weaving ratio, R	0.49	

Conversion to pc/h Under Base Conditions

	Non-Weaving		Weaving		
	V	V	V	V	
	A-C	B-D	A-D	B-C	
Volume, V	0	24	302	304	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v15	0	7	84	84	v
Trucks and buses	0	8	19	8	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	0.962	0.913	0.962	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	27	367	351	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, Wi	1.43	0.59
Weaving and non-weaving speeds, Si	63.15	83.61
Number of lanes required for unconstrained operation, Nw (Exhibit 24-7)		3.21
Maximum number of lanes, Nw (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment	Speed,	Density,	Level of Service	and Capacity
Weaving segment speed, S	63.72	km/h		
Weaving segment density, D	2.92	pc/km/ln		
Level of service, LOS		A		
Capacity for base condition, cb	5462	pc/h		

Limitations on Weaving Segments

	Analyzed	If Max Exceeded	See Note
Weaving flow rate, Vw	718	3500	a
Average flow rate (pc/h/ln)	186	2355	b
Volume ratio, VR	0.96	0.50	c
Weaving ratio, R	0.49	0.40	d
Weaving length (m)	90	750	e

Intersección 3:

HCS2000: Signalized Intersections Release 4.1

Inter.: Ruta 12/Ite.Corrientes-Posadas

Area Type: All other areas

Year: 2014

Project ID: Análisis de operación de intersecciones semaforizadas

E/W St: Avenida

N/S St: Ruta 12

VOLUME DATA

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Volume	315	1	1	4	4	4	1311			141		
% Heavy Veh	8	8	8	8	8	8	10			30		
PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90			0.90		
PK 15 Vol	88	1	1	1	1	1	364			39		
Hi Ln Vol												
% Grade		0			0		0			0		
Ideal Sat		1900			1900		1900			1900		
ParkExist												
NumPark												
No. Lanes	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0
LGConfig		LTR			LTR			T			T	
Lane Width		4.0			4.0			3.7			3.7	
RTOR Vol			0			0						
Adj Flow		352			12			1457			157	
%InSharedLn												
Prop LTs												
Prop RTs					0.333			0.000			0.000	
Peds Bikes	0				0						0	
Buses		0			0			0			0	
%InProtPhase												
Duration	0.25											

OPERATING PARAMETERS

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Init Unmet		0.0			0.0			0.0			0.0	
Arriv. Type		3			3			3			3	
Unit Ext.		0.0			0.0			0.0			0.0	
I Factor		1.000			1.000			1.000			1.000	
Lost Time		1.0			1.0			1.0			1.0	
Ext of g		2.0			2.0			2.0			2.0	
Ped Min g		20.3			20.3							

PHASE DATA

Phase Combination	1	2	3	4	5	6	7	8
EB Left		P			NB Left			
Thru		P			Thru	P		
Right		P			Right			
Peds					Peds			
WB Left		P			SB Left			
Thru		P			Thru	P		
Right		P			Right			
Peds					Peds			
NB Right					EB Right			
SB Right					WB Right			
Green		11.0	5.0			37.0		
Yellow		5.0	5.0			5.0		
All Red		0.0	0.0			2.0		

Cycle Length: 70.0 secs

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW WORKSHEET

Volume Adjustment	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Volume, V	315	1	1	4	4	4	1311			141		
PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90			0.90		
Adj flow	350	1	1	4	4	4	1457			157		
No. Lanes	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0
Lane group		LTR			LTR			T			T	
Adj flow		352			12			1457			157	
Prop LTs												
Prop RTs					0.333			0.000			0.000	

Saturation Flow Rate (see Exhibit 16-7 to determine the adjustment factors)

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
LG	LTR			LTR			T			T		
So	1900			1900			1900			1900		
Lanes	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0
fW	1.044			1.044			1.006			1.006		
fHV	0.926			0.926			0.909			0.769		
fG	1.000			1.000			1.000			1.000		
fP	1.000			1.000			1.000			1.000		
fBB	1.000			1.000			1.000			1.000		
fA	1.00			1.00			1.00			1.00		
fLU	0.95			0.95			0.95			0.95		
fRT	1.000			0.950			1.000			1.000		
fLT	0.953			0.984			1.000			1.000		
Sec.												
fLpb	1.000			1.000			1.000			1.000		
fRpb	1.000			1.000			1.000			1.000		
S	3324			3262			3300			2792		
Sec.												

CAPACITY ANALYSIS WORKSHEET

Capacity Analysis and Lane Group Capacity								
Appr/ Mvmt	Lane Group	Adj Flow Rate (v)	Adj Sat Flow Rate (s)	Flow Ratio (v/s)	Green Ratio (g/C)	--Lane Group-- Capacity (c)	v/c Ratio	
Eastbound								
Prot								
Perm								
Left								
Prot								
Perm								
Thru	LTR	352	3324	# 0.11	0.17	570	0.62	
Right								
Westbound								
Prot								
Perm								
Left								
Prot								
Perm								
Thru	LTR	12	3262	# 0.00	0.09	280	0.04	
Right								
Northbound								
Prot								
Perm								
Left								
Prot								
Perm								
Thru	T	1457	3300	# 0.44	0.54	1791	0.81	
Right								
Southbound								
Prot								
Perm								
Left								
Prot								
Perm								
Thru	T	157	2792	0.06	0.54	1516	0.10	
Right								

Sum of flow ratios for critical lane groups, $Y_c = \text{Sum (v/s)} = 0.55$
 Total lost time per cycle, $L = 14.00 \text{ sec}$
 Critical flow rate to capacity ratio, $X_c = (Y_c) (C) / (C-L) = 0.69$

Control		Delay							and		LOS	
Determination												
Appr/ Lane Grp	Ratios v/c	Unf Del dl	Prog Adj Fact	Lane Grp Cap	Incremental Factor k	Res Del d2	Res Del d3	Lane Group Delay	LOS	Approach Delay	LOS	
Eastbound												
LTR	0.62	0.17	26.9	1.000	570	0.50	5.0	0.0	31.8	C	31.8 C	
Westbound												
LTR	0.04	0.09	29.4	1.000	280	0.50	0.3	0.0	29.7	C	29.7 C	
Northbound												
T	0.81	0.54	13.1	1.000	1791	0.50	4.2	0.0	17.3	B	17.3 B	
Southbound												
T	0.10	0.54	7.7	1.000	1516	0.50	0.1	0.0	7.9	A	7.9 A	

Intersection Delay = 19.2 (sec/veh) Intersection LOS = B

Intersección 4:

HCS2000: Signalized Intersections Release 4.1

Inter.: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas

Area Type: All other areas

Year: 2014

Project ID: Análisis de operación de intersecciones semaforizadas

E/W St: Avenida

N/S St: Ruta 12

VOLUME DATA

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Volume	67	1	1	4	4	4	1627			141		
% Heavy Veh	8	8	8	8	8	8	10			30		
PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90			0.90		
PK 15 Vol	19	1	1	1	1	1	452			39		
Hi Ln Vol												
% Grade		0			0		0			0		
Ideal Sat		1900			1900		1900			1900		
ParkExist												
NumPark												
No. Lanes	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0
LGConfig		LTR			LTR			T			T	
Lane Width		4.0			4.0			3.7			3.7	
RTOR Vol			0			0						
Adj Flow		76			12			1808			157	
%InSharedLn												
Prop LTs												
Prop RTs					0.333			0.000			0.000	
Peds Bikes	0			0								
Buses		0			0			0			0	
%InProtPhase												
Duration	0.25											

Area Type: All other areas

OPERATING PARAMETERS

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Init Unmet		0.0			0.0			0.0			0.0	
Arriv. Type		3			3			3			3	
Unit Ext.		0.0			0.0			0.0			0.0	
I Factor		1.000			1.000			1.000			1.000	
Lost Time		1.0			1.0			1.0			1.0	
Ext of g		2.0			2.0			2.0			2.0	
Ped Min g		20.3			20.3							

PHASE DATA

Phase Combination	1	2	3	4	5	6	7	8
EB Left		P			NB Left			
Thru		P			Thru	P		
Right		P			Right			
Peds					Peds			
WB Left			P		SB Left			
Thru			P		Thru	P		
Right			P		Right			
Peds					Peds			
NB Right					EB Right			

Thru	LTR	12	3262	#	0.00	0.08	245	0.05
Right								
Northbound								
Prot								
Perm								
Left								
Prot								
Perm								
Thru	T	1808	3300	#	0.55	0.64	2104	0.86
Right								
Southbound								
Prot								
Perm								
Left								
Prot								
Perm								
Thru	T	157	2792		0.06	0.64	1780	0.09
Right								

Sum of flow ratios for critical lane groups, $Y_c = \text{Sum (v/s)} = 0.57$
 Total lost time per cycle, $L = 14.00 \text{ sec}$
 Critical flow rate to capacity ratio, $X_c = (Y_c) (C) / (C-L) = 0.70$

Control		Delay							and		LOS	
Determination												
Appr/ Lane Grp	Ratios v/c	Unf Del d1	Prog Adj Fact	Lane Grp Cap	Incremental Factor k	Res Del d2	Res Del d3	Lane Group Delay	LOS	Approach Delay	LOS	
Eastbound												
LTR	0.20	0.11	32.2	1.000	374	0.50	1.2	0.0	33.5	C	33.5 C	
Westbound												
LTR	0.05	0.08	34.4	1.000	245	0.50	0.4	0.0	34.7	C	34.7 C	
Northbound												
T	0.86	0.64	11.6	1.000	2104	0.50	4.9	0.0	16.5	B	16.5 B	
Southbound												
T	0.09	0.64	5.6	1.000	1780	0.50	0.1	0.0	5.7	A	5.7 A	

Intersection Delay = 16.4 (sec/veh) Intersection LOS = B

Intersección 5:

Rampa de acceso 1.5

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1

Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Junction: Intersección 5/Rampa 1.5
 Analysis Year: 2014
 Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	111.0	km/h
Volume on freeway	1423	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Right	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	14	vph
Length of first accel/decel lane	139	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist?	No	
Volume on adjacent Ramp		vph
Position of adjacent Ramp		
Type of adjacent Ramp		
Distance to adjacent Ramp		m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	1423	14		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	395	4		v
Trucks and buses	10	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.952	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	1660	16		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

$$L = 0.00 \quad (\text{Equation 25-2 or 25-3})$$

$$EQ$$

$$P = 1.000 \quad \text{Using Equation 0}$$

$$FM$$

$$v_{12} = v_F (P_{FM}) = 1660 \quad \text{pcph}$$

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v	1676	4710	No
FO			
v	1676	4600	No
R12			

Level of Service Determination (if not F)

$$\text{Density, } D = 3.402 + 0.00456 v_R + 0.0048 v_{12} - 0.01278 L_A = 9.7 \text{ pc/km/ln}$$

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence B

Speed Estimation

Intermediate speed variable,	M = 0.311	
	S	
Space mean speed in ramp influence area,	S = 97.3	km/h
	R	
Space mean speed in outer lanes,	S = N/A	km/h
	0	
Space mean speed for all vehicles,	S = 97.3	km/h

Intersección 6:

Rampa de acceso 1.6

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1

Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Junction: Intersección 6/Rampa 1.6
 Analysis Year: 2014
 Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	111.0	km/h
Volume on freeway	1051	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Right	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	429	vph
Length of first accel/decel lane	100	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist?	No	
Volume on adjacent Ramp		vph
Position of adjacent Ramp		
Type of adjacent Ramp		
Distance to adjacent Ramp		m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	1051	429		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	292	119		v
Trucks and buses	11	10		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.948	0.952		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	1232	500		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

L = 0.00 (Equation 25-2 or 25-3)
 EQ
 P = 1.000 Using Equation 0
 FM
 $v_{12} = v_F(P_{FM}) = 1232$ pcph

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v	1732	4710	No
FO			
v	1732	4600	No
R12			

Level of Service Determination (if not F)

Density, $D = 3.402 + 0.00456 v_R + 0.0048 v_{12} - 0.01278 L_A = 10.3$ pc/km/ln

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence B

Speed Estimation

Intermediate speed variable, $M = 0.321$
 S
 Space mean speed in ramp influence area, $S = 96.9$ km/h
 R
 Space mean speed in outer lanes, $S = N/A$ km/h
 0
 Space mean speed for all vehicles, $S = 96.9$ km/h

Longitud de entrecruzamiento 4.6

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Weaving Location: Intersección 6/Entrecruz. 4.6

Analysis Year: 2014
 Description: Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs

Freeway free-flow speed, SFF	111	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	86	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	1.00	
Weaving ratio, R	0.11	

Conversion to pc/h Under Base Conditions

	Non-Weaving		Weaving		veh/h
	V A-C	V B-D	V A-D	V B-C	
Volume, V	0	0	1051	130	
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	

Peak 15-min volume, v15	0	0	292	36	v
Trucks and buses	0	0	11	13	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	1.000	0.948	0.939	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	0	1232	153	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, Wi	2.51	1.35
Weaving and non-weaving speeds, Si	51.06	64.48
Number of lanes required for unconstrained operation, Nw (Exhibit 24-7)		3.27
Maximum number of lanes, Nw (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity

Weaving segment speed, S	51.06	km/h
Weaving segment density, D	6.78	pc/km/ln
Level of service, LOS	B	
Capacity for base condition, cb	5433	pc/h

Limitations

Segments _____ on Weaving

	Analyzed	If Max Exceeded	See Note
Weaving flow rate, Vw	1385	3500	a
Average flow rate (pc/h/ln)	346	2355	b
Volume ratio, VR	1.00	0.50	c
Weaving ratio, R	0.11	0.40	d
Weaving length (m)	86	750	e

ESCENARIO 1 - AÑO DE ANÁLISIS 2024

Intersección 1:

Rampa de acceso 3.1

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1

Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
 Junction: Intersección 1/Rampa 2.1
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	103.7	km/h
Volume on freeway	250	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Right	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h

Volume on ramp 894 vph
 Length of first accel/decel lane 327 m
 Length of second accel/decel lane m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist? No
 Volume on adjacent Ramp vph
 Position of adjacent Ramp
 Type of adjacent Ramp
 Distance to adjacent Ramp m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	250	894		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	69	248		v
Trucks and buses	25	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.889	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	313	1033		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

$$L = 0.00 \quad (\text{Equation 25-2 or 25-3})$$

$$EQ$$

$$P = 1.000 \quad \text{Using Equation 0}$$

$$FM$$

$$v_{12} = v_F (P_{FM}) = 313 \quad \text{pcph}$$

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v _{FO}	1346	4636	No
v _{R12}	1346	4600	No

Level of Service Determination (if not F)

$$\text{Density, } D = 3.402 + 0.00456 v_R + 0.0048 v_{12} - 0.01278 L_A = 5.4 \text{ pc/km/ln}$$

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence A

Speed Estimation

Intermediate speed variable, $M = 0.264$
 S
 Space mean speed in ramp influence area, $S = 94.0 \text{ km/h}$
 R
 Space mean speed in outer lanes, $S = \text{N/A} \text{ km/h}$
 0
 Space mean speed for all vehicles, $S = 94.0 \text{ km/h}$

Longitud de entrecruzamiento 1.1

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
 Weaving Location: Intersección 1/Entrecruz. 1.1
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs

Freeway free-flow speed, SFF	104	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	128	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	1.00	
Weaving ratio, R	0.22	

Conversion to pc/h Under Base Conditions

	Non-Weaving		Weaving		
	V	V	V	V	
	A-C	B-D	A-D	B-C	
Volume, V	0	0	192	59	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v15	0	0	53	16	v
Trucks and buses	0	0	25	8	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	1.000	0.889	0.962	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	0	239	68	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, Wi	0.59	0.20
Weaving and non-weaving speeds, Si	79.26	97.20
Number of lanes required for unconstrained operation, Nw (Exhibit 24-7)		3.09
Maximum number of lanes, Nw (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity

Weaving segment speed, S	79.26	km/h
Weaving segment density, D	0.97	pc/km/ln
Level of service, LOS	A	
Capacity for base condition, cb	5774	pc/h

Limitations on Weaving Segments

	Analyzed	If Max Exceeded	See Note
		Maximum	Note
Weaving flow rate, Vw	307	3500	a
Average flow rate (pc/h/ln)	76	2320	b
Volume ratio, VR	1.00	0.50	c
Weaving ratio, R	0.22	0.40	d
Weaving length (m)	128	750	e

Longitud de entrecruzamiento 2.1

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Weaving Location: Intersección 1/Entrecruz. 2.1
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs

Freeway free-flow speed, SFF	104	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	74	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	0.99	
Weaving ratio, R	0.22	

Conversion to pc/h Under Base Conditions

	Non-Weaving		Weaving		
	V	V	V	V	
	A-C	B-D	A-D	B-C	
Volume, V	0	12	204	760	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v15	0	3	57	211	v
Trucks and buses	0	8	25	8	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	0.962	0.889	0.962	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	13	254	878	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, Wi	2.33	1.16
Weaving and non-weaving speeds, Si	50.44	64.83
Number of lanes required for unconstrained operation, Nw (Exhibit 24-7)		3.26
Maximum number of lanes, Nw (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity

Weaving segment speed, S	50.56	km/h
Weaving segment density, D	5.66	pc/km/ln
Level of service, LOS	A	
Capacity for base condition, cb	5460	pc/h

Limitations on Weaving Segments

	Analyzed	If Max Exceeded See Note	Maximum	Note
Weaving flow rate, Vw	1132	3500		a
Average flow rate (pc/h/ln)	286	2320		b
Volume ratio, VR	0.99	0.50		c
Weaving ratio, R	0.22	0.40		d
Weaving length (m)	74	750		e

Intersección 2:

Rampa de acceso 3.2

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1

Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
 Junction: Intersección 2/Rampa 3.2
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	111.0	km/h
Volume on freeway	1299	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Right	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	480	vph
Length of first accel/decel lane	211	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist?	No	
Volume on adjacent Ramp		vph
Position of adjacent Ramp		
Type of adjacent Ramp		
Distance to adjacent Ramp		m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	1299	480		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	361	133		v
Trucks and buses	11	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.948	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	1523	555		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

L = 0.00 (Equation 25-2 or 25-3)
 EQ
 P = 1.000 Using Equation 0
 FM
 $v_{12} = v_{12} (P_{12}) = 1523$ pcph
 F FM

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v FO	2078	4710	No
v R12	2078	4600	No

Level of Service Determination (if not F)

$$\text{Density, } D = 3.402 + 0.00456 v_R + 0.0048 v_{12} - 0.01278 L_A = 10.5 \text{ pc/km/ln}$$

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence B

Speed Estimation

Intermediate speed variable,	M = 0.306	
Space mean speed in ramp influence area,	S = 97.5	km/h
Space mean speed in outer lanes,	S = N/A	km/h
Space mean speed for all vehicles,	S = 97.5	km/h

Longitud de entrecruzamiento 1.2

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
 Weaving Location: Intersección 2/Entrecruz. 1.2
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs

Freeway free-flow speed, SFF	111	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	100	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	1.00	
Weaving ratio, R	0.43	

Conversion to pc/h Under Base Conditions

	Non-Weaving		Weaving		
	V A-C	V B-D	V A-D	V B-C	
Volume, V	0	0	192	155	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v15	0	0	53	43	v
Trucks and buses	0	0	25	8	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	1.000	0.889	0.962	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	0	239	179	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, W_i	0.88	0.33
Weaving and non-weaving speeds, S_i	74.54	95.46
Number of lanes required for unconstrained operation, N_w (Exhibit 24-7)		3.16
Maximum number of lanes, N_w (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity

Weaving segment speed, S	74.54	km/h
Weaving segment density, D	1.40	pc/km/ln
Level of service, LOS	A	
Capacity for base condition, cb	5535	pc/h

Limitations on Weaving Segments

	Analyzed	If Max Exceeded	See Note
Weaving flow rate, V_w	418	3500	a
Average flow rate (pc/h/ln)	104	2355	b
Volume ratio, VR	1.00	0.50	c
Weaving ratio, R	0.43	0.40	d
Weaving length (m)	100	750	e

Longitud de entrecruzamiento 2.2

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Weaving Location: Intersección 2/Entrecruz. 2.2
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs

Freeway free-flow speed, S_{FF}	111	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	90	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	0.96	
Weaving ratio, R	0.49	

Conversion to pc/h Under Base Conditions

	Non-Weaving		Weaving		
	V	V	V	V	
	A-C	B-D	A-D	B-C	
Volume, V	0	33	406	408	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v_{15}	0	9	113	113	v
Trucks and buses	0	8	19	8	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, f_{HV}	1.000	0.962	0.913	0.962	
Driver population factor, f_P	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	38	493	471	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, W_i	1.80	0.82
Weaving and non-weaving speeds, S_i	57.87	76.25
Number of lanes required for unconstrained operation, N_w (Exhibit 24-7)		3.23
Maximum number of lanes, N_w (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity

Weaving segment speed, S	58.41	km/h
Weaving segment density, D	4.29	pc/km/ln
Level of service, LOS	A	
Capacity for base condition, cb	5462	pc/h

Limitations on Weaving Segments

	Analyzed	If Max Exceeded	See Note
Weaving flow rate, V_w	964	3500	a
Average flow rate (pc/h/ln)	250	2355	b
Volume ratio, VR	0.96	0.50	c
Weaving ratio, R	0.49	0.40	d
Weaving length (m)	90	750	e

Intersección 3:

HCS2000: Signalized Intersections Release 4.1

Inter.: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas

Area Type: All other areas

Year: 2024

Project ID: Análisis de operación de intersecciones semaforizadas

E/W St: Avenida

N/S St: Ruta 12

VOLUME DATA

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Volume	423	1	1	6	6	6	1761			190		
% Heavy Veh	8	8	8	8	8	8	10			30		
PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90			0.90		
PK 15 Vol	118	1	1	2	2	2	489			53		
Hi Ln Vol												
% Grade		0			0		0			0		
Ideal Sat		1900			1900		1900			1900		
ParkExist												
NumPark												
No. Lanes	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0
LGConfig		LTR			LTR			T			T	
Lane Width		4.0			4.0			3.7			3.7	
RTOR Vol			0			0						
Adj Flow		472			21			1957			211	
%InSharedLn												
Prop LTs												
Prop RTs					0.333			0.000			0.000	
Peds Bikes	0			0								
Buses		0			0			0			0	
%InProtPhase												
Duration	0.25											

Area Type: All other areas

OPERATING PARAMETERS

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Init Unmet	0.0			0.0			0.0			0.0		
Arriv. Type	3			3			3			3		
Unit Ext.	0.0			0.0			0.0			0.0		
I Factor	1.000			1.000			1.000			1.000		
Lost Time	1.0			1.0			1.0			1.0		
Ext of g	2.0			2.0			2.0			2.0		
Ped Min g	20.3			20.3								

PHASE DATA

Phase Combination	1	2	3	4	5	6	7	8
EB Left		P			NB Left			
Thru		P			Thru	P		
Right		P			Right			
Peds					Peds			
WB Left			P		SB Left			
Thru			P		Thru	P		
Right			P		Right			
Peds					Peds			
NB Right					EB Right			
SB Right					WB Right			
Green		11.0	5.0			37.0		
Yellow		5.0	5.0			5.0		
All Red		0.0	0.0			2.0		

Cycle Length: 70.0 secs

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW WORKSHEET

Volume Adjustment	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Volume, V	423	1	1	6	6	6	1761			190		
PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90			0.90		
Adj flow	470	1	1	7	7	7	1957			211		
No. Lanes	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0
Lane group	LTR			LTR			T			T		
Adj flow	472			21			1957			211		
Prop LTs												
Prop RTs				0.333			0.000			0.000		

Saturation Flow Rate (see Exhibit 16-7 to determine the adjustment factors)

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
LG	LTR			LTR			T			T		
So	1900			1900			1900			1900		
Lanes 0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0	
fW	1.044			1.044			1.006			1.006		
fHV	0.926			0.926			0.909			0.769		
fG	1.000			1.000			1.000			1.000		
fP	1.000			1.000			1.000			1.000		
fBB	1.000			1.000			1.000			1.000		
fA	1.00			1.00			1.00			1.00		

fLU	0.95	0.95	0.95	0.95
fRT	1.000	0.950	1.000	1.000
fLT	0.953	0.984	1.000	1.000
Sec.				
fLpb	1.000	1.000	1.000	1.000
fRpb	1.000	1.000	1.000	1.000
S	3325	3262	3300	2792
Sec.				

CAPACITY ANALYSIS WORKSHEET

Capacity Analysis and Lane Group Capacity							
Appr/ Mvmt	Lane Group	Adj Flow Rate (v)	Adj Sat Flow Rate (s)	Flow Ratio (v/s)	Green Ratio (g/C)	--Lane Group-- Capacity (c)	v/c Ratio
Eastbound							
	LTR	472	3325	# 0.14	0.17	570	0.83
Westbound							
	LTR	21	3262	# 0.01	0.09	280	0.08
Northbound							
	T	1957	3300	# 0.59	0.54	1791	1.09
Southbound							
	T	211	2792	0.08	0.54	1516	0.14

Sum of flow ratios for critical lane groups, $Y_c = \text{Sum (v/s)} = 0.74$
 Total lost time per cycle, $L = 14.00 \text{ sec}$
 Critical flow rate to capacity ratio, $X_c = (Y_c) (C) / (C-L) = 0.93$

Control Determination		Delay							and		LOS	
Appr/ Lane Grp	Ratios v/c g/C	Unf Del dl	Prog Adj Fact	Lane Grp Cap	Incremental Factor k	Res Del d2	Res Del d3	Lane Group Delay LOS	Approach Delay LOS			
Eastbound												
LTR	0.83 0.17	28.0	1.000	570	0.50	13.0	0.0	41.0 D	41.0 D			
Westbound												

LTR	0.08	0.09	29.4	1.000	280	0.50	0.5	0.0	30.0	C	30.0	C
Northbound												
T	1.09	0.54	16.0	1.000	1791	0.50	51.3	0.0	67.3	E	67.3	E
Southbound												
T	0.14	0.54	7.9	1.000	1516	0.50	0.2	0.0	8.1	A	8.1	A

Intersection Delay = 57.7 (sec/veh) Intersection LOS = E

Intersección 4:

HCS2000: Signalized Intersections Release 4.1

Inter.: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
 Area Type: All other areas
 Year: 2024
 Project ID: Análisis de capacidad de intersecciones ruta 12
 E/W St: Avenida N/S St: Ruta 12

VOLUME DATA

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Volume	90	1	1	6	6	6	2184			190		
% Heavy Veh	8	8	8	8	8	8	10			30		
PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90			0.90		
PK 15 Vol	25	1	1	2	2	2	607			53		
Hi Ln Vol												
% Grade		0			0		0			0		
Ideal Sat		1900			1900		1900			1900		
ParkExist												
NumPark												
No. Lanes	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0
LGConfig		LTR			LTR			T			T	
Lane Width		4.0			4.0			3.7			3.7	
RTOR Vol			0			0						
Adj Flow		102			21			2427			211	
%InSharedLn												
Prop LTs												
Prop RTs					0.333			0.000			0.000	
Peds Bikes	0			0								
Buses		0			0			0			0	
%InProtPhase												
Duration	0.25											

OPERATING PARAMETERS

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Init Unmet		0.0			0.0			0.0			0.0	
Arriv. Type		3			3			3			3	
Unit Ext.		0.0			0.0			0.0			0.0	
I Factor		1.000			1.000			1.000			1.000	
Lost Time		1.0			1.0			1.0			1.0	
Ext of g		2.0			2.0			2.0			2.0	
Ped Min g		20.3			20.3							

PHASE DATA

Phase Combination	1	2	3	4	5	6	7	8
EB Left		P			NB Left			
Thru		P			Thru	P		
Right		P			Right			
Peds					Peds			
WB Left			P		SB Left			
Thru			P		Thru	P		
Right			P		Right			
Peds					Peds			
NB Right					EB Right			
SB Right					WB Right			
Green	8.0	5.0			50.0			
Yellow	5.0	5.0			5.0			
All Red	0.0	0.0			2.0			

Cycle Length: 80.0 secs

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW WORKSHEET

Volume Adjustment	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
Volume, V	90	1	1	6	6	6	2184			190		
PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90			0.90		
Adj flow	100	1	1	7	7	7	2427			211		
No. Lanes	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0
Lane group		LTR			LTR			T			T	
Adj flow		102			21			2427			211	
Prop LTs												
Prop RTs					0.333			0.000			0.000	

Saturation Flow Rate (see Exhibit 16-7 to determine the adjustment factors)

	Eastbound			Westbound			Northbound			Southbound		
LG	LTR			LTR			T			T		
So	1900			1900			1900			1900		
Lanes	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0
fW	1.044			1.044			1.006			1.006		
fHV	0.926			0.926			0.909			0.769		
fG	1.000			1.000			1.000			1.000		
fP	1.000			1.000			1.000			1.000		
fBB	1.000			1.000			1.000			1.000		
fA	1.00			1.00			1.00			1.00		
fLU	0.95			0.95			0.95			0.95		
fRT	0.999			0.950			1.000			1.000		
fLT	0.953			0.984			1.000			1.000		
Sec.												
fLpb	1.000			1.000			1.000			1.000		
fRpb	1.000			1.000			1.000			1.000		
S	3323			3262			3300			2792		
Sec.												

CAPACITY ANALYSIS WORKSHEET

Capacity Analysis and Lane Group Capacity

Appr/ Mvmt	Lane Group	Adj Flow Rate (v)	Adj Sat Flow Rate (s)	Flow Ratio (v/s)	Green Ratio (g/C)	--Lane Group-- Capacity (c)	v/c Ratio
Eastbound							
Prot							
Perm							
Left							
Prot							
Perm							
Thru	LTR	102	3323	# 0.03	0.11	374	0.27
Right							
Westbound							
Prot							
Perm							
Left							
Prot							
Perm							
Thru	LTR	21	3262	# 0.01	0.08	245	0.09
Right							
Northbound							
Prot							
Perm							
Left							
Prot							
Perm							
Thru	T	2427	3300	# 0.74	0.64	2104	1.15
Right							
Southbound							
Prot							
Perm							
Left							
Prot							
Perm							
Thru	T	211	2792	0.08	0.64	1780	0.12
Right							

Sum of flow ratios for critical lane groups, $Y_c = \text{Sum (v/s)} = 0.77$

Total lost time per cycle, $L = 14.00 \text{ sec}$

Critical flow rate to capacity ratio, $X_c = (Y_c) (C) / (C-L) = 0.94$

Control		Delay							and		LOS	
Determination												
Appr/ Lane Grp	Ratios v/c	Unf Del dl	Prog Adj Fact	Lane Grp Cap	Incremental Factor k	Res Del d2	Res Del d3	Lane Group Delay	LOS	Approach Delay	LOS	
Eastbound												
LTR	0.27	0.11	32.5	1.000	374	0.50	1.8	0.0	34.3	C	34.3	C
Westbound												
LTR	0.09	0.08	34.4	1.000	245	0.50	0.7	0.0	35.1	D	35.1	D
Northbound												
T	1.15	0.64	14.5	1.000	2104	0.50	75.0	0.0	89.5	F	89.5	F
Southbound												
T	0.12	0.64	5.7	1.000	1780	0.50	0.1	0.0	5.8	A	5.8	A

Intersection Delay = 80.7 (sec/veh) Intersection LOS = F

Intersección 5:

Rampa de acceso 1.5

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1
Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
Junction: Intersección 5/Rampa 1.5
Analysis Year: 2024
Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	111.0	km/h
Volume on freeway	1913	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Right	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	19	vph
Length of first accel/decel lane	139	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist?	No	
Volume on adjacent Ramp		vph
Position of adjacent Ramp		
Type of adjacent Ramp		
Distance to adjacent Ramp		m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	1913	19		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	531	5		v
Trucks and buses	10	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.952	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	2232	22		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

$$L = 0.00 \quad (\text{Equation 25-2 or 25-3})$$

$$EQ$$

$$P = 1.000 \quad \text{Using Equation 0}$$

$$FM$$

$$v_{12} = v \left(\frac{P}{F} \right) = 2232 \quad \text{pcph}$$

Capacity Checks			
	Actual	Maximum	LOS F?
v FO	2254	4710	No
v R12	2254	4600	No

Level of Service Determination (if not F)			
Density, D =	$3.402 + 0.00456 v_R$	$+ 0.0048 v_{12}$	$- 0.01278 L_A = 12.4$
pc/km/ln			
Level of service for ramp-freeway junction areas of influence C			

Speed Estimation			
Intermediate speed variable,		M = 0.328	
Space mean speed in ramp influence area,		S = 96.6	km/h
Space mean speed in outer lanes,		S = N/A	km/h
Space mean speed for all vehicles,		S = 96.6	km/h

Intersección 6:

Rampa de acceso 1.6

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1

Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Junction: Intersección 6/Rampa 1.6
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data			
Type of analysis		Merge	
Number of lanes in freeway		2	
Free-flow speed on freeway		111.0	km/h
Volume on freeway		1413	vph

On Ramp Data			
Side of freeway		Right	
Number of lanes in ramp		1	
Free-flow speed on ramp		55.0	km/h
Volume on ramp		576	vph
Length of first accel/decel lane		100	m
Length of second accel/decel lane			m

Adjacent Ramp Data (if one exists)			
Does adjacent ramp exist?		No	
Volume on adjacent Ramp			vph
Position of adjacent Ramp			
Type of adjacent Ramp			
Distance to adjacent Ramp			m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	1413	576		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	393	160		v
Trucks and buses	11	10		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.948	0.952		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	1656	672		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

$$L = 0.00 \quad (\text{Equation 25-2 or 25-3})$$

$$EQ$$

$$P = 1.000 \quad \text{Using Equation 0}$$

$$FM$$

$$v_{12} = v_F (P_{FM}) = 1656 \quad \text{pcph}$$

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v _{FO}	2328	4710	No
v _{R12}	2328	4600	No

Level of Service Determination (if not F)

$$\text{Density, } D = 3.402 + 0.00456 v_R + 0.0048 v_{12} - 0.01278 L_A = 13.1 \text{ pc/km/ln}$$

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence C

Speed Estimation

Intermediate speed variable,	M = 0.339	
Space mean speed in ramp influence area,	S = 96.1	km/h
Space mean speed in outer lanes,	S = N/A	km/h
Space mean speed for all vehicles,	S = 96.1	km/h

Longitud de entrecruzamiento 4.6

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Weaving Location: Intersección 6/Entrecruz. 4.6
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs		
Freeway free-flow speed, SFF	111	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	86	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	1.00	
Weaving ratio, R	0.11	

Conversion to pc/h Under Base Conditions					
	Non-Weaving		Weaving		
	V	V	V	V	
	A-C	B-D	A-D	B-C	
Volume, V	0	0	1413	175	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v15	0	0	392	49	v
Trucks and buses	0	0	11	13	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	1.000	0.948	0.939	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	0	1656	207	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds		
	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, Wi	3.18	1.87
Weaving and non-weaving speeds, Si	46.71	57.15
Number of lanes required for unconstrained operation, Nw (Exhibit 24-7)		3.28
Maximum number of lanes, Nw (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity		
Weaving segment speed, S	46.71	km/h
Weaving segment density, D	9.97	pc/km/ln
Level of service, LOS	B	
Capacity for base condition, cb	5433	pc/h

Limitations on Weaving Segments			
	Analyzed	If Max Exceeded See Note	
		Maximum	Note
Weaving flow rate, Vw	1863	3500	a
Average flow rate (pc/h/ln)	465	2355	b
Volume ratio, VR	1.00	0.50	c
Weaving ratio, R	0.11	0.40	d
Weaving length (m)	86	750	e

ESCENARIO 2 - AÑO DE ANÁLISIS 2014

Intersección 5:

Rampa de acceso 2.5

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1
Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
Junction: Intersección 5/Rampa 2.5
Analysis Year: 2014
Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	111.0	km/h
Volume on freeway	1639	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Left	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	67	vph
Length of first accel/decel lane	161	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist?	No	
Volume on adjacent Ramp		vph
Position of adjacent Ramp		
Type of adjacent Ramp		
Distance to adjacent Ramp		m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	1639	67		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	455	19		v
Trucks and buses	10	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.952	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	1912	77		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

L = 0.00 (Equation 25-2 or 25-3)
EQ
P = 1.000 Using Equation 0
FM
 $v_{12} = v_F (P_{FM}) = 1912 \text{ pcph}$

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v FO	1989	4710	No
v R12	2218	4600	No

Level of Service Determination (if not F)

$$\text{Density, } D = 3.402 + 0.00456 v_R + 0.0048 v_{12} - 0.01278 L_A = 10.9 \text{ pc/km/ln}$$

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence B

Speed Estimation

Intermediate speed variable,	M = 0.321	
Space mean speed in ramp influence area,	S = 96.9	km/h
Space mean speed in outer lanes,	S = N/A	km/h
Space mean speed for all vehicles,	S = 96.9	km/h

Intersección no semaforizada (M1)

HCS2000: Unsignalized Intersections Release 4.1
TWO-WAY STOP CONTROL (TWSC) ANALYSIS

Intersection: Intersección 5
Jurisdiction: Lte. Corrientes-Posadas
Analysis Year: 2014
East/West Street: Acceso a cantera
North/South Street: Ruta 12

Intersection Orientation: NS Study period (hrs): 0.25

Vehicle Volumes and Adjustments

Major Street Movements	1 L	2 T	3 R	4 L	5 T	6 R
Volume				1	141	
Peak-Hour Factor, PHF				0.90	0.90	
Peak-15 Minute Volume				0	39	
Hourly Flow Rate, HFR				1	156	
Percent Heavy Vehicles		--	--	8	--	--
Median Type	TWLTL					
RT Channelized?						
Lanes				1	2	
Configuration				L	T	
Upstream Signal?		No			No	
Minor Street Movements	7 L	8 T	9 R	10 L	11 T	12 R
Volume					67	1
Peak Hour Factor, PHF					0.90	0.90
Peak-15 Minute Volume					19	0
Hourly Flow Rate, HFR					74	1
Percent Heavy Vehicles					8	8
Percent Grade (%)		0			0	
Median Storage	1					
Flared Approach:	Exists?					

RT Channelized	Storage		Yes	
Lanes	1		1	
Configuration	T		R	

Pedestrian Volumes and Adjustments				
Movements	13	14	15	16
Flow (ped/hr)	0	0	0	0
Lane Width (m)	3.6	3.6	3.6	3.6
Walking Speed (m/sec)	1.2	1.2	1.2	1.2
Percent Blockage	0	0	0	0

Worksheet 4-Critical Gap and Follow-up Time Calculation

Critical Gap Calculation								
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
	L	L	L	T	R	L	T	R
t(c,base)		4.1					6.5	6.2
t(c,hv)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P(hv)		8					8	8
t(c,g)			0.20	0.20	0.10	0.20	0.20	0.10
Grade/100			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
t(3,lt)		0.00					0.00	0.00
t(c,T): 1-stage	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2-stage	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00
t(c) 1-stage		4.2					6.6	6.3
2-stage		4.2					5.6	6.3

Follow-Up Time Calculations								
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
	L	L	L	T	R	L	T	R
t(f,base)		2.20					4.00	3.30
t(f,HV)	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
P(HV)		8					8	8
t(f)		2.3					4.1	3.4

Worksheet 6-Impedance and Capacity Equations

Step 1: RT from Minor St.	9	12
Conflicting Flows		78
Potential Capacity		966
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Movement Capacity		966
Probability of Queue free St.	1.00	1.00
Step 2: LT from Major St.	4	1
Conflicting Flows	0	
Potential Capacity	1585	
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Movement Capacity	1585	
Probability of Queue free St.	1.00	1.00
Maj L-Shared Prob Q free St.		
Step 3: TH from Minor St.	8	11
Conflicting Flows		158
Potential Capacity		723

Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity		723
Probability of Queue free St.	1.00	0.89

Step 4: LT from Minor St.	7	10
---------------------------	---	----

Conflicting Flows		
Potential Capacity		
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Maj. L, Min T Impedance factor	0.89	
Maj. L, Min T Adj. Imp Factor.	0.92	
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.92	1.00
Movement Capacity		

Worksheet 7-Computation of the Effect of Two-stage Gap Acceptance

Step 3: TH from Minor St.	8	11
---------------------------	---	----

Part 1 - First Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity		158
Pedestrian Impedance Factor	900	756
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	1.00	1.00
Probability of Queue free St.	900	756
	1.00	0.90

Part 2 - Second Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity		0
Pedestrian Impedance Factor	771	884
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	1.00	1.00
	771	884

Part 3 - Single Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity		158
Pedestrian Impedance Factor		723
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	1.00	1.00
		723

Result for 2 stage process:		
a	0.91	0.91
y		0.21
C t		685
Probability of Queue free St.	1.00	0.89

Step 4: LT from Minor St.	7	10
---------------------------	---	----

Part 1 - First Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity		
Pedestrian Impedance Factor	955	875
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	1.00	1.00
	955	874

Part 2 - Second Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity		
Pedestrian Impedance Factor	843	1029
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	0.90	1.00
	759	1029

Part 3 - Single Stage		
-----------------------	--	--

Conflicting Flows		
Potential Capacity		
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Maj. L, Min T Impedance factor	0.89	
Maj. L, Min T Adj. Imp Factor.	0.92	
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.92	1.00
Movement Capacity		
Results for Two-stage process:		
a	0.91	0.91
Y		
C t		

Worksheet 8-Shared Lane Calculations

Movement	7 L	8 T	9 R	10 L	11 T	12 R
Volume (vph)					74	1
Movement Capacity (vph)					685	966
Shared Lane Capacity (vph)						

Worksheet 10-Delay, Queue Length, and Level of Service

Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
Lane Config		L					T	R
v (vph)		1					74	1
C(m) (vph)		1585					685	966
v/c		0.00					0.11	0.00
95% queue length		0.00					0.36	0.00
Control Delay		7.3					10.9	8.7
LOS		A					B	A
Approach Delay							10.9	
Approach LOS							B	

Intersección no semaforizada (M2)

HCS2000: Unsignalized Intersections Release 4.1
 TWO-WAY STOP CONTROL(TWSC) ANALYSIS

Intersection: Intersección 5
 Jurisdiction: Posadas-Lte. Corrientes
 Analysis Year: 2014
 East/West Street: Acceso a cantera
 North/South Street: Ruta 12

Intersection Orientation: NS Study period (hrs): 0.25

Major Street Movements	Vehicle Volumes and Adjustments					
	1 L	2 T	3 R	4 L	5 T	6 R
Volume				7	1465	
Peak-Hour Factor, PHF				0.90	0.90	
Peak-15 Minute Volume				2	407	
Hourly Flow Rate, HFR				7	1627	
Percent Heavy Vehicles		--	--	8	--	--
Median Type	TWLTL					
RT Channelized?						
Lanes				1	2	

Configuration					L	T
Upstream Signal?	No				No	
Minor Street Movements	7	8	9	10	11	12
	L	T	R	L	T	R
Volume					14	7
Peak Hour Factor, PHF					0.90	0.90
Peak-15 Minute Volume					4	2
Hourly Flow Rate, HFR					15	7
Percent Heavy Vehicles					8	8
Percent Grade (%)		0			0	
Median Storage	1					
Flared Approach: Exists?						
Storage						
RT Channelized						Yes
Lanes					1	1
Configuration					T	R

Pedestrian Volumes and Adjustments				
Movements	13	14	15	16
Flow (ped/hr)	0	0	0	0
Lane Width (m)	3.6	3.6	3.6	3.6
Walking Speed (m/sec)	1.2	1.2	1.2	1.2
Percent Blockage	0	0	0	0

Worksheet 4-Critical Gap and Follow-up Time Calculation

Critical Gap Calculation								
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
	L	L	L	T	R	L	T	R
t(c,base)		4.1					6.5	6.2
t(c,hv)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P(hv)		8					8	8
t(c,g)			0.20	0.20	0.10	0.20	0.20	0.10
Grade/100			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
t(3,lt)		0.00					0.00	0.00
t(c,T): 1-stage	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2-stage	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00
t(c) 1-stage		4.2					6.6	6.3
2-stage		4.2					5.6	6.3

Follow-Up Time Calculations								
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
	L	L	L	T	R	L	T	R
t(f,base)		2.20					4.00	3.30
t(f,HV)	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
P(HV)		8					8	8
t(f)		2.3					4.1	3.4

Worksheet 6-Impedance and Capacity Equations

Step 1: RT from Minor St.	9	12
Conflicting Flows		814
Potential Capacity		369
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Movement Capacity		369
Probability of Queue free St.	1.00	0.98

Step 2: LT from Major St.	4	1
Conflicting Flows	0	
Potential Capacity	1585	
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Movement Capacity	1585	
Probability of Queue free St.	1.00	1.00
Maj L-Shared Prob Q free St.		
Step 3: TH from Minor St.	8	11
Conflicting Flows		1641
Potential Capacity		97
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity		97
Probability of Queue free St.	1.00	0.89
Step 4: LT from Minor St.	7	10
Conflicting Flows		
Potential Capacity		
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Maj. L, Min T Impedance factor	0.88	
Maj. L, Min T Adj. Imp Factor.	0.91	
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.89	1.00
Movement Capacity		
Worksheet 7-Computation of the Effect of Two-stage Gap Acceptance		
Step 3: TH from Minor St.	8	11
Part 1 - First Stage		
Conflicting Flows		1641
Potential Capacity	900	153
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	900	152
Probability of Queue free St.	1.00	0.90
Part 2 - Second Stage		
Conflicting Flows		0
Potential Capacity	160	884
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	159	884
Part 3 - Single Stage		
Conflicting Flows		1641
Potential Capacity		97
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity		97
Result for 2 stage process:		
a	0.91	0.91
y		0.07
C t		135
Probability of Queue free St.	1.00	0.89
Step 4: LT from Minor St.	7	10
Part 1 - First Stage		
Conflicting Flows		

Potential Capacity	955	176
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	955	175

Part 2 - Second Stage

Conflicting Flows		
Potential Capacity	382	1029
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.88	1.00
Movement Capacity	336	1029

Part 3 - Single Stage

Conflicting Flows		
Potential Capacity		
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Maj. L, Min T Impedance factor	0.88	
Maj. L, Min T Adj. Imp Factor.	0.91	
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.89	1.00
Movement Capacity		

Results for Two-stage process:

a	0.91	0.91
y		
C t		

Worksheet 8-Shared Lane Calculations

Movement	7	8	9	10	11	12
	L	T	R	L	T	R
Volume (vph)					15	7
Movement Capacity (vph)					135	369
Shared Lane Capacity (vph)						

Worksheet 10-Delay, Queue Length, and Level of Service

Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
Lane Config		L					T	R
v (vph)		7					15	7
C(m) (vph)		1585					135	369
v/c		0.00					0.11	0.02
95% queue length		0.01					0.37	0.06
Control Delay		7.3					35.0-	14.9
LOS		A					D	B
Approach Delay							28.6	
Approach LOS							D	

ESCENARIO 2 - AÑO DE ANÁLISIS 2024

Intersección 5:

Rampa de acceso 2.5

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1

Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
 Junction: Intersección 5/Rampa 2.5
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	111.0	km/h
Volume on freeway	2202	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Left	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	90	vph
Length of first accel/decel lane	161	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist?	No	
Volume on adjacent Ramp		vph
Position of adjacent Ramp		
Type of adjacent Ramp		
Distance to adjacent Ramp		m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	2202	90		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	612	25		v
Trucks and buses	10	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.952	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	2569	104		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

L = 0.00 (Equation 25-2 or 25-3)
 EQ
 P = 1.000 Using Equation 0
 FM
 $v_{12} = v_{12} \left(\frac{P}{F} \right) = 2569 \text{ pcph}$
 12 F FM

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v FO	2673	4710	No
v R12	2981	4600	No

Level of Service Determination (if not F)

$$\text{Density, } D = 3.402 + 0.00456 v_R + 0.0048 v_{12} - 0.01278 L_A = 14.1 \text{ pc/km/ln}$$

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence C

Speed Estimation

Intermediate speed variable,	M = 0.362	
Space mean speed in ramp influence area,	S = 95.1	km/h
Space mean speed in outer lanes,	S = N/A	km/h
Space mean speed for all vehicles,	S = 95.1	km/h

Intersección no semaforizada (M1)

HCS2000: Unsignalized Intersections Release 4.1
TWO-WAY STOP CONTROL (TWSC) ANALYSIS

Intersection: Intersección 5
Jurisdiction: Lte. Corrientes-Posadas
Analysis Year: 2024
East/West Street: Acceso a cantera
North/South Street: Ruta 12

Intersection Orientation: NS Study period (hrs): 0.25

Vehicle Volumes and Adjustments

Major Street Movements	1 L	2 T	3 R	4 L	5 T	6 R
Volume				1	190	
Peak-Hour Factor, PHF				0.90	0.90	
Peak-15 Minute Volume				0	53	
Hourly Flow Rate, HFR				1	211	
Percent Heavy Vehicles		--	--	8	--	--
Median Type	TWLTL					
RT Channelized?						
Lanes				1	2	
Configuration				L	T	
Upstream Signal?		No			No	
Minor Street Movements	7 L	8 T	9 R	10 L	11 T	12 R
Volume					90	1
Peak Hour Factor, PHF					0.90	0.90
Peak-15 Minute Volume					25	0
Hourly Flow Rate, HFR					100	1
Percent Heavy Vehicles					8	8
Percent Grade (%)		0			0	
Median Storage	1					

Flared Approach: Exists?
 Storage
 RT Channelized
 Lanes 1 1 Yes
 Configuration T R

Pedestrian Volumes and Adjustments				
Movements	13	14	15	16
Flow (ped/hr)	0	0	0	0
Lane Width (m)	3.6	3.6	3.6	3.6
Walking Speed (m/sec)	1.2	1.2	1.2	1.2
Percent Blockage	0	0	0	0

Worksheet 4-Critical Gap and Follow-up Time Calculation

Critical Gap Calculation								
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
	L	L	L	T	R	L	T	R
t(c,base)		4.1					6.5	6.2
t(c,hv)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P(hv)		8					8	8
t(c,g)			0.20	0.20	0.10	0.20	0.20	0.10
Grade/100			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
t(3,lt)		0.00					0.00	0.00
t(c,T): 1-stage	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2-stage	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00
t(c) 1-stage		4.2					6.6	6.3
2-stage		4.2					5.6	6.3

Follow-Up Time Calculations								
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
	L	L	L	T	R	L	T	R
t(f,base)		2.20					4.00	3.30
t(f,HV)	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
P(HV)		8					8	8
t(f)		2.3					4.1	3.4

Worksheet 6-Impedance and Capacity Equations

Step 1: RT from Minor St.	9	12
Conflicting Flows		106
Potential Capacity		932
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Movement Capacity		932
Probability of Queue free St.	1.00	1.00
Step 2: LT from Major St.	4	1
Conflicting Flows	0	
Potential Capacity	1585	
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Movement Capacity	1585	
Probability of Queue free St.	1.00	1.00
Maj L-Shared Prob Q free St.		
Step 3: TH from Minor St.	8	11
Conflicting Flows		213

Potential Capacity		674
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity		674
Probability of Queue free St.	1.00	0.85
<hr/>		
Step 4: LT from Minor St.	7	10
<hr/>		
Conflicting Flows		
Potential Capacity		
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Maj. L, Min T Impedance factor	0.84	
Maj. L, Min T Adj. Imp Factor.	0.88	
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.88	1.00
Movement Capacity		
<hr/>		
Worksheet 7-Computation of the Effect of Two-stage Gap Acceptance		
<hr/>		
Step 3: TH from Minor St.	8	11
<hr/>		
Part 1 - First Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity	900	715
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	900	715
Probability of Queue free St.	1.00	0.86
<hr/>		
Part 2 - Second Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity	730	884
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	730	884
<hr/>		
Part 3 - Single Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity		213
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity		674
<hr/>		
Result for 2 stage process:		
a	0.91	0.91
y		0.20
C t		647
Probability of Queue free St.	1.00	0.85
<hr/>		
Step 4: LT from Minor St.	7	10
<hr/>		
Part 1 - First Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity	955	827
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	1.00
Movement Capacity	955	826
<hr/>		
Part 2 - Second Stage		
Conflicting Flows		
Potential Capacity	808	1029
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.86	1.00
Movement Capacity	694	1029
<hr/>		

Part 3 - Single Stage

Conflicting Flows

Potential Capacity

Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Maj. L, Min T Impedance factor	0.84	
Maj. L, Min T Adj. Imp Factor.	0.88	
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.88	1.00
Movement Capacity		

Results for Two-stage process:

a	0.91	0.91
y		
C t		

Worksheet 8-Shared Lane Calculations

Movement	7 L	8 T	9 R	10 L	11 T	12 R
Volume (vph)					100	1
Movement Capacity (vph)					647	932
Shared Lane Capacity (vph)						

Worksheet 10-Delay, Queue Length, and Level of Service

Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
Lane Config		L					T	R
v (vph)		1					100	1
C(m) (vph)		1585					647	932
v/c		0.00					0.15	0.00
95% queue length		0.00					0.54	0.00
Control Delay		7.3					11.6	8.9
LOS		A					B	A
Approach Delay							11.6	
Approach LOS							B	

Intersección no semaforizada (M2)

HCS2000: Unsignalized Intersections Release 4.1

TWO-WAY STOP CONTROL (TWSC) ANALYSIS

Intersection: Intersección 5
 Jurisdiction: Posadas-Lte. Corrientes
 Analysis Year: 2024
 East/West Street: Acceso a cantera
 North/South Street: Ruta 12

Intersection Orientation: NS Study period (hrs): 0.25

Vehicle Volumes and Adjustments

Major Street Movements	1 L	2 T	3 R	4 L	5 T	6 R
Volume				10	1969	
Peak-Hour Factor, PHF				0.90	0.90	
Peak-15 Minute Volume				3	547	
Hourly Flow Rate, HFR				11	2187	
Percent Heavy Vehicles		--	--	8	--	--
Median Type	TWLTL					
RT Channelized?						

Análisis de operación de intersecciones en Ruta Nacional N°12, acceso a Posadas, Argentina

Lanes					1	2
Configuration					L	T
Upstream Signal?		No				No
Minor Street Movements	7	8	9	10	11	12
	L	T	R	L	T	R
Volume					19	10
Peak Hour Factor, PHF					0.90	0.90
Peak-15 Minute Volume					5	3
Hourly Flow Rate, HFR					21	11
Percent Heavy Vehicles					8	8
Percent Grade (%)		0			0	
Median Storage	1					
Flared Approach: Exists?						
		Storage				
RT Channelized						Yes
Lanes					1	1
Configuration					T	R

Pedestrian Volumes and Adjustments				
Movements	13	14	15	16
Flow (ped/hr)	0	0	0	0
Lane Width (m)	3.6	3.6	3.6	3.6
Walking Speed (m/sec)	1.2	1.2	1.2	1.2
Percent Blockage	0	0	0	0

Worksheet 4-Critical Gap and Follow-up Time Calculation

Critical Gap Calculation								
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
	L	L	L	T	R	L	T	R
t(c,base)		4.1					6.5	6.2
t(c,hv)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P(hv)		8					8	8
t(c,g)			0.20	0.20	0.10	0.20	0.20	0.10
Grade/100			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
t(3,lt)		0.00					0.00	0.00
t(c,T): 1-stage	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2-stage	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00
t(c) 1-stage		4.2					6.6	6.3
2-stage		4.2					5.6	6.3

Follow-Up Time Calculations								
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
	L	L	L	T	R	L	T	R
t(f,base)		2.20					4.00	3.30
t(f,HV)	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
P(HV)		8					8	8
t(f)		2.3					4.1	3.4

Worksheet 6-Impedance and Capacity Equations

Step 1: RT from Minor St.	9	12
Conflicting Flows		1094
Potential Capacity		253
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Movement Capacity		253

Probability of Queue free St.	1.00	0.96
<hr/>		
Step 2: LT from Major St.	4	1
<hr/>		
Conflicting Flows	0	
Potential Capacity	1585	
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Movement Capacity	1585	
Probability of Queue free St.	0.99	1.00
Maj L-Shared Prob Q free St.		
<hr/>		
Step 3: TH from Minor St.	8	11
<hr/>		
Conflicting Flows		2209
Potential Capacity		42
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.99	0.99
Movement Capacity		42
Probability of Queue free St.	1.00	0.70
<hr/>		
Step 4: LT from Minor St.	7	10
<hr/>		
Conflicting Flows		
Potential Capacity		
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Maj. L, Min T Impedance factor	0.69	
Maj. L, Min T Adj. Imp Factor.	0.76	
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.73	0.99
Movement Capacity		
<hr/>		
Worksheet 7-Computation of the Effect of Two-stage Gap Acceptance		
<hr/>		
Step 3: TH from Minor St.	8	11
<hr/>		
Part 1 - First Stage		
Conflicting Flows		2209
Potential Capacity	900	78
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	0.99
Movement Capacity	900	77
Probability of Queue free St.	1.00	0.73
<hr/>		
Part 2 - Second Stage		
Conflicting Flows		0
Potential Capacity	83	884
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.99	1.00
Movement Capacity	82	884
<hr/>		
Part 3 - Single Stage		
Conflicting Flows		2209
Potential Capacity		42
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.99	0.99
Movement Capacity		42
<hr/>		
Result for 2 stage process:		
a	0.91	0.91
y		0.04
C t		69
Probability of Queue free St.	1.00	0.70
<hr/>		
Step 4: LT from Minor St.	7	10
<hr/>		

Part 1 - First Stage

Conflicting Flows		
Potential Capacity	955	91
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	1.00	0.99
Movement Capacity	955	90

Part 2 - Second Stage

Conflicting Flows		
Potential Capacity	273	1029
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.69	1.00
Movement Capacity	189	1029

Part 3 - Single Stage

Conflicting Flows		
Potential Capacity		
Pedestrian Impedance Factor	1.00	1.00
Maj. L, Min T Impedance factor	0.69	
Maj. L, Min T Adj. Imp Factor.	0.76	
Cap. Adj. factor due to Impeding mvmnt	0.73	0.99
Movement Capacity		

Results for Two-stage process:

a	0.91	0.91
y		
C t		

Worksheet 8-Shared Lane Calculations

Movement	7	8	9	10	11	12
	L	T	R	L	T	R
Volume (vph)					21	11
Movement Capacity (vph)					69	253
Shared Lane Capacity (vph)						

Worksheet 10-Delay, Queue Length, and Level of Service

Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
Lane Config		L					T	R
v (vph)		11					21	11
C(m) (vph)		1585					69	253
v/c		0.01					0.30	0.04
95% queue length		0.02					1.11	0.14
Control Delay		7.3					78.5	19.9
LOS		A					F	C
Approach Delay							58.4	
Approach LOS							F	

ESCENARIO 3 - AÑO DE ANÁLISIS 2014

Intersección 5:

Rampa de acceso 2.5

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1
Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Lte.Corrientes-Posadas
Junction: Intersección 5/Rampa 2.5
Analysis Year: 2014
Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	111.0	km/h
Volume on freeway	1639	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Left	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	67	vph
Length of first accel/decel lane	367	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist?	No	
Volume on adjacent Ramp		vph
Position of adjacent Ramp		
Type of adjacent Ramp		
Distance to adjacent Ramp		m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	1639	67		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	455	19		v
Trucks and buses	10	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.952	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	1912	77		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

L = 0.00 (Equation 25-2 or 25-3)
EQ
P = 1.000 Using Equation 0
FM
 $v_{12} = v_{12} (P_{FM}) = 1912$ pcph

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v FO	1989	4710	No
v R12	2218	4600	No

Level of Service Determination (if not F)

$$\text{Density, } D = 3.402 + 0.00456 v + 0.0048 v - 0.01278 L = 8.2$$

pc/km/ln

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence B

Speed Estimation

Intermediate speed variable,	M = 0.276	
Space mean speed in ramp influence area,	S = 98.9	km/h
Space mean speed in outer lanes,	S = N/A	km/h
Space mean speed for all vehicles,	S = 98.9	km/h

Longitud de entrecruzamiento 1.5

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Weaving Location: Intersección 5/Entrecruz. 1.5
 Analysis Year: 2014
 Description: Análisis de operación de longitudes de entrecruzamiento

Inputs

Freeway free-flow speed, SFF	111	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	85	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	1.00	
Weaving ratio, R	0.01	

Conversion to pc/h Under Base Conditions

	Non-Weaving		Weaving		
	V A-C	V B-D	V A-D	V B-C	
Volume, V	0	0	1423	14	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v15	0	0	395	4	v
Trucks and buses	0	8	10	8	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	0.962	0.952	0.962	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	0	1660	16	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, W_i	2.95	1.67
Weaving and non-weaving speeds, S_i	48.08	59.54
Number of lanes required for unconstrained operation, N_w (Exhibit 24-7)		3.28
Maximum number of lanes, N_w (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity

Weaving segment speed, S	48.08	km/h
Weaving segment density, D	8.71	pc/km/ln
Level of service, LOS	B	
Capacity for base condition, cb	5426	pc/h

Limitations on Weaving Segments

	Analyzed	If Max Exceeded	See Note
Weaving flow rate, V_w	1676	3500	a
Average flow rate (pc/h/ln)	419	2355	b
Volume ratio, VR	1.00	0.50	c
Weaving ratio, R	0.01	0.40	d
Weaving length (m)	85	750	e

ESCENARIO 3 - AÑO DE ANÁLISIS 2024

Intersección 5:

Rampa de acceso 2.5

HCS2000: Ramps and Ramp Junctions Release 4.1
Merge Analysis

Freeway/dir or travel: Ruta 12/Lte. Corrientes-Posadas
Junction: Intersección 5/Rampa 2.5
Analysis Year: 2024
Description: Análisis de operación de rampas de acceso

Freeway Data

Type of analysis	Merge	
Number of lanes in freeway	2	
Free-flow speed on freeway	111.0	km/h
Volume on freeway	2202	vph

On Ramp Data

Side of freeway	Left	
Number of lanes in ramp	1	
Free-flow speed on ramp	55.0	km/h
Volume on ramp	90	vph
Length of first accel/decel lane	367	m
Length of second accel/decel lane		m

Adjacent Ramp Data (if one exists)

Does adjacent ramp exist?	No	
Volume on adjacent Ramp		vph

Position of adjacent Ramp
 Type of adjacent Ramp
 Distance to adjacent Ramp m

Conversion to pc/h Under Base Conditions

Junction Components	Freeway	Ramp	Adjacent Ramp	
Volume, V (vph)	2202	90		vph
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90		
Peak 15-min volume, v15	612	25		v
Trucks and buses	10	8		%
Recreational vehicles	0	0		%
Terrain type:	Level	Level	Level	
Grade		%	%	%
Length		km	km	km
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5		
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2		
Heavy vehicle adjustment, fHV	0.952	0.962		
Driver population factor, fP	1.00	1.00		
Flow rate, vp	2569	104		pcph

Estimation of V12 Merge Areas

$$L = 0.00 \quad (\text{Equation 25-2 or 25-3})$$

$$EQ$$

$$P = 1.000 \quad \text{Using Equation 0}$$

$$FM$$

$$v_{12} = v_F (P_{FM}) = 2569 \quad \text{pcph}$$

Capacity Checks

	Actual	Maximum	LOS F?
v _{FO}	2673	4710	No
v _{R12}	2981	4600	No

Level of Service Determination (if not F)

$$\text{Density, } D = 3.402 + 0.00456 v_R + 0.0048 v_{12} - 0.01278 L_A = 11.5 \text{ pc/km/ln}$$

Level of service for ramp-freeway junction areas of influence B

Speed Estimation

Intermediate speed variable,	M = 0.317	
Space mean speed in ramp influence area,	S = 97.0	km/h
Space mean speed in outer lanes,	S = N/A	km/h
Space mean speed for all vehicles,	S = 97.0	km/h

Longitud de entrecruzamiento 1.5

HCS2000: Freeway Weaving Release 4.1

Operational Analysis

Freeway/dir or Travel: Ruta 12/Posadas-Lte.Corrientes
 Weaving Location: Intersección 5/Entrecruz. 1.5
 Analysis Year: 2024
 Description: Análisis de capacidad de intersecciones ruta 12

Inputs

Freeway free-flow speed, SFF	111	km/h
Weaving number of lanes, N	4	
Weaving segment length, L	85	m
Terrain type	Level	
Grade		%
Length		km
Weaving type	C	Multilane or C-D
Volume ratio, VR	1.00	
Weaving ratio, R	0.01	

Conversion to pc/h Under Base Conditions

	Non-Weaving		Weaving		
	V	V	V	V	
	A-C	B-D	A-D	B-C	
Volume, V	0	0	1913	19	veh/h
Peak-hour factor, PHF	0.90	0.90	0.90	0.90	
Peak 15-min volume, v15	0	0	531	5	v
Trucks and buses	0	0	10	8	%
Recreational vehicles	0	0	0	0	%
Trucks and buses PCE, ET	1.5	1.5	1.5	1.5	
Recreational vehicle PCE, ER	1.2	1.2	1.2	1.2	
Heavy vehicle adjustment, fHV	1.000	1.000	0.952	0.962	
Driver population factor, fP	1.00	1.00	1.00	1.00	
Flow rate, v	0	0	2231	21	pc/h

Weaving and Non-Weaving Speeds

	Weaving	Non-Weaving
Weaving intensity factor, Wi	3.73	2.32
Weaving and non-weaving speeds, Si	44.08	52.66
Number of lanes required for unconstrained operation, Nw (Exhibit 24-7)		3.28
Maximum number of lanes, Nw (max) (Exhibit 24-7)		3.00
Type of operation is		Constrained

Weaving Segment Speed, Density, Level of Service and Capacity

Weaving segment speed, S	44.08	km/h
Weaving segment density, D	12.77	pc/km/ln
Level of service, LOS	C	
Capacity for base condition, cb	5426	pc/h

Limitations on Weaving Segments

	Analyzed	If Max Exceeded See Note	Maximum	Note
Weaving flow rate, Vw	2252	3500		a
Average flow rate (pc/h/ln)	563	2355		b
Volume ratio, VR	1.00	0.50		c
Weaving ratio, R	0.01	0.40		d
Weaving length (m)	85	750		e