UNIVERSIDAD DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL PIRHUA

MODELACIÓN DEL TRÁNSITO Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN VIAL A LA AV. CÁCERES CON INFRAWORKS Y SYNCHRO 8

Esteban Ríos-Cardich

Piura, junio de 2018

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Ríos, E. (2018). *Modelación del tránsito y propuesta de solución vial a la Av. Cáceres con INFRAWORKS y SYNCHRO 8* (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.

Esta obra está bajo una licencia
Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivar 4.0 Internacional

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

U N I V E R S I D A D DE P I U R A

FACULTAD DE INGENIERÍA

“MODELACIÓN DEL TRÁNSITO Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN VIAL A LA AV. CÁCERES CON INFRAWORKS Y SYNCHRO 8”

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

Bach. Esteban Martín Ríos Cardich

Asesor: Mgtr. Ing. Mariana Ferrer Sancarranco

Piura, junio 2018

A mi familia, quienes con su amor y apoyo me
han ayudado a lograr mis metas

Prólogo

Este trabajo de tesis ha sido incentivado por la problemática actual del sistema vial en el Perú, la cual no ha sido ajena en los grandes países del mundo que han sabido resolver este problema con una correcta y planificada gestión del tránsito asumida por una única autoridad autónoma, además de apostar por el transporte masivo como una alternativa eficaz para el desarrollo de la ciudad.

La Av. Cáceres es una vía arterial piurana importante, que une los 3 principales distritos urbanos consolidados: Piura, Castilla y Veintiséis de Octubre, con un parque automotor creciente y con algunos problemas diagnosticados en las intersecciones que serían la principal causa de la congestión en el corredor de estudio.

Se espera que este documento sea de consulta para futuros investigadores ya que posee alternativas de solución eficientes sin la necesidad de realizar grandes inversiones como los pasos a desnivel, cuyo uso viene siendo cuestionado actualmente debido al alto costo que no beneficia al gran porcentaje de personas que hace uso del transporte público. Además, en una segunda propuesta se analizan intercambios modernos a nivel, las cuales están avalados por las entidades competentes y la implementación del transporte masivo como soluciones a futuro.

Finalmente, quisiera expresar mi agradecimiento a mis familiares quienes me dieron su apoyo durante mis estudios. Y, además, a mi asesora la Mg. Ing. Mariana Ferrer Sancarranco, quien con su sabiduría supo guiarme y aconsejarme para desarrollar este trabajo.

Resumen

La presente tesis tiene como objetivo principal realizar un diagnóstico de la situación actual en la Av. Cáceres que revele las fallas técnicas en el sistema vial y así proponer soluciones a mediano y largo plazo desde un punto de vista técnico-económico mediante softwares de simulación y análisis de tránsito como INFRAWORKS y SYNCHRO 8 con metodología HCM 2010 y normativa MTC DG-2018.

Se realizó un estudio de tráfico para determinar los volúmenes actuales durante la hora punta, además se planifica visitas a campo para tomar mediciones geométricas y ciclos semafóricos en las intersecciones.

Existen tres escenarios. El primero es con la configuración actual de la vía, de la cual se hace el respectivo análisis de tránsito para posteriormente, en el segundo escenario realizar una propuesta eficiente mediante gestión del tránsito (semaforización, señalización y cambios geométricos menores) funcionando como una red vial unificada y coordinada.

Un tercer escenario es visualizado y analizado a futuro aplicando intersecciones innovadoras tales como CFI (*Continuos-Flow Intersection*) que viene siendo utilizada en EE. UU. como una alternativa más eficiente y económica que los pasos a desnivel. Además, para solucionar el problema de forma definitiva, se implementará a nivel conceptual, el uso del transporte masivo en dicha vía.

Índice General

Introducción **1**
Capítulo 1. Marco Teórico **3**
1.1. Clasificación de las vías o autopistas urbanas en el Perú 3
1.1.1. Vía expresa o Autopista de Primera Clase 5
1.1.2. Vía arterial o Autopista de Segunda Clase 6
1.1.3. Vía colectora o Carretera de Primera Clase 7
1.1.4. Vía local o Carretera de Segunda Clase 8
1.2. Conceptos de capacidad y niveles de servicio (NDS) en vías urbanas, con metodología HCM 2010 9
1.2.1. Capacidad 9
1.2.2. Niveles de servicio 9
1.2.3. Relación volumen capacidad (v/c) 11
1.2.4. Método HCM 2010 para el cálculo de niveles de servicio 11
1.2.4.1. Datos de entrada 12
1.2.4.3. Velocidad del flujo de saturación 13
1.2.4.4. Determinación de la capacidad y relación v/c 14
1.2.4.5. Medidas de eficiencia 15
1.3. Análisis de la capacidad y niveles de servicio con el uso de los softwares Infraworks 360 y Synchro 8.0 20
1.3.1 Infraworks 360 20
1.3.1.1. *Road Network Setup* 20
1.3.1.2. *Non-signalised intersections* 21
1.3.1.3. *Signalised Intersections* 22
1.3.1.4. *Traffic Analyst Panel (TAP)* 22
1.3.1.5. *Vehicle Demand* 23
1.3.1.6. *Simulation outpout* 24
1.3.2 Synchro 8.0 26
1.4. Diseño geométrico en intersecciones según MTC DG-2018 27
1.4.1. Criterios y controles básicos 27
1.4.1.1. Vehículos de diseño 27
1.4.1.2. Características del tránsito 27
1.4.1.3. Velocidad de diseño 29
1.4.1.4. Distancia de visibilidad 29
1.4.2. Intersecciones a nivel 30
1.4.2.1. Tipos de intersecciones a nivel 30
1.4.2.2. Criterios de diseño 30

1.4.2.3. Triángulo de visibilidad en el cruce 31
1.4.2.4. Intersecciones sin canalizar y canalizadas 32
1.4.2.5. Intersecciones rotatorias o rotondas 33
1.4.3. Intersecciones a desnivel 34
Capítulo 2. Primer escenario: Situación actual del Corredor Vial Av. Cáceres 35
2.1. Generalidades 35
2.1.1. Antecedentes de la zona de estudio 35
2.1.2. Ubicación 36
2.1.3. Zonificación 37
2.1.4. Indicadores socioeconómicos 37
2.1.4.1. Proyecciones de población según horizonte de planeamiento 37
2.1.4.2. Producto bruto interno (PBI) 38
2.1.5. Alcances y limitaciones del estudio 39
2.2. Estudio de tráfico 40
2.2.1. Aforos vehiculares 41
2.2.2. Flujogramas 44
2.2.3. Matriz Origen-Destino 49
2.3. Análisis vial en las intersecciones con el uso de Infraworks y Synchro 8.0 50
2.3.1. Características generales actuales 50
2.3.2. Intersección con Av. Sánchez Cerro: Óvalo Cáceres 53
2.3.3. Intersección con Av. Vice 57
2.3.4. Intersección con Av. Sullana 59
2.3.5. Intersección con Av. Ramón Mugica/Country 62
2.3.6. Intersección con Calle San Ramón 65
2.3.7. Resultados globales de la situación actual 67
Capítulo 3. Segundo escenario: Propuesta técnica con gestión del tránsito en las intersecciones 69
3.1 Intersección con Av. Sánchez Cerro: Ovalo Cáceres. 69
3.2 Intersección con Av. Vice 71
3.2.1 Medidas recomendadas 71
3.2.2 Desempeño técnico 73
3.3 Intersección con Av. Sullana 74
3.3.1 Medidas recomendadas 74
3.3.2 Desempeño técnico 76
3.4 Intersección con Av. Ramón Mugica/Country 77
3.4.1 Medidas recomendadas 77
3.4.2 Desempeño técnico 79
3.5 Intersección con Calle San Ramón 81
3.5.1 Medidas recomendadas 81
3.5.2 Desempeño técnico 82
3.6. Tecnología de la semaforización propuesta 84
3.6.1. Comentarios acerca de la semaforización actual 84
3.6.1.1. Tiempo de despeje (luz ámbar + todo rojo) 84
3.6.1.2. Cuentas regresivas en semáforos vehiculares 85
3.6.1.3. Diagrama de fases 86
3.6.2. Propuesta técnica 87
3.7 Resumen de la propuesta técnica 93
3.7.1 Resumen de medidas recomendadas 93

3.7.2 Comparación global con la situación actual 97
3.7.3 Discrepancia con otras soluciones 98
Capítulo 4. Tercer escenario: Propuesta técnica con intersecciones modernas y transporte masivo 101
4.1 Introducción a las intersecciones modernas 101
4.1.2 Continuos-Flow Intersection (CFI) 103
4.1.2.1. Introducción 103
4.1.2.2. Consideraciones para el diseño geométrico 104
4.1.2.3. Semaforización y señalización 107
4.1.2.4. Performance operacional 122
4.1.2.5. Costos de construcción 126
4.1.3 Diverging Diamond Interchange (DDI) 128
4.2 Aplicación de una CFI a la intersección con Av. Ramón Mugica 129
4.3 Alternativas en el Óvalo Cáceres 136
4.3.1. Alternativa 1 137
4.3.2. Alternativa 2 137
4.3.3. Alternativa 3 138
4.3.4. Alternativa 4 138
4.3.5. Discusión de resultados 139
4.4. Aplicación conceptual del transporte masivo en el Corredor Cáceres 140
4.4.1. Introducción 140
4.4.2. Situación actual del transporte masivo. 140
4.4.3. Línea exclusiva de buses y gestión del transporte público. 141
4.4.4. Tren eléctrico con sistema interconectado. 144
Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones 147
5.1. Conclusiones 147
5.2. Recomendaciones 149
Referencias bibliográficas 150
Anexo I. Reporte SYNCHRO del primer escenario: Situación actual 153
Anexo II-A. Reporte SYNCHRO del segundo escenario: Propuesta 1 con gestión del tránsito en las intersecciones 164
Anexo II-B. Reporte SYNCHRO de alternativa con tres carriles en cada sentido… 179
Anexo II-C. Reporte SYNCHRO de alternativa con paso a desnivel 190
Anexo III-A. Reporte SYNCHRO del tercer escenario: Propuesta 2 con CFI en intersección con Av. Ramón Mugica. (actual y proyectado) 193
Anexo III-B. Reporte SYNCHRO del tercer escenario: Alternativas en el Óvalo Cáceres 218

Introducción

En los últimos años, Piura ha tenido un crecimiento económico importante que se ha visto reflejado en su parque automotor, el cual viene siendo organizado sin la debida planificación de la red vial. La infraestructura existente no satisface su actual demanda: Excesivos volúmenes de tránsito en horas punta, fallas técnicas en el sistema vial (diseño geométrico, señalización y semaforización), la informalidad y el mal estado del pavimento, son algunos de los problemas en las principales arterias de una ciudad cuyo crecimiento se da en dirección de las Av. Sánchez Cerro, Av. Cáceres, Av. Grau y Av. Circunvalación que se constituyen como ejes o corredores viales.

Para solucionar este problema, se necesita una planificación integral que incluya un diagnóstico de la situación actual de la red vial, estimaciones futuras de tráfico y proyectos definitivos a mediano y largo plazo que consoliden a Piura como una metrópoli moderna y ordenada. Estos proyectos deberán gestionarse tomando en cuenta todos los aspectos necesarios para garantizar un crecimiento sostenible, desde el cambio o la mejora del sistema de agua, desagüe y de otros servicios hasta la implementación de un sistema de drenaje pluvial, cumpliendo con la normativa vigente para su diseño, construcción y mantenimiento.

La actual Av. Andrés Avelino Cáceres es una principal arteria de la ciudad, con un crecimiento poblacional y parque automotor importante; sin embargo, posee deficiencias técnicas que se pueden agravar en un futuro y han incentivado a la presente investigación para plantear la modernización de una vía que unirá los distritos de Piura, Castilla y Veintiséis de Octubre, con mayor fluidez y seguridad.

Dentro de las mejoras estratégicas de un sistema vial urbano de demanda creciente, se puede optar por diversas alternativas de solución que van desde una correcta gestión del tránsito con soluciones eficientes y económicas hasta la construcción de infraestructura moderna como intercambios viales que son alternativas a mediano plazo, que deben considerar las autoridades para recuperar los niveles de servicio en las intersecciones más complicadas y mejorar la transitabilidad en las principales vías de la ciudad. Para todos los casos, se requieren estudios que sustenten la factibilidad técnica de estos proyectos en Piura, y ese es uno de los objetivos de esta investigación, consolidando el desarrollo vial ordenado de la ciudad.

Capítulo 1
Marco Teórico

En este primer capítulo se detallarán los conceptos necesarios para realizar un estudio de factibilidad técnica en proyectos viales, que serán regidos bajo los estándares del *Highway Capacity Manual 2010* y del Manual MTC DG-2018. Además, se explicará la aplicación de softwares de simulación y análisis de tránsito, tales como Infraworks y Synchro 8.0 respectivamente. Esto servirá para entender la problemática actual del Corredor Vial Cáceres y dará sustento técnico a las mejoras planteadas.

1.1. Clasificación de las vías o autopistas urbanas en el Perú

Una vía urbana es aquel espacio de dominio común donde transitan peatones y circulan distintos medios de transporte en una ciudad o comunidad: vehículos motorizados y/o no motorizados, ligeros y/o pesados, privados y/o públicos. Constituyendo un medio de comunicación eficaz para el desarrollo de cualquier sociedad o centro urbano.

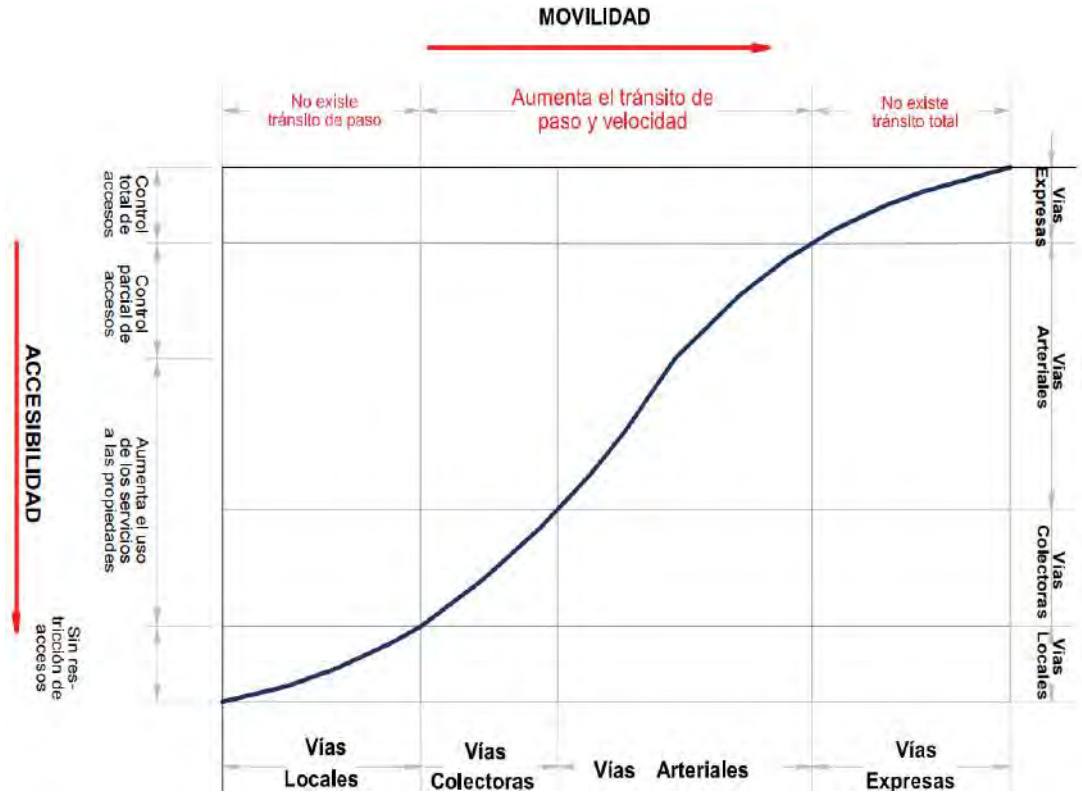
Es necesario especializar las vías, destinando cada una de ellas a una función específica y acomodándola a cumplir lo mejor posible su función, para así atender las necesidades de transporte de manera rápida, confortable y segura. Existen distintos puntos de vista para clasificarlas; sin embargo, la presente investigación se basará en el criterio funcional-operacional, bajo la perspectiva de la capacidad y niveles de servicio.

Las carreteras en el Perú se clasifican, en función a la demanda en:

- Vía expresa o Autopista de Primera Clase
- Vía arterial o Autopista de Segunda Clase
- Vía colectora o Carretera de Primera Clase
- Vía local o Carretera de Segunda Clase
- Carretera de Tercera Clase
- Trochas Carrozables

La **Figura 1.1** presenta de forma gráfica los grados de movilidad y acceso de un sistema vial. En un extremo, las vías principales son de accesos controlados destinados a proveer alta movilidad y poco o nulo acceso a la propiedad lateral, mientras que, en el otro extremo, las vías locales son de accesos no controlados que proveen fácil acceso a la propiedad lateral, pero raramente las utiliza el tránsito de paso[1].

Figura 1.1: Movilidad y accesibilidad de un sistema vial urbano



Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas – 2005 - VCHI

La clasificación de una vía, al estar vinculada a su funcionalidad y al papel que se espera desempeñe en la red vial urbana, implica de por si el establecimiento de parámetros relevantes para el análisis:

- Velocidad de diseño
- Características básicas del flujo que transitara por ellas.
- Control de accesos y relaciones con otras vías.
- Número de carriles
- Servicio a la propiedad adyacente.
- Compatibilidad con el transporte público.
- Facilidades para el estacionamiento y la carga y descarga de mercaderías.

[1] Manual de diseño Geométrico de Vías Urbanas – 2005 - VCHI

1.1.1. Vía expresa o Autopista de Primera Clase

Establecen una relación entre el sistema interurbano y el sistema vial urbano. Unen zonas de elevada generación de tráfico, transportando grandes volúmenes de vehículos (IMDA mayor a 6000 veh/día)[2], con circulación a alta velocidad (80-100 km/hr)[3] y sin semáforos ni intersecciones. Debe contar con calzadas divididas por medio de un separador central mínimo de 6 m; cada una de las calzadas debe contar con dos o más carriles de 3.60 m de ancho como mínimo, con control total de accesos (ingresos y salidas) que proporcionan flujos vehiculares continuos, sin cruces o pasos a nivel y con puentes peatonales en zonas urbanas. La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada[2]

Las vías expresas suelen circular vehículos motorizados de 2 ejes a más. Para el transporte público de pasajeros se permite el servicio de buses, preferentemente en carriles segregados y el empleo de paraderos debidamente diseñados en los intercambios.

Actualmente no contamos con una vía con estas características en la ciudad de Piura; sin embargo, es una medida a mediano plazo que deben considerar las autoridades para mejorar el transporte en una ciudad que va creciendo direccionalmente alrededor de las Av. Sánchez Cerro y Av. Cáceres.

Sin ir muy lejos, un claro ejemplo que podemos tomar de una vía que cumple con los estándares técnicos mencionados anteriormente y que ha sido una visionaria obra que ha aliviado el tráfico por más de 50 años en Lima, contribuyendo al desarrollo de la ciudad, es la Vía Expresa Paseo de la República**.**

Figura 1.2: Vía Expresa Paseo de la República, a la altura del Centro Financiero en San Isidro, Lima.

Fuente: Wikipedia

[2] Manual de Diseño Geométrico MTC DG-2018

[3] Otero, L (2015*) "Alternativa de solución vial en la intersección de las Av. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura"*. Tesis de pregrado en Ingeniería Civil, Universidad de Piura

En la **Tabla 1.1** se muestra la estructura vial de la mencionada vía, la cual se ha convertido en una obra emblemática en el país, producto de una planificación vial que ha unido los más alejados polos limeños a una gran velocidad.

Además, se ha implementado el transporte masivo con el carril exclusivo del Metropolitano, que significa una alternativa al transporte privado, siendo una solución al problema del tránsito aplicada en muchos países del mundo.

Tabla 1.1: Estructura vial de la Vía Expresa Paseo de la República

EXTENSIÓN:	9 Km + 4.5km (Futura Via Expresa Sur) = **13.5 Km**. Se extiende de norte a sur en los distritos de Lima, Lince, La Victoria, San Isidro, Surquillo, Miraflores y Barranco a lo largo de 66 cuadras. El COSAC I del Metropolitano se extiende a lo largo de todo su recorrido.
ANCHO DE CALZADA:	3.40 m
BERMA CENTRAL :	15.50 m (Actualmente uso del Metropolitano)
ANCHO TOTAL PROMEDIO:	75 m
VELOCIDAD DE DISEÑO:	80 Km/hr
ORDENAMIENTO DE CARRILES:	2 carriles de tránsito normal, en ambos sentidos.
	Jardines o rampas de acceso, en ambos sentidos.
	3 carriles de vía rápida, en ambos sentidos.
	1 carril de COSAC I (Metropolitano)
	13 estaciones del Metropolitano
	21 pasos a desnivel
	1 Intercambio vial trébol con Av. Javier Prado.

Fuente: Elaboración propia, en base a datos ofrecidos en Wikipedia y diarios locales.

1.1.2. Vía arterial o Autopista de Segunda Clase

Las vías arteriales permiten el tránsito vehicular, con media o alta fluidez, baja accesibilidad y relativa integración con el uso del suelo colindante. Estas vías deben ser integradas dentro del sistema de vías expresas y permitir una buena distribución y repartición del tráfico a las vías colectoras y locales.[4] La velocidad en este caso varía entre 50-80 km/hr [5]

Las vías arteriales son usadas por todos los tipos de tránsito vehicular. Se admite un porcentaje reducido de vehículos pesados y para el transporte colectivo de pasajeros se permite el servicio con un tratamiento especial en vías exclusivas o carriles segregados y con paraderos e intercambios debidamente diseñados.[6]

El IMDA para este tipo de vías está entre 4000-6000 veh/día, de calzadas divididas por medio de un separador central que puede variar de 6.00 m hasta 1.00 m, en cuyo caso se instalará un sistema de contención vehicular; cada una de las calzadas debe contar con dos o más carriles de 3,60 m de ancho como mínimo, con control parcial de accesos (ingresos y salidas) que proporcionan flujos vehiculares continuos; pueden tener cruces o pasos

[4] Manual de diseño Geométrico de Vías Urbanas – 2005 - VCHI
[5] Otero, L (2015*) "Alternativa de solución vial en la intersección de las Av. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura"*. Tesis de pregrado en Ingeniería Civil, Universidad de Piura
[6] NORTON SCHNEIDER, "A direct approach to traffic assignment "Highway Research, Highway Research Board, Washington - USA, May/63/Peru-Jersey- Transportation Study Volumen lll - May/65.

vehiculares a nivel y puentes peatonales en zonas urbanas. La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada[7]

Actualmente en Piura tenemos 4 vías arteriales principales paralelas entre sí: Av. Sánchez Cerro**,** Av. Cáceres, Av. Grau y Av. Circunvalación; sin embargo, la gestión actual del tránsito es deficitaria y ha incentivado a la presente investigación.

Figura 1.3: Esquema de Principales Vías Arteriales en la ciudad de Piura.

Fuente: Elaboración propia, en base a Google Maps e imágenes de distintos medios locales.

1.1.3. Vía colectora o Carretera de Primera Clase

Las vías colectoras sirven para llevar el tránsito de las vías locales a las arteriales y en algunos casos a las vías expresas cuando no es posible hacerlo por intermedio de las vías arteriales. Dan servicio tanto al tránsito de paso, como hacia las propiedades adyacentes. Pueden ser colectoras distritales o interdistritales, correspondiendo esta clasificación a las Autoridades Municipalidades, de la cual se derivan, entre otros, parámetros para establecer la competencia de dichas autoridades. De una manera general, las vías colectoras deberán estar separadas a 800 metros una de otra, en la fase de planeamiento.[8] Las velocidades de diseño promedio son de 40-50 km/hr.

Son carreteras con un IMDA entre 2000 y 4000 veh/día, con una calzada de dos carriles de 3,60 m de ancho como mínimo. Puede tener cruces o pasos vehiculares a nivel y en zonas urbanas es recomendable que se cuente con puentes peatonales o en su defecto con dispositivos de seguridad vial, que permitan velocidades de operación, con mayor seguridad. La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada.[9]

[7] Manual de diseño Geométrico MTC DG-2018
[8] Manual de diseño Geométrico de Vías Urbanas – 2005 - VCHI
[9] Manual de diseño Geométrico MTC DG-2018

En Piura tenemos el caso de la Av. Country que conecta la Av. Cáceres (a la altura del Grifo Mega) con la Av. Sánchez Cerro (a la altura del Mercado de Piura).

Figura 1.4: Intersección Av. Country – Av. Cáceres.

Fuente: Diario el Tiempo

1.1.4. Vía local o Carretera de Segunda Clase[10]

Son aquellas cuya función principal es proveer acceso a los predios o lotes, debiendo llevar únicamente su tránsito propio, generado tanto de ingreso como de salida. Por ellas transitan vehículos livianos, ocasionalmente semipesados; se permite estacionamiento vehicular y existe tránsito peatonal irrestricto. Las vías locales se conectan entre ellas y con las vías colectoras. La velocidad de diseño usualmente está entre 20-30 km/hr.

Son carreteras con IMDA entre 400 y 2000 veh/día, con una calzada de dos carriles de 3,30 m de ancho como mínimo. Puede tener cruces o pasos vehiculares a nivel y en zonas urbanas es recomendable que se cuente con puentes peatonales o en su defecto con dispositivos de seguridad vial, que permitan velocidades de operación, con mayor seguridad. La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada.

Figura 1.5: Ejemplo de vía local: Av. San Ramón, Piura.

Fuente: Otero, L (2015*) "Alternativa de solución vial en la intersección de las Av. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura"*. Tesis de pregrado en Ingeniería Civil, Universidad de Piura.

[10] Manual de Diseño Geométrico MTC DG-2018

1.2. Conceptos de capacidad y niveles de servicio (NDS) en vías urbanas, con metodología HCM 2010

A continuación, una vez entendida la clasificación y función de cada una de las vías de análisis, se procederá a detallar conceptos claves de la teoría de flujo vehicular.

1.2.1. Capacidad[11]

Se define la capacidad vehicular de una sección uniforme de carretera como la máxima tasa horaria de vehículos que tienen una probabilidad razonable de atravesarla durante un periodo de tiempo específico (mayormente en los 15 minutos pico de la hora punta), bajo condiciones prevalecientes de la vía, del tráfico y de los sistemas de control. Es importante aclarar que el concepto de capacidad también puede ser aplicado a personas, pudiendo ser ésta más importante dependiendo del objeto de estudio; sin embargo, se define la primera por efectos de la presente investigación que trata de recuperar la transitabilidad y eliminar la congestión en una vía arterial urbana.

La capacidad depende de las características de los conductores que varían entre regiones y las tasas de flujo máximas pueden variar día a día según el lugar. Cualquier cambio en las condiciones prevalecientes produce un cambio en la capacidad, ya sea en la geometría de la vía (número y ancho de carriles, separador central, velocidad a flujo libre), composición del tráfico (presencia de camiones o vehículos pesados) y en las facilidades para interrumpir el flujo continuo (señalización y semaforización)

1.2.2. Niveles de servicio[12]

Es una medida de calidad que describe las condiciones operacionales dentro de un flujo de tráfico, generalmente en término de medidas de servicio, como velocidad, libertad de maniobra, interrupciones del tráfico, confort y convivencia[13].Se usa una escala alfabética de 6 niveles que van desde la A hasta la F, representando un rango de condiciones de operación que se detallan en la **Tabla 1.2.**

Tabla 1.2. Condiciones de operación para cada nivel de servicio

NDS	Velocidad	Libertad de maniobra	Interrupciones del tráfico	Confort y convivencia.
A	Flujo libre	Completa	No generan problemas	Alto
B	Flujo razonablemente libre	Ligeramente restringida	Se absorven fácilmente	Bueno
C	Cercana a la de flujo libre	Notablemente restringida	Incidentes importantes generan colas	Regular
D	Decreciente con el flujo	Limitada	Densidad creciente	Regular bajo
E	Baja	Casi nula	Incidentes menores generan colas	Operaciones volátiles
F	Muy baja	Nula	Se generan colas sin obstáculos	Condiciones de colapso

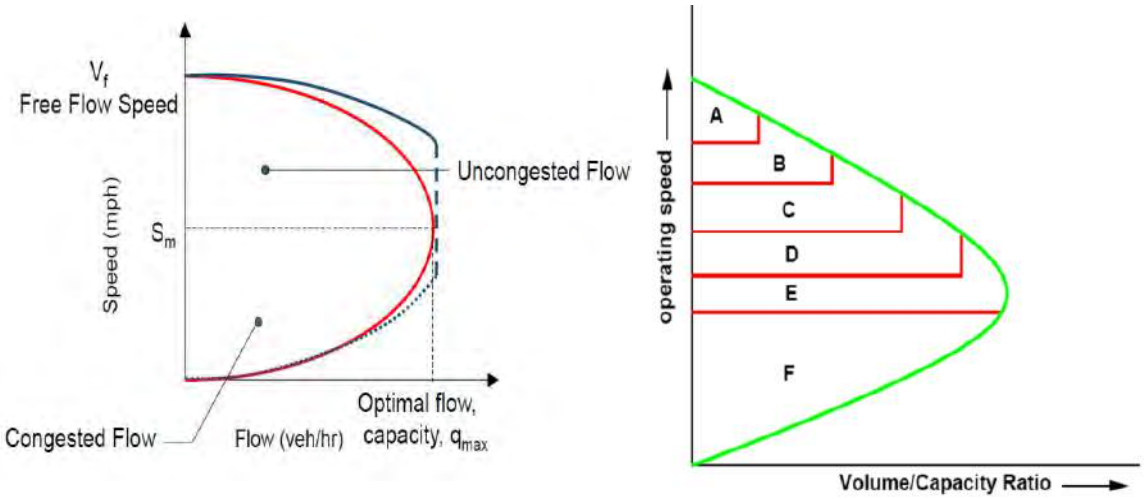
[11] Definición del HCM 2010

[12] Jorge Timaná (2016). Apuntes del curso Caminos y Transportes, Universidad de Piura.

Debido a la incertidumbre de estos rangos, suelen haber situaciones que originen una mala interpretación de los cambios en los NDS.Si sólo lo analizamos en términos de demora, podríamos no estar reconociendo diferentes niveles de percepción o aceptabilidad de los usuarios; es decir, un NDS "F" puede significar el hecho que la demanda supere a la capacidad, pero también puede definirse como una inaceptable calidad del servicio.

En la **Figura 1.6** se relaciona el NDS con parámetros esenciales del tráfico como la velocidad y densidad, además de la relación v/c que se detallará más adelante.

Figura 1.6. Relaciones entre diagrama fundamental y NDS



Fuente: Manual HCM 2010

El nivel de servicio de una vía se calcula según la demora (Ver **Tabla 1.3**), la cual se define como el exceso promedio por control experimentado por todos los vehículos que llegan en el periodo de análisis, incluidas las demoras que ocurren antes del periodo de análisis cuando el grupo de carriles está sobresaturado.[14]

La demora por control incluye los movimientos a velocidades bajas y las detenciones en los accesos a la intersección, cuando los vehículos disminuyen la velocidad corriente arriba o cambian de posición en la cola. El cálculo detallado se explicará en el ítem 1.2.4.

Tabla 1.3: NDS según demora (s/veh)

Niveles de Servicio	Demora
A	<10
B	10,1-20
C	20,1-35
D	35,1-55
E	55,1-80
F	>80,1

Fuente: Manual HCM 2010

[14] Cal R., Cárdenas J. (2007). *"Ingeniería de tránsito, fundamentos y aplicaciones"*. 8va Edición

1.2.3. Relación volumen capacidad (v/c) [15]

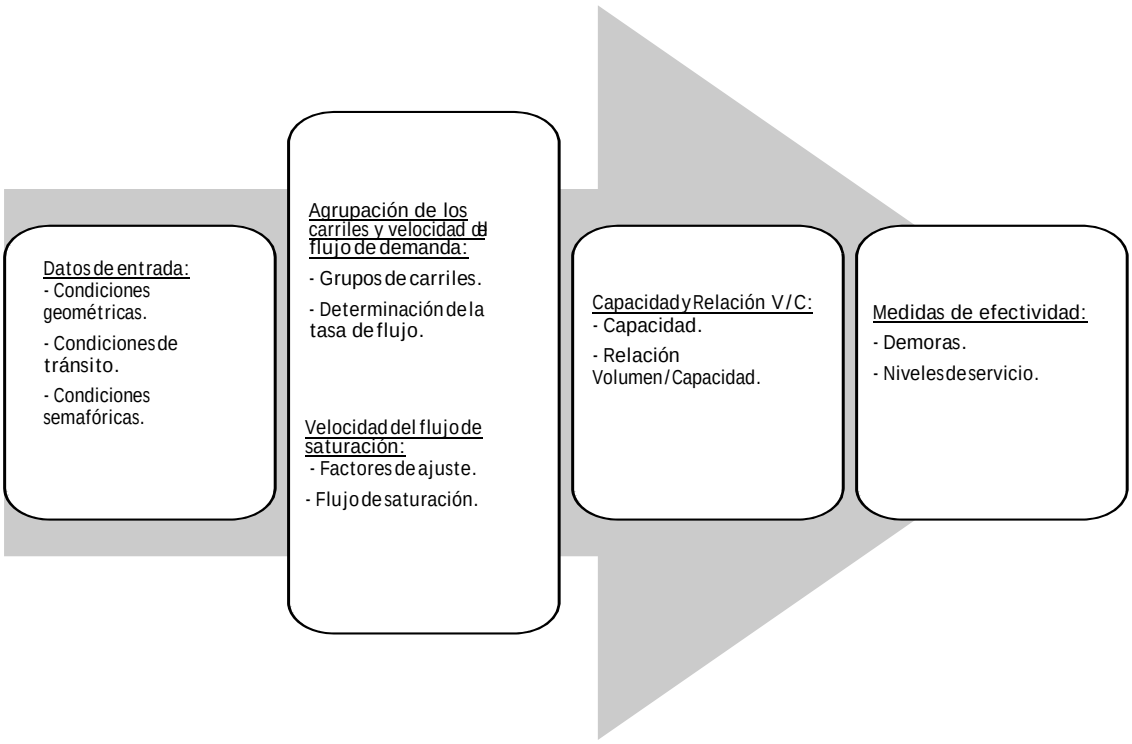
Es el objetivo principal del análisis de capacidad y nivel de servicio, ya que mide el ratio entre el flujo de demanda (actual o proyectado) y la capacidad de determinada instalación. Se usa esta tasa como una medida de suficiencia de la capacidad existente o de la capacidad propuesta. Es deseable, en la medida, mantener una relación v/c<1 ya que la capacidad de la vía será mayor al volumen demandado, y si dicha vía también tiene una alta velocidad operacional, entonces nos asemejamos a un nivel de servicio óptimo, tal cual se detalla en la **Figura 1.6.**

Para proyecciones futuras, se trabaja con un flujo de demanda estimado y se compara con la capacidad estimada. Una relación v/c>1 (ya sea en el presente o en el futuro) implica que la capacidad estimada no es suficiente para el flujo de demanda proyectado, además que ocurrirá formación de colas y que estas se propagarán en dirección contraria al tráfico.

1.2.4. Método HCM 2010 para el cálculo de niveles de servicio

Mediante el análisis operacional se determina la capacidad y el nivel de servicio de cada grupo de carriles o acceso, lo mismo que el nivel de servicio de la intersección como un todo o globalmente, a partir de una información detallada de las condiciones prevalecientes geométricas, del tránsito y del control semafórico. La **Figura 1.7** muestra el esquema del proceso.[16]

Figura 1.7: Metodología para intersecciones señalizadas



Fuente: Manual HCM 2010

[15] Jorge Timaná (2016). Apuntes del curso Caminos y Transportes, Universidad de Piura.
[16] Cal R., Cárdenas J. (2007). *"Ingeniería de tránsito, fundamentos y aplicaciones".* 8va Edición

1.2.4.1. Datos de entrada

Tal como se ha mencionado anteriormente, se pueden dividir en 3 grupos (Condiciones geométricas, de tránsito y semafóricas). En la siguiente tabla podemos verificar los parámetros de cada grupo.

Tabla 1.4: Datos de entrada para cada grupo de carril analizado

Tipo de condición	Parámetros
Condiciones geométricas	- Tipo de Área. - Número de carriles, N - Ancho de carril, W (m). - Grado de pendiente, G (%). - Existencia de Carril exclusivo izquierdo o derecho, L_T o R_T. - Longitud de la bahía de almacenamiento de carril izquierdo o derecho, L_s. - Parqueo.
Condiciones de tráfico	- Volumen de la demanda por el movimiento, V (veh/h). - Tasa de flujo de saturación ideal, s_o (pc/h/ln). - Factor de hora pico, FHP. - Porcentaje de vehículos pesados, HV (%). - Volumen peatonal, V_{ped} (p/h). - Número de paradas de buses en la intersección, N_b (buses/h). - Actividad de maniobras de parqueo, N_m. - Tipo de llegada. - Proporción de vehículos que llegan en color verde, P.
Condiciones de Señalización	- Longitud del ciclo, C (s). - Tiempo del verde efectivo, G (s). - Tiempo de ámbar. - Tiempo de "todo rojo". - Periodo de análisis, T (h).

Fuente: Manual HCM 2010

1.2.4.2. Agrupación de carriles y velocidad del flujo de demanda[17]

Se consideran los accesos de una intersección de forma individual, así como los grupos de carriles de cada acceso también. Se separan por la geometría de la intersección y la distribución de movimientos.

Tabla 1.5: Agrupamientos típicos para el análisis. Fuente: HCM 2010

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

[17] Otero, L (2015*) "Alternativa de solución vial en la intersección de las Av. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura"*. Tesis de pregrado en Ingeniería Civil, Universidad de Piura

Para determinar la tasa de flujo se utiliza la siguiente expresión (Ec. 1.1) que representa el volumen horario sobre el factor de hora pico (FHP):

$$V_p = \frac{V}{FHP} \ (\mathbf{Ec.1.1})$$

Donde,

V_p = Tasa de flujo durante los 15 minutos pico (veh/hr)
V = Volumen horario (veh/hr)
FHP = Factor de hora pico

Para seleccionar el volumen pico para cada movimiento se observa directamente los flujos y se selecciona el más crítico.

1.2.4.3. Velocidad del flujo de saturación[18]

Los siguientes factores representan el ajuste del flujo de saturación:

- **Ajuste por ancho de carril (f_w):** Evalúa el impacto negativo de carriles angostos o impacto positivo en carriles anchos.
- **Ajuste por vehículos pesados (f_{HV}):** Evalúa el espacio que ocupan o dejan de ocupar vehículos pesados de manera negativa o positiva negativamente.
- **Ajuste por pendiente del acceso (f_g):** Evalúa el efecto de la pendiente de la pista ya sea positivo o negativo.
- **Ajuste por estacionamientos (f_P):** Evalúa el efecto de las maniobras de estacionamiento de algunos vehículos que interrumpen el flujo constante de los vehículos que vienen por detrás. Tiene un número máximo de maniobras (180).
- **Ajuste por bloqueo de buses (f_{bb}):** Evalúa el efecto de los buses del transporte público que se paran a recoger o dejar pasajeros en cada paradero. Tiene un número máximo de 250 paradas.
- **Ajuste por tipo de área (f_a):** Evalúa el tipo de zona donde se encuentra la intersección: zona residencial, zona comercial o zona financiera.
- **Ajuste por utilización del carril (f_{LU}):** Evalúa la distribución desigual del tráfico entre los carriles en un grupo de carriles con más de un carril.
- **Ajuste por giros a la derecha (f_{RT}):** Evalúa el efecto de la geometría dependiendo si los giros se realizan de un carril exclusivo o compartido y de la proporción de vehículos que giran a la derecha.
- **Ajuste por giros a la izquierda (f_{LT}):** Evalúa si los giros son permitidos o protegidos, y si son desde un carril exclusivo o compartido.
- **Ajuste por peatones y bicicletas (f_{Lpb} y f_{Rpb}):** Evalúa los efectos de bloqueo por los peatones y las bicicletas que van en las 2 direcciones, derecha e izquierda

[18] Tesis: *"Aplicabilidad de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 para analizar intersecciones semaforizadas en Lima". (Vera Lino, F.J., Pontificia universidad católica del Perú, Facultad Ingeniería Civil, Lima, 2012).*

La ecuación general para el flujo de saturación, según el HCM 2010 se detalla a continuación:

$$s = s_o * N * f_w * f_{HV} * f_g * f_p * f_{bb} * f_a * f_{LU} * f_{LT} * f_{RT} * f_{Lpb} * f_{Rpb}$$

(Ec. 1.2)

Donde,

s = Tasa de flujo de saturación del grupo de carriles
s_o = Tasa de flujo de saturación ideal por carril
N = Número de carriles del grupo

Flujo de saturación ideal (s_o) se define como el flujo por carril que puede pasar por una intersección señalizada.

El flujo de saturación representa el número de vehículos por hora y por carril que pueden pasar una intersección señalizada si la señal verde dura toda la hora continúa sin que el flujo de vehículos pare.

El HCM recomienda un valor por defecto ideal s_o = 1900 vehículos livianos por hora por carril para carriles de 3.6m, pendiente 0%, mismo tipo de vehículos, sin estacionamientos, ni giros, etc.

1.2.4.4. Determinación de la capacidad y relación v/c[19]

a) Capacidad: Se tiene que tomar en cuenta los conceptos de flujo de saturación y tasa de flujo de saturación como se muestra en la Ecuación 1.3:

$$ci = si * \left(\frac{gi}{C}\right)$$ **(Ec. 1.3)**

Donde,

c_i = Capacidad del grupo de carriles i (veh/h).
s_i = Tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles i (veh/h).
g_i = Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles i (s).
C = Longitud del ciclo del semáforo (s).
g_i/C = Proporción de verde efectivo para el grupo de carriles i.

b) Relación Volumen/Capacidad: Otra denominación puede ser el grado de saturación ya que representa el resultado de la tasa de flujo (v) sobre la capacidad (c). Para un mejor manejo del término cuando se hace el análisis lo representamos con una X como se aprecia en la Ecuación 1.4:

$$Xi = \frac{vi}{ci} = \frac{vi}{si * (gi/C)} = \frac{vi * C}{si * gi}$$ **(Ec. 1.4)**

[19] Tesis: *"Aplicabilidad de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 para analizar intersecciones semaforizadas en Lima". (Vera Lino, F.J., Pontificia universidad católica del Perú, Facultad Ingeniería Civil, Lima, 2012).*

Donde,

X_i = Relación *v/c* o grado de saturación para el grupo de carriles *i*.
v_i = Tasa de flujo de demanda actual o proyectada para el grupo de carriles *i* (veh/h).
c_i = Capacidad del grupo de carriles *i*.
s_i = Tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles *i* (veh/h).
g_i = Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles *i* (s).
C = Longitud del ciclo (s).

Cuando se evalúa la intersección como un conjunto de acuerdo con su geométrica y duración del ciclo se tienen que usar los grupos de carriles críticos para cada fase que son los de mayor relación de flujo v/c que se representa como el grado de saturación crítico de la intersección (Xc). (Ver ecuación 1.5)

$$Xc = \left(\frac{C}{C-L}\right) * \Sigma\left(\frac{v}{s}\right)_{ci} \quad \textbf{(Ec. 1.5)}$$

Donde,

X_c = Relación *v/c* crítica o grado de saturación crítico para la intersección.
$\Sigma(v/c)_{ci}$ = Sumatoria de las relaciones de flujo para todos los grupos de carriles críticos *i*.
C = Longitud del ciclo (s).
L = Tiempo perdido total por ciclo, calculado como tiempo perdido, t_l, para la trayectoria crítica de los movimientos (s).

1.2.4.5. Medidas de eficiencia[20]

a) Demoras: Los valores derivados de los cálculos de demora representan la demora media por control experimental por todos los vehículos que llegan durante el periodo de análisis, se incluyen también las demoras contraídas afuera del mismo cuando el grupo de carriles está sobresaturado. Para el cálculo de la demora por control se debe considerar los movimientos a bajas velocidades y las detenciones conforme los vehículos se mueven en la cola o disminuyen la velocidad corriente arriba de la intersección. En la siguiente ecuación **(Ec. 1.6)** se halla la demora promedio por control:

$$d = d1\ (PF) + d2 + d3 \quad \textbf{(Ec. 1.6)}$$

Donde,

d = Demora por control por vehículo (s/veh)
d_1 = Demora por control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh)
PF = Factor de ajuste de demora uniforme por coordinación, el cual tiene en cuenta los efectos de la coordinación de semáforos.

[20] Tesis: *"Aplicabilidad de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 para analizar intersecciones semaforizadas en Lima". (Vera Lino, F.J., Pontificia universidad católica del Perú, Facultad Ingeniería Civil, Lima, 2012).*

d_2 = Demora incremental que toma en cuenta los efectos de llegadas aleatorias y colas sobresaturadas (s/veh).
d_3 = Demora por cola inicial, la cual tiene en cuenta las demoras de todos los vehículos en el periodo de análisis debido a las colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (s/veh).

La **demora uniforme** (d1) es el valor que se asume cuando se trata de un caso ideal de llegadas uniformes, flujos estables, y sin cola inicial. Se define por la siguiente ecuación:

$$d1 = \frac{0.5 * C * (1 - \frac{g}{C})^2}{1 - [\min(1, X) * \frac{g}{C}]} \quad \textbf{(Ec. 1.7)}$$

Donde,

d1 = Demora por control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh).
C = Longitud del ciclo (s); longitud de ciclo empleada en semáforos con controladores de tiempo fijo.
g = Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles (s); tiempo de verde empleado en semáforos con controladores de tiempo fijo.
X = Relación *v/c* o grado de saturación para el grupo de carriles (X≤1)

El ***PF***, representa el factor de ajuste por coordinación que trata de perfeccionar los efectos de la coordinación de los semáforos. Si los semáforos están bien coordinados e interconectados se logra que la mayor cantidad de vehículos que llegan logren llegar durante la luz verde. Se aplica a todos los grupos de carriles coordinados, hasta a los grupos con controles de tiempo fijo. Como solamente afecta a la demora uniforme se aplica el ajuste solamente a *d1*. Se define en la siguiente ecuación **(Ec. 1.8):**

$$PF = \frac{(1 - P) * fPA}{1 - (\frac{g}{C})} \quad \textbf{(Ec. 1.8)}$$

Donde,

PF = Factor de ajuste por coordinación.
P = Proporción de vehículos que llegan en verde.
g/C = Proporción de tiempo de verde disponible.
f_{PA} = Factor de ajuste suplementario por grupos vehiculares que llegan durante el verde.

El valor de la proporción de vehículos que llegan en verde (*P*) se puede tomar directamente midiéndolo en el campo o si no se puede emplear el siguiente procedimiento determinando el tipo de llegada (AT por sus siglas en inglés) con la **Tabla 1.6**, luego el valor *Rp* por defecto obtenido en la **Tabla 1.7**, y por último calculando *P* con la ecuación **Ec. 1.9.** El valor de *fPA* se calcula utilizando nuevamente el valor de *Rp* por defecto de la **Tabla 1.8.**

$$Rp = \frac{P}{(\frac{gi}{C})} \quad \textbf{(Ec. 1.9)}$$

Donde,

Rp = Relación de pelotón,

P = Proporción de vehículos que llegan durante la señal verde,
C = Longitud del ciclo (s)
g_i = Tiempo del verde efectivo para el movimiento (s).

Tabla 1.6: Tipo de llegadas. **Fuente:** HCM 2010.

Tipo de llegada	Descripción
1	El pelotón denso que contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo del carril, que va llegando al comienzo de la fase de luz roja. Éste AT es representante de los enlaces de red que pueden experimentar de muy baja calidad de progresión como resultado de condiciones tales como la optimización de la señal de red global.
2	El pelotón moderadamente denso que llega en la mitad de la fase de color rojo o el pelotón dispersado que contiene del 40 al 80 por ciento del volumen del grupo del carril, que llega durante toda la fase de color rojo. Éste AT es representante de la progresión desfavorable en las calles de dos vías.
3	Las llegadas aleatorias en las que el pelotón principal contiene menos de 40 por ciento del volumen del grupo del carril. Éste AT es representativa de las operaciones en las intersecciones con semáforos interconectados aislados y que no se caracterizan por pelotones altamente dispersados. También puede ser usado para representar operación coordinada en donde los beneficios de la progresión son mínimos.
4	El pelotón moderadamente denso que llega en la mitad de la fase verde o pelotón dispersado que contiene del 40 al 80 por ciento del volumen del grupo del carril, llegando durante toda la fase verde. Éste AT es representante de la progresión favorable en una calle de dos vías.
5	De denso a moderadamente es el pelotón denso que contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo del carril, llegando al inicio de la fase verde. Éste AT es representativo de la calidad progresión muy favorable, que puede ocurrir en las rutas con baja a moderada entradas lado de la calle y que reciben tratamiento de alta prioridad en el plan de frecuencia de la señal.
6	Éste tipo de llegada se reserva para la calidad excepcional de progresión en las rutas con características casi ideales de progresión. Es representante de pelotones muy densos que progresan a través de una serie de intersecciones muy próximas entre sí con entradas mínimas o insignificantes de lado de calle.

Tabla 1.7: Relación entre el tipo de llegada y la relación de pelotón.

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

Fuente: Manual HCM 2010

Tabla 1.8: Factor de ajuste para el cálculo de la demora uniforme.
Fuente: HCM 2010

Relación g/C	Tipo de Llegada (AT)					
	AT 1	AT 2	AT 3	AT 4	AT 5	AT 6
0.2	1.167	1.007	1	1	0.833	0.75
0.3	1.286	1.063	1	0.986	0.714	0.571
0.4	1.445	1.136	1	0.895	0.555	0.333
0.5	1.667	1.24	1	0.767	0.333	0
0.6	2.001	1.395	1	0.576	0	0
0.7	2.556	1.653	1	0.256	0	0
fPA	1	0.93	1	1.15	1	1
Rp, por defecto	0.333	0.667	1	1.333	1.667	2

La **demora incremental** (d2) considera las llegadas no uniformes y las demoras aleatorias, así como la demora por sobresaturación. Se estiman por la ecuación **Ec. 1.10** que asume que no existen colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (*T*).

$$d2 = 900 * T * \left[(X-1) + \sqrt{(X-1)^2 + \frac{8 * k * I * X}{c * T}} \right] \quad \textbf{(Ec. 1.10)}$$

Donde,

d2 = Demora incremental que toma en cuenta los efectos de colas aleatorias y sobresaturadas, ajustada por la duración del periodo de análisis y el tipo de controlador del semáforo (s/veh).
T = Duración del periodo de análisis (h).
k = Factor de demora incremental que es dependiente del ajuste de los controladores.
I = Factor de ajuste por ingresos a la intersección corriente arriba.
c = Capacidad del grupo de carriles (veh/h).
X = Relación v/c para el grupo de carriles o grado de saturación.

El factor ***k***, incorpora el efecto del tipo de controlador. Para semáforos de tiempo fijo su valor es 0.5. El factor ***I***, incorpora efectos de ingresos desde semáforos corriente arriba en intersecciones coordinadas. Toma el valor de 1 para intersecciones aisladas.

El ***d3***, la demora por cola inicial se genera cuando quedan colas residuales del periodo anterior, se define por la ecuación **Ec. 1.11.**

$$d3 = \frac{1800 * \mathrm{Qb} * (1 + \mathrm{u}) * \mathrm{t}}{c * T} \quad \textbf{(Ec. 1.11)}$$

Donde,

Q_b = Cola inicial al inicio del periodo T (veh).
c = Capacidad (veh/h).
T = Duración del periodo de análisis (h).
t = Duración de la demanda insatisfecha (h).
u = Parámetro de demora.

Cuando $X > 1$ para un periodo de 15 minutos el siguiente periodo tendrá que empezar con la cola inicial *Qb* (veh) que es observada al inicio del color rojo. Existen 5 posibles casos para valores de *Qb* que se muestran en la **Tabla 1.9.**

Tabla 1.9: Casos de análisis

Caso 1: $Q_b = 0$	El periodo es no saturado sin cola inicial. Por lo tanto, $d3=0$.
Caso 2: $Q_b = 0$	El periodo es sobresaturado sin cola inicial. Por lo tanto, $d3=0$.
Caso 3: $Q_b > 0$, $X \leq 1$, $t < T$	La cola inicial Q_b se disipa durante el periodo T. Para que esto ocurra, la suma de Q_b y la demanda total en T (qT) debe ser menor que la capacidad disponible (cT). Es decir, $Q_b + qT < cT$.
Caso 4: $Q_b > 0$, $X \leq 1$, $t = T$	Cuando aún existe demanda insatisfecha al final del periodo T pero es decreciente. Para que esto ocurra, la demanda en T debe ser menor que la capacidad. Es decir, $qT < cT$.
Caso 5: $Q_b > 0$, $X > 1$, $t = T$	Cuando la demanda en T excede la capacidad. Aquí la demanda insatisfecha se incrementa al final de T. Para que esto ocurra deberá cumplirse que $qT > cT$.

Fuente: Manual HCM 2010

En los casos 1 y 2 cuando *Qb* = 0 el valor de *t* = 1. En los casos 3, 4 y 5 cuando *Qb* > 0 el valor de *t* está definido por la ecuación **Ec. 1.12**:

$$t = min\left\{T, \frac{Qb}{c * [1 - min(1, X)]}\right\} \quad \textbf{(Ec. 1.12)}$$

En el caso 3 cuando *t* < *T* el valor de *u* = 0. En los casos 4 y 5 cuando *t* = *T* el valor *u* está definido por la ecuación **Ec. 1.13**:

$$u = 1 - \frac{c * T}{Qb * [1 - \min(1, X)]} \quad \textbf{(Ec. 1.13)}$$

En los casos 4 y 5 existe un tiempo de despeje de cola inicial (*Tc*) que representa el último vehículo que llega en el periodo *T* y despeja la intersección. Este valor que tiene que ser mayor a *T* se calcula con la ecuación **Ec.1.14**:

$$Tc = \max\left(T, \frac{Qb}{c} + TX\right) \quad \textbf{(Ec. 1.14)}$$

En los casos 3, 4 y 5 para *d1* se usa *X* = 1 cuando existe una cola de sobresaturación (*t*) y para los casos restantes, caso 1 y 2 se usa el valor *X* real (*T*-*t*). Se utiliza la ecuación **Ec.1.15**:

$$d1 = ds * \frac{t}{T} + du * PF * \frac{(T - t)}{T} \quad \textbf{(Ec. 1.15)}$$

Donde,

ds = Demora saturada (*d1* evaluado para *X* = 1.0).
du = Demora no saturada (*d1* evaluado para el valor real de *X*).

El *dA*, demoras agregadas (ponderadas) representan la demora por control por vehículo por cada grupo de carriles. Se usa la ecuación **Ec. 1.16**:

$$dA = \frac{\Sigma(di * vi)}{\Sigma vi} \quad \textbf{(Ec. 1.16)}$$

Donde,

dA = Demora para el acceso *A* (s/veh).
di = Demora para el grupo de carriles *i* (en el acceso *A*) (s/veh).
vi = Flujo ajustado para el grupo de carriles *i* (veh/h).

De manera similar, para encontrar la demora agregada ponderada de toda la intersección se utiliza la ecuación **Ec. 1.17**:

$$dI = \frac{\Sigma(dA * vA)}{\Sigma vA}$$

Donde,

dI = Demora por vehículo para la intersección (s/veh).
dA = Demora para el acceso *A* (s/veh).
vA = Flujo ajustado para el acceso *A* (veh/h).

b) Niveles de servicio: Para determinar el NDS de cada carril, o grupo de carriles, así como de toda la intersección se utiliza la **Tabla 1.3.**

1.3. Análisis de la capacidad y niveles de servicio con el uso de los softwares Infraworks 360 y Synchro 8.0

Anteriormente se ha detallado el método HCM 2010 para determinar las medidas de eficiencia del análisis; sin embargo, este cálculo puede ser tedioso teniendo en cuenta que el corredor estudiado tiene múltiples intersecciones, y que además se presentarán varios escenarios. Para solucionar este problema, se recurrirá a 2 softwares de simulación y análisis de tránsito.

INFRAWORKS es la más reciente innovación BIM en proyectos viales y SYNCHRO es mundialmente usado por los analistas de tráfico en los últimos años. A continuación, se detallará el funcionamiento de cada uno y su aplicación conjunta en la presente investigación.

1.3.1 Infraworks 360[21]

INFRAWORKS es un software desarrollado por la corporación estadunidense Autodesk que sirve como herramienta de diseño conceptual y visualización, además de análisis y cálculos ingenieriles, posicionándose, así como una plataforma BIM en proyectos de infraestructura civil con las últimas tecnologías en modelado 3D. Recientemente se ha adicionado la herramienta *Traffic Analyst Panel* (TAP) que permite a los ingenieros de tráfico tener un análisis detallado y presentable.

Cuando las vías han superado su capacidad de tránsito se puede identificar el problema y realizar cambios dinámicos al modelo, eligiendo entre varias propuestas fáciles de comparar. Se puede seleccionar cuáles son las intersecciones por revisar, introducir el flujo de tráfico, cantidad y tipo de vehículos en un horario específico, la velocidad, tiempo de señales y más. Una vez que se ejecute la simulación se puede crear un archivo de animación. El software es compatible con AutoCAD Civil 3D, el cual permite finalizar un diseño geométrico más detallado.

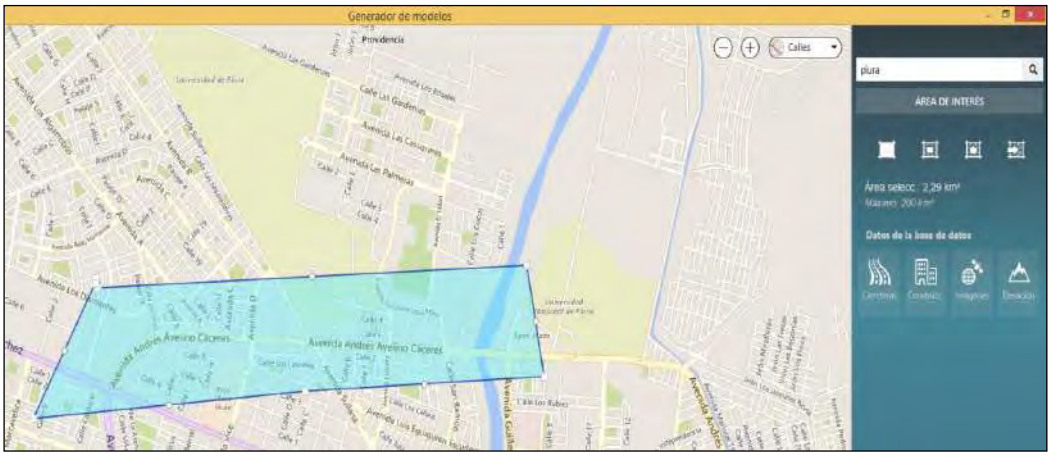
1.3.1.1. *Road Network Setup*

Se puede crear un modelo ya sea manualmente o mediante el creador de modelos proporcionado en el software (*Model Builder*). Esta última es una herramienta donde el usuario puede especificar un área en un mapa de un máximo de 200 kilómetros cuadrados.

[21] Avramovic, Samantha (2017) *"Evaluation of Autodesk Infraworks 360 and PTV Vissim"*. Master's Thesis in Programme Infraestructure and Environmental Engineering. Chalmers University of Tecnology, Sweden.

Model Builder crea un modelo a partir de capas de datos de alta resolución, como carreteras, elevaciones, imágenes y edificios para el área especificada.
El usuario puede elegir entre diferentes tipos de caminos de acuerdo con sus necesidades. Una vía creada tiene un estilo predeterminado elegido por el usuario. El software proporciona varios estilos de camino y el usuario tiene la posibilidad de editar y crear estilos propios. Es posible cambiar tanto la geometría horizontal como la vertical ajustando los manipuladores de geometría y los puntos de elevación (punto de intersecciones verticales - PVI).

Figura 1.8: *Model Builder*



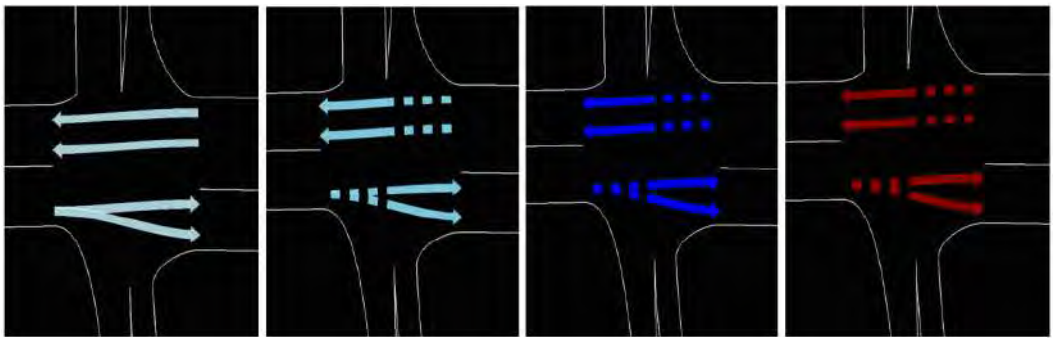
Fuente: Infraworks 360

1.3.1.2. *Non-signalised intersections*

Una intersección es creada cruzando dos carreteras. La intersección se genera automáticamente con marcas de carril que indican las direcciones de conducción permitidas para vehículos. Al modificar la marca del carril, cambian las direcciones de conducción permitidas. Las reglas de prioridad en las intersecciones se generan automáticamente en la red vial modelada. Las intersecciones pueden ser señalizadas o no señalizadas y es posible cambiarlas en TAP. Existen cinco reglas disponibles para priorizar los flujos de tráfico (Autodesk InfraWorks 360, 2016):

- *Free flow*: El tráfico en la carretera principal tiene prioridad y no es necesario reducir su velocidad al acercarse a la intersección.
- *Yield*: El tráfico en la carretera principal debe cruzar una corriente opuesta y debe disminuir la velocidad al acercarse a la intersección (Ceda el paso).
- *Give way*: El tráfico que se aproxima debe ceder el paso.
- *Stop sign*: El tráfico que se aproxima debe detenerse antes de cruzar la intersección.
- *Barred*: No está permitido realizar este giro.

Figura 1.9: Reglas de prioridad disponibles para intersecciones en TAP. De izquierda a derecha: *free flow, yield, give way and stop sign*



Fuente: Infraworks 360

1.3.1.3. *Signalised Intersections*

Una intersección señalizada se puede ajustar mediante un controlador en TAP que contiene información sobre el control de la señal. Hay un controlador por intersección, lo que significa que todos los movimientos señalizados no pueden ser controlados por un solo controlador, pero es posible hacer que los controladores se comuniquen y se sincronicen.

Los grupos y las fases se pueden ajustar en el controlador. Un grupo es un conjunto de turnos. Todos los cabezales de señal que muestran el mismo estado de señal en todo momento pertenecen al mismo grupo. Aquí es posible establecer el tiempo para el tiempo amarillo, rojo y verde. Una fase es un conjunto de estados de señal para todos los grupos en un controlador. El orden en que vienen las fases se puede cambiar y el orden puede contener repeticiones, pero todas las fases se deben incluir al menos una vez.

Una intersección señalizada también puede ser controlada por un software externo. Si se utiliza un software externo, no se necesita una especificación de fase en TAP.

1.3.1.4. *Traffic Analyst Panel (TAP)*

Para simular el tráfico, se debe crear un área de estudio que cubra las vías que se analizarán. El área de estudio se puede abrir en TAP donde se pueden ajustar configuraciones más avanzadas, como la demanda, los tipos de vehículos y las reglas de prioridad en las intersecciones.

Algunos parámetros y configuraciones son válidos para toda la red, mientras que otros solo son válidos para partes específicas. Para la red general, estos son *terms*, *behaviours*, *vehicles* and *restrictions*. También es posible aumentar o disminuir el avance en un carril específico ajustando el factor de avance que se multiplica con el tiempo de avance establecido en los comportamientos. Además, el algoritmo de seguimiento de automóviles se puede ajustar para carriles específicos, ya que uno podría aplicarse a carreteras y otro a calles en un área urbana.

Figura 1.10: Traffic Analyst Panel

Fuente: Infraworks 360

1.3.1.5. *Vehicle Demand*

Para poder ajustar la demanda en TAP, debe haber zonas de demanda: cada viaje comienza en una zona de origen y termina en una zona de destino. Hay tres formas diferentes de agregar demanda; demanda dirigida, demanda no dirigida y demanda de transporte público. La *demanda dirigida* define una serie de viajes donde se conocen tanto el origen como el destino y se requiere una matriz de origen-destino (matriz OD).

La recopilación de datos para esto es difícil y, por lo tanto, se estima una matriz completa, pero es posible cambiar manualmente los resultados de la matriz creada. Debido a demasiados factores desconocidos, no se puede saber que la matriz estimada sea correcta. Por lo tanto, la matriz suele ser la mayor fuente de error en la simulación. La *demanda no dirigida* define una cantidad de viajes desde un origen específico, pero sin un destino específico. Se requieren conteos de turnos cuando se usa demanda no dirigida. Por defecto, la proporción de la elección de ruta se distribuirá igualmente en las diferentes opciones de salida, pero también se puede crear una matriz OD en función de la demanda no dirigida. La *demanda de transporte público* enumera todo el transporte público, sus horarios de salida y los vehículos asociados.

Figura 1.11: Tipos de demanda en TAP. **Fuente**: Infraworks 360.

1.3.1.6. *Simulation outpout*

La herramienta de análisis en TAP genera un resumen que describe la distancia y el tiempo de manejo. También muestra la cantidad de vehículos que han salido y han llegado con éxito, así como vehículos no lanzados que no pudieron partir debido a la congestión. Los resultados y su descripción se presentan en la **Tabla 1.11.**

Tabla 1.11: Parámetros de salida obtenidos en el TAP

Output parameter	Description	Unit
Complete drive distance	The sum of the distances driven by all vehicles that have arrived to their destination	km
Incomplete drive distance	Reported distance driven by vehicles that have not yet arrived to their destination	km
Complete drive time	The sum of the time from when the vehicles are created in the model until they arrive	h:m:s
Incomplete drive time	Reported time for vehicles that have not yet arrived to their destination	h:m:s
Departures	Number of vehicles that have departed from their origin	veh
Arrivals	Number of vehicles that have arrived to their destination	veh
Unreleased	Number of vehicles that were supposed to departed but did not due to congestion	veh

Fuente: *Evaluation of Autodesk Infraworks 360 and PTV Vissim*

El análisis de intersección proporciona el retraso, la cola máxima y el nivel de servicio (NDS) que se describen para cada carril que se aproxima. La **Tabla 1.12** muestra los parámetros de salida obtenidos del análisis de intersección en TAP. El retardo es un tiempo en segundos y es la suma del retardo de enfoque y el retardo de la aceleración donde el *retardo de enfoque* es la diferencia entre el tiempo que tarda un vehículo para cruzar la intersección en comparación con el tiempo de flujo libre. El *retardo de aceleración* es el tiempo que el vehículo necesita para acelerar nuevamente a la velocidad de flujo libre después de que ha cruzado la línea de parada. Los vehículos en cola están viajando a una velocidad inferior a la velocidad del umbral de cola que se define como 0,25 veces la velocidad de la ruta del primer enlace que se aproxima.

Tabla 1.12: Parámetros de salida en el análisis de intersecciones

Output parameter	Description	Unit
Delay	The average delay for all vehicles in all lanes which is the sum of the approach delay and the acceleration delay	s
Maximum queues	The maximum queue length for vehicles travelling in the queue threshold speed	m

Un análisis de ruta en TAP cuenta el número de vehículos que han completado el enlace, el tiempo medio de viaje, el flujo medio, la velocidad media y la densidad media en el enlace. Un resumen de los resultados de la simulación y una descripción de los resultados del análisis vial se presentan en la **Tabla 1.13.**

Es posible ejecutar la simulación en InfraWorks en lugar de en TAP. Cuando se ejecuta en InfraWorks, se puede obtener el número total de paradas, así como información sobre vehículos. Estos resultados se descargan como archivos de Microsoft Excel. También se muestra una animación de las longitudes de las colas en el modelo de InfraWorks.

Tabla 1.13: Parámetros obtenidos en el análisis de ruta.

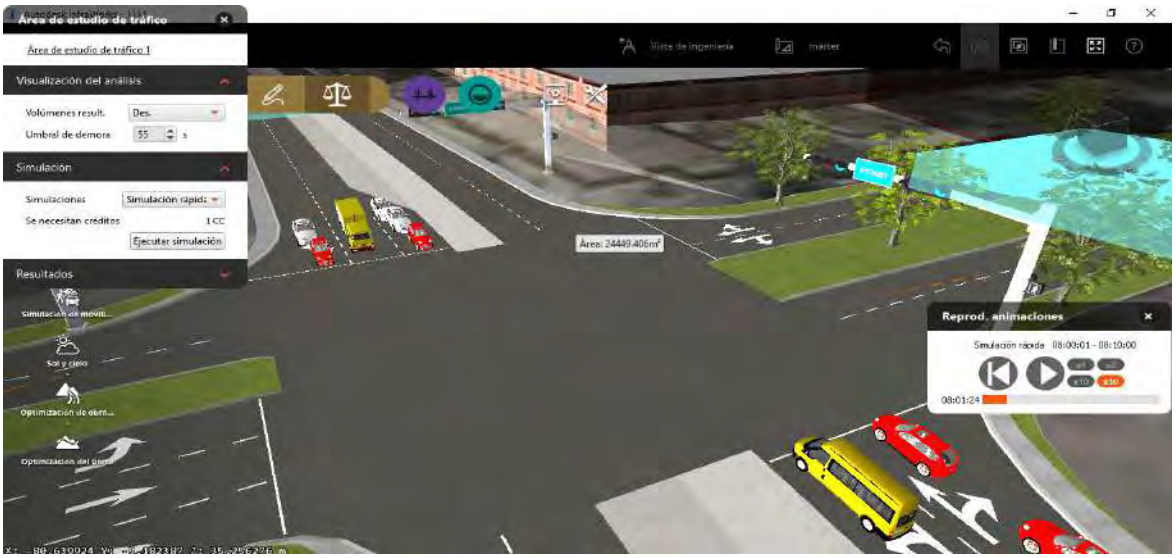
Output parameter	Description	Unit
Vehicles	The number of vehicles that have completed the link	veh
Mean travel time	The mean travel time on the link	h:m:s
Mean flow	The mean flow calculated from the count of vehicles during the simulation period	veh/h
Mean speed	The mean speed on the link, calculated from the travel time and the link length	km/h
Mean density	The mean density on each link	veh/m

Fuente: Evaluation of Autodesk Infraworks 360 and PTV Vissim

Debido a que la herramienta TAP es reciente, el análisis de tráfico presenta ciertas incompatibilidades que deberán mejorarse con el pasar de los años. Para contrarrestar este problema y que los resultados del análisis sean más confiables, se apoyará de SYNCHRO para los reportes en intersecciones semaforizadas, y debido a que este último también tiene limitaciones, sobre todo en la parte de la geometría, se usarán ambos para complementarse

La simulación del tránsito en INFRAWORKS es muy realista y detalla perfectamente los errores en el diseño, siendo fácil de comparar entre propuestas.

Figura 1.12: Simulación INFRAWORKS del tránsito en una intersección semaforizada**.**
Fuente: Elaboración propia



1.3.2 Synchro 8.0

Para los procesos de análisis, evaluación y optimización de redes viales actualmente se están utilizando programas de cómputo especializados, como el SYNCHRO, que aplica el método HCM 2010. Debido a que es comúnmente utilizado por organismos e instituciones internacionales, no se entrará mucho en detalle acerca de su funcionamiento en el presente marco teórico. Se establecerán las siguientes ventajas[22]:

- Optimización de longitudes de ciclo y repartos de tiempos de verde por fase, eliminando la necesidad de realizar múltiples ensayos de planes y de tiempos en búsqueda de la solución óptima.
- Generación de planes de tiempo óptimos en menos tiempo que cualquier otro programa existente hoy en día.
- Interacción, de tal manera, que cuando se efectúan cambios en los datos de entrada, los resultados se actualizan automáticamente, y los planes de operación son mostrados en diagramas de tiempo-espacio de fácil interpretación.
- Aplicación en redes de hasta 300 intersecciones con bastante éxito, pudiéndose desagregar redes mayores para luego unirlas.
- Simulación y evaluación del comportamiento mezclado de intersecciones sin semáforos y con semáforos, ofreciendo análisis y resultados de ambas en una misma plataforma de estudio y bajo el mismo formato.

SYNCHRO será usado en la presente investigación para dar el sustento técnico a las mejoras planteadas. Se emitirán reportes técnicos en Anexos donde se podrá notar los volúmenes ingresados, diagrama de fases del semáforo, tipo de control, dispositivos accionados por el tránsito, modificaciones en la geometría, resultados del análisis, comparación con otras alternativas, etc.

Figura 1.13: Ejemplo de reporte emitido por SYNCHRO en una intersección semaforizada**.**
Fuente: Elaboración propia

Análisis de intersecciones - Corredor Vial Av.Cáceres,Piura — Situación actual
2: Av. Cáceres & Av. Vice — 5/04/2018

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Queue Delay		0.0			0.0			0.0			0.0	
Total Delay		342.6			287.6			265.1			34.6	
LOS		F			F			F			C	
Approach Delay		342.6			287.6			265.1			34.6	
Approach LOS		F			F			F			C	
Stops (vph)		897			911			682			365	
Fuel Used(l)		484			343			250			28	
CO Emissions (g/hr)		8958			6339			4622			526	
NOx Emissions (g/hr)		1743			1233			899			102	
VOC Emissions (g/hr)		2077			1470			1072			122	
Dilemma Vehicles (#)		0			0			0			0	
Queue Length 50th (m)		~165.7			~159.5			~114.6			33.9	
Queue Length 95th (m)		#207.5			#201.1			#153.2			#60.6	
Internal Link Dist (m)		403.6			421.8			119.3			206.0	
Turn Bay Length (m)												
Base Capacity (vph)		789			845			645			594	
Starvation Cap Reductn		0			0			0			0	
Spillback Cap Reductn		0			0			0			0	

[22] Cal R., Cárdenas J. (2007). *"Ingeniería de tránsito, fundamentos y aplicaciones"*. 8va Edición

1.4. Diseño geométrico en intersecciones según MTC DG-2018[23]

En el presente punto se proporcionará la información necesaria para efectuar un correcto diseño geométrico de las soluciones adoptadas en el análisis de la modelación del tráfico. Se regirá bajos los estándares del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, en el Manual de Diseño Geométrico DG-2018.

1.4.1. Criterios y controles básicos

En esta sección se presentan los criterios, factores y elementos que deberán definirse para realizar el diseño geométrico de las carreteras nuevas, así como las que serán rehabilitadas y mejoradas especialmente en su trazado.

Al definirse la geometría de la vía, no debe perderse de vista que el objetivo es diseñar una carretera que reúna las características apropiadas, con dimensiones y alineamientos tales que su capacidad resultante satisfaga la demanda del proyecto, dentro del marco de la viabilidad económica.

1.4.1.1. Vehículos de diseño

El Diseño Geométrico de Carreteras se efectuará en concordancia con los tipos de vehículos, dimensiones, pesos y demás características, contenidas en el Reglamento Nacional de Vehículos, vigente.

Las características físicas y la proporción de vehículos de distintos tamaños que circulan por las carreteras son elementos clave en su definición geométrica. Por ello, se hace necesario examinar todos los tipos de vehículos, establecer grupos y seleccionar el tamaño representativo dentro de cada grupo para su uso en el proyecto. Estos vehículos seleccionados, con peso representativo, dimensiones y características de operación, utilizados para establecer los criterios de los proyectos de las carreteras, son conocidos como vehículos de diseño. Para mayor detalle sobre los requisitos de éstos, se sugiere al lector revisar el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG-2018, en la sección 202.

1.4.1.2. Características del tránsito

Las características y el diseño de una carretera deben basarse, explícitamente, en consideración de los volúmenes de tránsito y de las condiciones necesarias para circular por ella, con seguridad vial ya que esto será útil durante el desarrollo de carreteras y planes de transporte, en el análisis del comportamiento económico, en el establecimiento de criterios de definición geométrica, en la selección e implantación de medidas de control de tránsito y en la evaluación del desempeño de las instalaciones de transportes.

a) Índice medio diario anual (IMDA)

[23] Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG-2018

Representa el promedio aritmético de los volúmenes diarios para todos los días del año, previsible o existente en una sección dada de la vía. Su conocimiento da una idea cuantitativa de la importancia de la vía en la sección considerada y permite realizar los cálculos de factibilidad económica. Además, los valores de IMDA proporcionan al proyectista, la información necesaria para determinar las características de diseño de la carretera, su clasificación y desarrollar los programas de mejoras y mantenimiento.
La carretera se diseña para un volumen de tránsito, que se determina como demanda diaria promedio a servir hasta el final del periodo de diseño, calculado como el número de vehículos promedio, que utilizan la vía por día actualmente y que se incrementa con una tasa de crecimiento anual.

b) Volumen horario de diseño (VHD)

El patrón de tráfico en cualquier carretera muestra una variación considerable en los volúmenes de tránsito, durante las distintas horas del día y de cada hora durante todo el año.
En caminos de alto tránsito, es el VHD, y no el IMDA, lo que determina las características que deben otorgarse al proyecto, para evitar problemas de congestión y determinar condiciones de servicio aceptables. Por lo tanto, una decisión clave para el diseño, consiste en determinar cuál de estos volúmenes de tránsito por hora, debe ser utilizado para el diseño.
El volumen horario del proyecto corresponde entre el 12% y el 18% del IMDA estimado para el año horizonte del proyecto. A falta de información estadística que permita elaborar el análisis detallado del comportamiento horario actual de una ruta existente o para estimar el VHD, de una nueva ruta, se podrá utilizar la relación empírica extensamente comprobada en caminos de tránsito mixto, que relaciona el IMDA con el VHD:

$$VHD_{año}i = 0.12 \sim 0.18\ IMDA_{año}i$$

Coeficientes del orden de 0.12 corresponden por lo general a carreteras de tránsito mixto con variaciones estacionales moderadas. Las de orden 0.18, se asocian a carreteras con variaciones estacionales marcada, causadas normalmente por componentes de tipo turístico.

c) Crecimiento del tránsito

Una carretera debe estar diseñada para soportar el volumen de tráfico que es probable que ocurra en la vida útil del proyecto.
No obstante, el establecimiento de la vida útil de una carretera requiere evaluación de las variaciones de los principales parámetros de cada segmento de esta, cuyo análisis reviste cierta complejidad por la obsolescencia de la propia infraestructura o inesperados cambios en el uso de la tierra, con las consiguientes modificaciones en los volúmenes del tráfico, patrones y demandas. Para efectos prácticos, se utiliza como base para el diseño un periodo de 20 años.

A continuación, se establece la metodología para el estudio de la demanda del tránsito:

$$P_f = P_o\,(1 + T_c)^n$$

Dónde,

P_f = tránsito final
P_o = tránsito inicial (año base)
T_c = tasa de crecimiento anual por tipo de vehículo
n = año a estimarse

1.4.1.3. Velocidad de diseño

Se refiere a la velocidad escogida para el diseño, entendiéndose que será la máxima que se podrá mantener con seguridad y comodidad, sobre una sección determinada de la carretera, cuando las circunstancias sean favorables para que prevalezcan las condiciones de diseño.

Tabla 1.14: Rangos de velocidad de diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía**. Fuente:** MTC

CLASIFICACIÓN	OROGRAFÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO VTR (km/h)										
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Autopista de primera clase	Plano						■	■	■	■	■	■
	Ondulado						■	■	■	■	■	
	Accidentado					■	■	■	■			
	Escarpado					■	■					
Autopista de segunda clase	Plano				■	■	■	■	■	■	■	
	Ondulado				■	■	■	■	■			
	Accidentado				■	■	■	■	■			
	Escarpado				■	■	■					
Carretera de primera clase	Plano				■	■	■	■	■			
	Ondulado				■	■	■	■				
	Accidentado			■	■	■	■					
	Escarpado			■	■	■						
Carretera de segunda clase	Plano				■	■	■	■	■			
	Ondulado				■	■	■					
	Accidentado			■	■	■						
	Escarpado		■	■	■							
Carretera de tercera clase	Plano		■	■	■	■	■	■				
	Ondulado		■	■	■	■	■	■				
	Accidentado	■	■	■								
	Escarpado	■										

Está definida en función de la clasificación por demanda u orografía de la carretera a diseñarse. A cada tramo homogéneo se le puede asignar la Velocidad de Diseño en el rango que se indica en la **Tabla 1.14.**

1.4.1.4. Distancia de visibilidad

Es la longitud continua hacia delante de la carretera, que es visible al conductor del vehículo poder ejecutar con seguridad las diversas maniobras a que se vea obligado o que decida efectuar. En los proyectos se consideran tres distancias de visibilidad:

- Visibilidad de parada
- Visibilidad de paso o adelantamiento
- Visibilidad de cruce con otra vía

Para mayor detalle sobre las definiciones y formulaciones de estos tipos, se sugiere al lector, regirse del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG-2018, sección 205.

1.4.2. Intersecciones a nivel

La solución de una intersección vial depende de una serie de factores asociados fundamentalmente a la topografía, las particularidades geométricas de las vías que se cruzan, la capacidad y el flujo vehicular. Estas soluciones pueden ser a nivel o desnivel.

Una intersección a nivel permite el cruzamiento de dos o más carreteras que contienen áreas comunes o compartidas que incluyen las calzadas, con la finalidad de que los vehículos puedan realizar todos los movimientos necesarios de cambio de trayectoria. Deben tener las mejores condiciones de seguridad, visibilidad y capacidad, posibles.

1.4.2.1. Tipos de intersecciones a nivel

Las intersecciones a nivel tienen una gran variedad de soluciones, no existiendo soluciones de aplicación general, por lo que aquí se presentan algunas soluciones más frecuentes. En la Tabla 1.15 se puede observar los tipos de intersección en función a sus ramales y ángulos de cruzamiento. Para mayor detalle, se sugiere ir al Manual MTC DG-2018.

Tabla 1.15: Tipos de intersecciones a nivel. **Fuente:** MTC

Intersección	Ramales	Ángulos de cruzamiento
En T	tres	entre 60º y 120º
En Y	tres	< 60º y >120º
En X	cuatro	< 60º
En +	cuatro	>60º
En estrella	más de cuatro	-
Intersecciones Rotatorias o rotondas	más de cuatro	-

1.4.2.2. Criterios de diseño

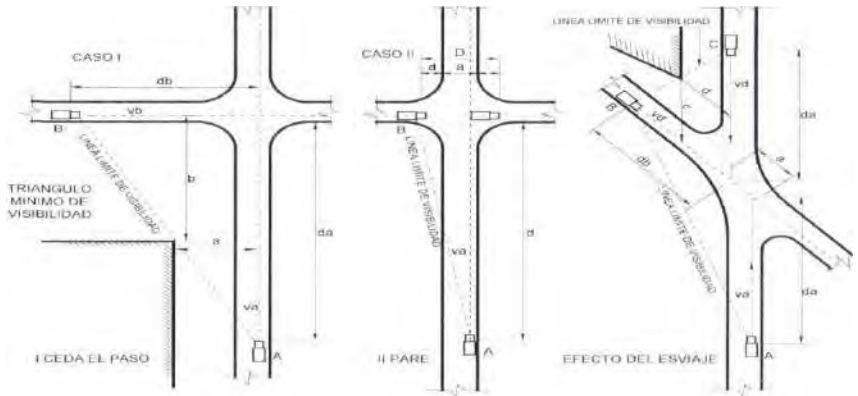
La mejor solución para una intersección a nivel es la más simple y segura posible. Esto significa que cada caso debe ser tratado cuidadosamente, recurriendo a todos los elementos de que se dispone (ensanches, islas, carriles auxiliares, etc.), con el criterio de evitar maniobras difíciles o peligrosas y recorridos innecesarios. En tal proceso, es necesario tener presente los siguientes criterios generales:

- **Preferencia de los movimientos más importantes**
  En el diseño, debe especificarse la(s) vía(s) principales y secundarias con el fin de determinar la preferencia y las limitaciones del tránsito vehicular.
- **Reducción de las áreas de conflicto**
  En las intersecciones a nivel no debe proyectarse grandes áreas pavimentadas, ya que ellas inducen a los vehículos y peatones a movimientos erráticos y confusión, con el consiguiente peligro de ocurrencia de accidentes.
- **Perpendicularidad de las intersecciones**
  Las intersecciones en ángulo recto, por lo general son las que proporcionan mayor seguridad, ya que permiten mejor visibilidad a los conductores y contribuyen a la disminución de los accidentes de tránsito.
- **Separación de los movimientos**
  Cuando el diseño del proyecto lo requiera, la intersección a nivel estará dotada de vías de sentido único (carriles de aceleración o deceleración), para la separación del movimiento vehicular.
- **Canalización y puntos de giro**
  Además de una adecuada señalización horizontal y vertical acorde a la normativa vigente, la canalización y el diseño de curvas de radio adecuado, contribuyen a la regulación de la velocidad del tránsito en una intersección a nivel. Asimismo, la canalización permite evitar giros en puntos no convenientes, empleados islas marcadas en el pavimento o con sardineles, los cuales ofrecen mayor seguridad**.**
- **Visibilidad**
  La visibilidad de los vehículos que acceden a la intersección debe limitare en función de la visibilidad, incluso llegando a la detención total. Entre el punto en que un conductor pueda ver otro vehículo con preferencia de paso y el punto de conflicto, debe existir como mínimo, la distancia de parada.

1.4.2.3. Triángulo de visibilidad en el cruce

El triángulo de visibilidad es la zona libre de obstáculos que permite a los conductores que acceden simultáneamente a una intersección a nivel, verse mutuamente a una distancia tal que permita la maniobra de cruce con seguridad. La **Figura 1.14** muestra algunos ejemplos. Cualquier objeto que quede dentro del triángulo de visibilidad, debe removerse o reducirse a una altura límite, la cual debe establecerse durante el diseño para cada caso. Si el triángulo de visibilidad es imposible de obtener, se debe limitar la velocidad de aproximación a valores compatibles con la velocidad existente.

Figura 1.14: Triángulos de visibilidad. **Fuente:** MTC



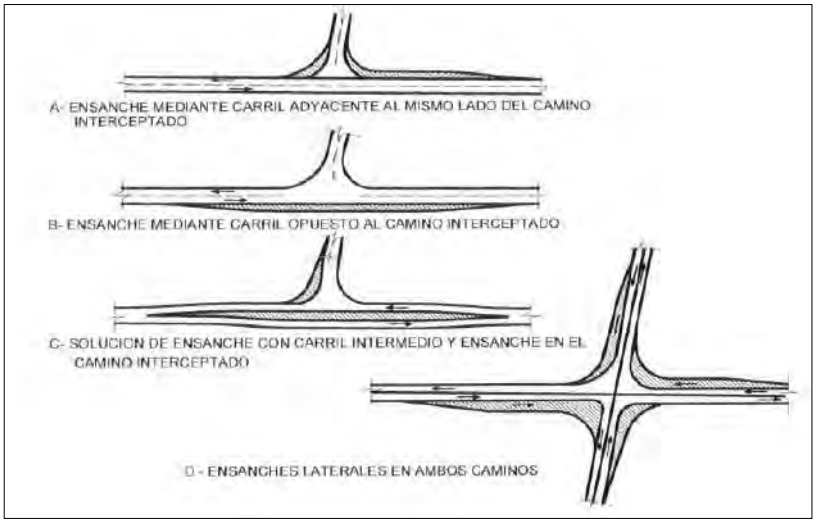
1.4.2.4. Intersecciones sin canalizar y canalizadas

a. Intersecciones sin canalizar

Cuando el espacio disponible para la intersección sea reducido, se podrán utilizar intersecciones sin islas de canalización.

Las intersecciones sin canalizar simples mantienen los anchos normales del pavimento y se agrega sólo lo necesario para las zonas de giro, y puede aceptarse para caminos de dos carriles con limitado tránsito. Sin embargo, cuando por factores de diseño o espacio, no sea posible recurrir a una intersección canalizada, puede utilizarse *ensanches* en la zona de acceso a los cruces. Esta forma de diseño produce el efecto de aumentar la capacidad del cruce, a la vez que separa los puntos de conflicto. La **Figura 1.15** ilustra los distintos tipos de ensanches, según las necesidades del cruzamiento.

Figura 1.15: Ejemplos de ensanches de la sección del cruce. **Fuente:** MTC



b. Intersecciones canalizadas

Las intersecciones con islas de canalización se utilizan para los casos en que el área pavimentada en la zona de intersección resulta muy grande, y por tanto se genera confusión en el tránsito vehicular, por indefinición de las trayectorias destinadas de los diferentes giros y movimientos a realizar.

Las islas de canalización permiten resolver la situación planteada, al separar los movimientos más importantes en ramales de giro independientes.

1.4.2.5. Intersecciones rotatorias o rotondas

La intersección rotatoria a nivel, también conocida como rotonda o glorieta, se distingue porque los flujos vehiculares que acceden a ella por sus ramas circulan mediante un anillo vial, en el cual la circulación se efectúa alrededor de una isla central. Las trayectorias de los vehículos en el anillo son similares a los entrecruzamientos, razón por la cual el número de puntos de conflicto es menor que en otros tipos de intersecciones a nivel.

Se establecen los siguientes criterios básicos, en base a una nueva propuesta al Manual según García, Melina (2017) "*Propuesta de modificación de la norma de diseño geométrico DG-2018 de rotondas aplicada al nuevo diseño de rotonda Sullana en la Autopista del Sol"*. Universidad de Piura, Piura.

Tabla 1.16: Criterios de diseño geométrico en rotondas

Descripción	Unidad	Nueva Propuesta	Descripción	Unidad	Nueva Propuesta
Diámetro de circulo inscrito	m	Mínimo 45	Ángulo de salida	Grados	Mínimo 20°
		Máximo 55			Máximo 60°
Isleta Central	m	Mínimo 25.4	Visibilidad		
		Máximo 41.8	Distancia visual de detención	m	46.2
Ancho de calzada	m	Mínimo 8.7	Distancia visual de intersección	m	72.3
		Máximo 9.8	Islas divisorias	m	Mínimo 15
Radio de entrada	m	Mínimo 20			Máximo 30
		Máximo 50	Ancho de entrada	m	Mínimo 7.30
Radio de salida	m	Mínimo 40			Máximo 9.10
		Máximo 84	Ancho de salida	m	Mínimo 7.30
Ángulo de entrada	Grados	Mínimo 20°			Máximo 9.10
		Máximo 60°	Velocidad de entrada rotonda urbana de carril doble	Km/h	Máxima 40

Para el cálculo de capacidad en rotondas, se tendrá en cuenta lo establecido en la sección 211 del capítulo II Criterios y Controles Básicos para el Diseño Geométrico del Manual DG-2018.Tener en cuenta que la ubicación de la rotonda será óptima cuando las líneas de los ejes de aproximación pasan por su centro, Si no es posible alinear los ramales al punto central, un ligero desplazamiento del ramal a la izquierda es aceptable. Aquí debe indicarse el esquema presentado en la **Figura1.16.**

Figura 1.16: Alineamientos en rotondas**. Fuente:** Apuntes del curso Caminos y Transportes, Universidad de Piura.

1.4.3. Intersecciones a desnivel

Es una solución de diseño geométrico, para posibilitar el cruzamiento de dos o más carreteras en niveles diferentes, con la finalidad de que los vehículos puedan realizar todos los movimientos posibles con el mínimo de puntos de conflicto posible.

Un paso a desnivel se construye, con el objeto de aumentar la capacidad o el nivel de servicio de intersecciones importantes, con altos volúmenes de tránsito y condiciones de seguridad vial insuficientes, o para mantener características funcionales de un itinerario sin intersecciones a nivel.

El diseño en planta y perfil se rige bajo los criterios establecidos en el Manual de Diseño Geométrico MTC DG-2018, sección 503.

Figura 1.17: Ejemplo de un intercambio a desnivel en Vía Evitamiento, Piura**.**
Fuente: Radio Cutivalú.

Capítulo 2
Primer escenario: Situación actual del Corredor Vial Av. Cáceres

2.1. Generalidades

En el presente capítulo se hará un diagnóstico de uno de los principales corredores viales de la ciudad de Piura, Av. Andrés Avelino Cáceres (Tramo Ovalo Cáceres hasta el Puente Cáceres). Se realizará un análisis operacional de las siguientes intersecciones:

- Intersección con Av. Sánchez Cerro (Óvalo Cáceres)
- Intersección con Av. Vice
- Intersección con Av. Sullana
- Intersección con Av. Ramón Mugica (Av. Country)
- Intersección con Av. San Ramón

Para empezar, es necesario identificar las principales características de la zona en cuestión y así poder lograr una planificación integral de los proyectos

2.1.1. Antecedentes de la zona de estudio

Como respuesta al desarrollo de las grandes ciudades y el cambio de uso de suelo, surgen altos volúmenes de tránsito que deterioran la calidad del servicio, aumentan el congestionamiento y exceden la capacidad de la vía para la cual fue planificada.

En los últimos 10 años, el Perú ha tenido un crecimiento económico importante que no se veía venir años atrás. Los tratados de libre comercio (TLC), la explotación minera, la exportación masiva de productos agrícolas y materia prima, el incremento del turismo, y el sector construcción han llevado a nuestro país a experimentar un avance importante a elevar el poder adquisitivo de la sociedad que cada vez se ve necesitada de un mayor nivel de vida y un mayor nivel de educación.

Este aumento de poder adquisitivo y relativo bienestar económico del país se ha visto reflejado en el incremento de centros comerciales, colegios, universidades, edificios, y

crecimiento del parque automotor. Todos estos factores repercuten directamente en el transporte, ya que cada uno de estos tiene un impacto vial más que importante que usualmente no se toma en cuenta o se analiza de forma incorrecta en nuestro país.[24]

La Av. Cáceres comprende distintos tipos de zonas actualmente, que van desde las comerciales, residenciales, hasta la aparición de un equipamiento de educación y recreación básicas. El crecimiento va en dirección desde el Óvalo Cáceres (el cual trae bastante tránsito pesado de la Av. Sánchez Cerro), pasando por la Av. Vice (cuyo centro de atracción es el Real Plaza), luego por la Av. Sullana (con un alto flujo de vehículos dirigiéndose hacia el Mercado de Piura, siendo una intersección no recta geométricamente) hasta la zona de la Av. Country, donde se están construyendo edificios para oficinas, negocios, educación, entre otros. Además, hay un alto índice de personas que transitan entre Piura y Castilla, tomando como vía al corredor estudiado, complicando la intersección con Av. San Ramón, la cual es una vía local y no está planificada para el volumen actual.

2.1.2. Ubicación

El tramo estudiado corresponde a la Av. Cáceres, la cual es una de las principales vías arteriales de la ciudad de Piura, ya que une los 3 distritos básicos (Veintiséis de Octubre, Piura y Castilla). La **Figura 2.1** muestra en planta, el esquema general del corredor vial.

Figura 2.1: Planta General del Corredor Vial Av. Cáceres. **Fuente:** Google Earth PRO

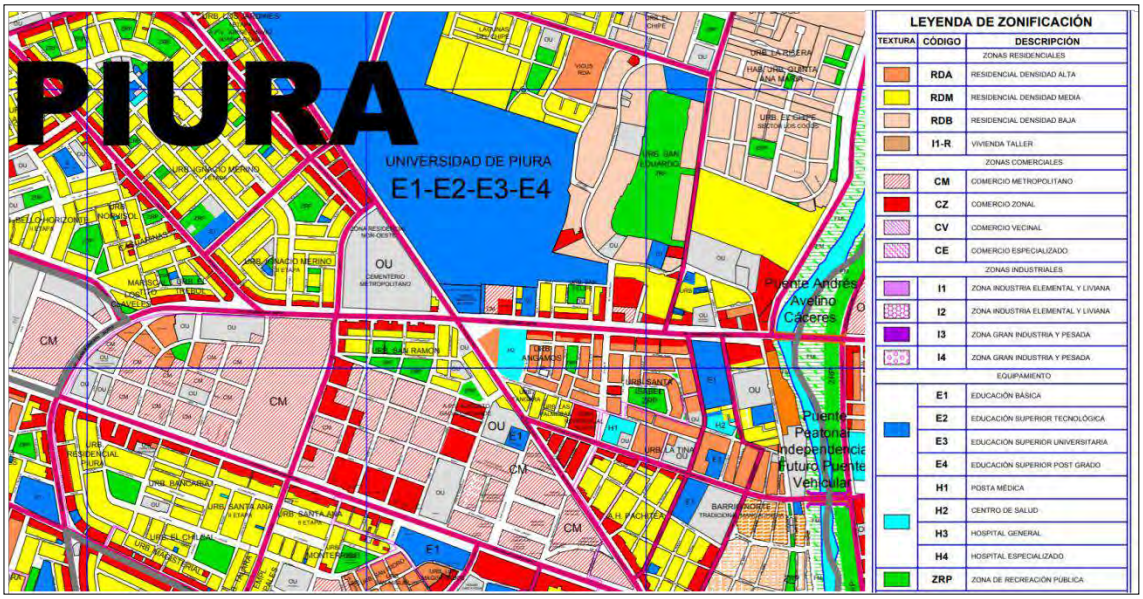
[24] Núñez, Christian (2017). *"Solución vial de la Av. Primavera, comprendida entre las Avenidas La Encalada y José Nicolás Rodrigo*". Lima, Lima, Surco.

2.1.3. Zonificación

El Plan de Desarrollo Urbano, Piura, Veintiséis de Octubre, Castilla y Catacaos al 2032, plantea la Propuesta General de Usos de Suelo, cuyo objetivo principal es el clasificar en forma general y preliminar los usos básicos de suelo, tomando como base las condiciones de seguridad física del entorno geográfico y las ventajas potenciales y comparativas que ofrece su localización para el desarrollo de las actividades urbanas.

La zona de estudio está clasificada, desde el Ovalo Cáceres hasta Av. Sullana como una zona comercial, predominando el comercio metropolitano. Luego, hasta el Puente Cáceres, está como una zona residencial densidad media-alta, inclusive ya están apareciendo zonas de comercio zonal. También se recalca la importancia del equipamiento de educación, a nivel básico y universitario.

Figura 2.2: Zonificación del área de estudio. **Fuente:** Plan de Desarrollo Urbano, Piura, Veintiséis de Octubre, Castilla y Catacaos al 2032.



2.1.4. Indicadores socioeconómicos

2.1.4.1. Proyecciones de población según horizonte de planeamiento

Los tres últimos censos, reflejan que la provincia de Piura y sus principales distritos presentan tasas de crecimiento positivo, primando el crecimiento vertiginoso de la población urbana.

En cuanto a la población de sus principales distritos, tenemos que Piura y Veintiséis de Octubre tuvieron una población de 277,928 habitantes el 2010, para el 2015 tendrán 309,875 habitantes, el año 2020 tendrán 345,494 habitantes y al año 2032 la cifra ascenderá a los 448,592 habitantes. Para Castilla que tuvo una población de 132,037 habitantes al año 2010, para el 2015 tendrá 147,214 habitantes, al año 2020 tendrá 164,136 habitantes y al año 2032 la cifra ascenderá a 213,115 habitantes.

Tabla 2.1: Población proyectada por distritos. **Fuente:** Plan de Desarrollo Urbano, Piura, Veintiséis de Octubre, Castilla y Catacaos al 2032.

Provincia / Distrito	Tasa intercensal crec. 93-07	Años										
		2007	2008	2009	2010	2011	2012	2015	2020	2025	2030	2032
PIURA	1.4	665991	675315	684769	694358	704077	713934	744341	797924	855365	916941	942795
Piura y 26 de Octubre	2.2	260363	266091	271945	277928	284042	290291	309875	345494	385208	429487	448592
Castilla	2.2	123692	126413	129194	132037	134941	137910	147214	164136	183003	204039	213115

La densidad poblacional del Piura al año 2010 fue de 841 hab./km2, al año 2015 será de 938 hab./km2, para el 2020 será de 1,046 hab./km2; Castilla tuvo una densidad poblacional al 2010 de 199 hab./km2, al año 2015 será de 222 hab/km2 y al 2020 tendrá 248 hab./km2.

2.1.4.2. Producto bruto interno (PBI)

El PBI se define como el valor total de los bienes y servicios generados en el territorio económico durante un periodo de tiempo, que en general es trimestral y anual. La **Figura 2.3** muestra el importante crecimiento que ha tenido el Perú en los últimos años. Estos datos son válidos para ver la situación que atraviesa el país en la actualidad, que refleja el porqué del crecimiento del parque automotor y aparición de nuevos focos de impacto vial.

Figura 2.3: Producto Bruto Interno Trimestral: 2004-1 – 2012-1. **Fuente:** INEI

Conforme se aprecia en la **Tabla 2.2**, el producto bruto interno ha ido decreciendo a precios de 1994, de 4,145 millones de soles en 1995 ha pasado a ser en el año 2000 de 3,959 millones de soles (estimado). Siendo la base del desarrollo regional los servicios, la agricultura, la industria y la minería en ese orden. En la provincia de Piura, no se realizan actividades de pesca, ni mineras, por lo tanto, su aporte al PBI, en estos rubros no es significativo. En ella se realizan a nivel departamental, actividades intensivas en agricultura, manufactura, construcción, comercio, transporte, turismo y en otros servicios.

Tabla 2.2: Producto Bruto interno real por sectores (1995-2000)
(Millones de nuevos soles a precios constantes de 1994)

Años	Total	Agricultura	Minería	Pesca	Industria	Construcción	Servicios
1995	4,154	491	221	423	689	234	2,095
1996	4,387	520	261	393	706	260	2,247
1997	4,294	502	241	403	725	302	2,121
1998	3,751	309	167	346	695	335	1,899
1999	3,829	428	201	317	709	280	1,894
2000	3,959	471	193	302	737	271	1,985

Fuente: Plan de Desarrollo Urbano, Piura, Veintiséis de Octubre, Castilla y Catacaos al 2032

2.1.5. Alcances y limitaciones del estudio

La metodología por aplicar será primero efectuando un estudio del *Highway Capacity Manual (HCM) 2010* de la *Transportation Research Board* para analizar los conceptos de capacidad y niveles de servicio en vías urbanas. Posteriormente, se detallarán estos parámetros aplicados a los softwares Infraworks 360 y Synchro 8.0 para la micro-simulación del tráfico.

Para un estudio definitivo de la vía, se planifican visitas a campo para tomar datos geométricos (ancho de carriles, medianas, longitudes de transición, etc.) y semafóricos (tipos y duración de fases)

El análisis de la Av. Cáceres se dará en el tramo Ovalo Cáceres hasta el Puente Cáceres, buscando mejorar el nivel de servicio en las intersecciones mencionadas anteriormente[25], proponiendo un sistema integrado en esos 2.71 km de la vía.

Para el estudio de tráfico se hicieron conteos volumétricos en las intersecciones arriba detalladas en concordancia con el alcance demostrativo del presente trabajo de tesis. Se realizó una primera modelación del tráfico con las condiciones geométricas actuales, mediante los softwares Infraworks 360 y Synchro 8.0 para cuantificar el nivel de servicio actual de cada intersección, así como los tiempos de demora y colas generadas por el tráfico.

Identificadas las fallas técnicas y la cuantificación de la situación actual se pasó a un segundo escenario que será una solución eficiente y de bajo costo para aliviar el tráfico, simplemente con pequeños cambios en la geometría, optimización y sincronización de semáforos, y señalización adecuada.

Un tercer escenario es más visionario a futuro, involucrando soluciones con transporte masivo y el uso de intersecciones modernas como CFI (Continuos-Flow Intersection) o DDI (Diverging Diamond Interchange) que están siendo usadas últimamente en EE. UU como alternativas a los pasos a desnivel. Todos los escenarios serán sustentados mediante reportes técnicos de los softwares que se incluirán en los anexos de la presente tesis. Dichos reportes detallarán los volúmenes ingresados, ciclos semafóricos, cambios geométricos, resultados, etc.

El diseño geométrico será a nivel de factibilidad técnica y será incluido en cada propuesta, de acuerdo con los estándares nacionales e internacionales. Un diseño más detallado sería motivo de otra investigación.

[25] Mencionadas en el punto 2.1

2.2. Estudio de tráfico

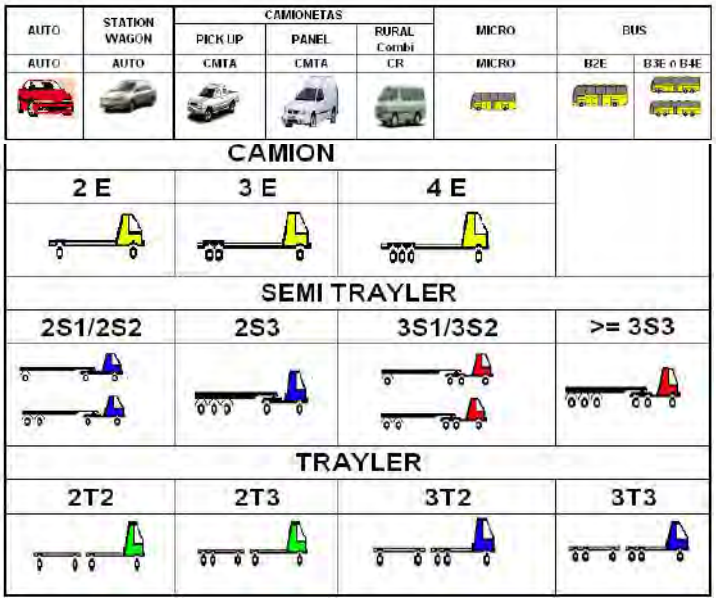
Por efectos prácticos de la presente tesis a nivel de pregrado, se han realizado conteos durante la hora punta de la mañana en días de semana (7-8am[26]) y en hora punta de la tarde (5:30-6:30pm) para obtener los volúmenes vehiculares que están circulando actualmente en las intersecciones de análisis; sin embargo, se ha tomado como referencia 2 estudios que validan los flujogramas presentados, debido a que se ha notado en campo un crecimiento de aproximadamente un 7% con valores proporcionales a los de la data antigua. Los mencionados trabajos son los siguientes, tomando como referencia a los flujogramas en Av. Ramón Mugica y el Óvalo Cáceres, respectivamente:

- Universidad de Piura (2012). "*Estudio de Impacto Vial y Diseño Geométrico en Dos Nuevos Ingresos al Campus UDEP*"
- Ruiz, A. (2018). "*Propuesta de plan de desvíos para mejoramiento de la Av. Sánchez Cerro usando Synchro 8.0."* Trabajo de Suficiencia Profesional. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Piura, Perú.

En el punto **2.2.1** se expone los aforos vehiculares contados en cada intersección, por tipo de vehículos[27], para sustentar el cálculo de los vehículos equivalentes. Posteriormente, en el punto **2.2.2** se muestran los flujogramas expresados en unidades equivalentes que servirán para el análisis vial y para crear la matriz origen-destino del punto **2.2.3** que será ingresada en INFRAWORKS, según lo explicado en el marco teórico y reflejan los volúmenes de conexión entre cada zona del entorno del proyecto. Para el caso de SYNCHRO, se ingresan los volúmenes de los flujogramas.

Para un mejor entendimiento de la data, se presenta la siguiente leyenda:

Figura 2.4: Leyenda por tipo de vehículo para el aforo. **Fuente:** MTC



[26] Hora punta calculada en el *"Estudio de Impacto Vial y Diseño Geométrico en Dos Nuevos Ingresos al Campus UDEP",* para la intersección con Av. Ramón Mugica, el año 2012.

[27] Se ha considerado como vehículo patrón a la camioneta Pick Up, los factores se encuentran detallados en las tablas del punto 2.2.1

2.2.1. Aforos vehiculares

Tabla 2.3: Aforo vehicular en la Intersección con Av. Sánchez Cerro (Óvalo Cáceres). **Fuente:** Elaboración propia

INTERSECCIÓN:		AV. CÁCERES AV. SANCHEZ CERRO (ÓVALO CÁCERES)																	DÍA Y FECHA: HORA PUNTA:							Viernes 09/02/18 5:30-6:30PM	
factores p/ VE			0.3333	0.25	0.8	0.8	1	1	2	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5					
VÍA	ZONA	O-D	CLASIFICACIÓN VEHICULAR																							TOTAL VEH.	TOTAL VEH. EQUIV.
			MOTO TAXI	MOTO LINEAL	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER				TRAYLER							
							PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3		
INTERSECCIÓN	1	1-2	316	121	114	21	69	12	22	15	12	8	8	17	0	0	0	0	5	5	0	0	0	745	704
		1-3	85	39	25	4	11	0	0	0	2	0	2	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	171	108
		1-4	49	12	21	0	14	0	0	0	3	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	103	86
	2	2-1	212	106	65	42	62	0	11	22	8	7	7	15	0	0	0	0	4	2	5	0	0	568	595
		2-3	285	159	105	62	92	0	0	0	10	0	10	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	727	481
		2-4	82	74	51	25	50	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	284	167
	TOTAL		1029	511	381	154	298	12	33	37	37	15	31	32	0	0	0	0	9	7	12	0	0	2598	2141
	%		39.61%	19.67%	14.67%	5.93%	11.47%	0.46%	1.27%	1.42%	1.42%	0.58%	1.19%	1.23%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.35%	0.27%	0.46%	0.00%	0.00%	100%	
CORREDOR	3	3-1	256	145	85	35	45	0	0	0	8	0	6	6	0	0	0	0	7	0	0	0	0	593	398
		3-2	251	225	106	20	188	0	0	0	0	0	8	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	808	519
		3-4	185	97	84	5	102	0	8	0	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	489	316
	4	4-1	37	13	8	0	12	0	0	5	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	78	69
		4-2	185	154	103	29	92	0	3	0	0	0	0	15	0	0	0	0	0	0	4	0	0	585	399
		4-3	205	79	82	35	74	9	0	0	0	0	7	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	495	320
	TOTAL		1119	713	468	124	513	9	11	5	11	0	29	35	0	0	0	0	7	0	4	0	0	3048	2021
	%		43%	27%	18%	5%	20%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	

Tabla 2.4: Aforo vehicular en la Intersección con Av. Vice. **Fuente:** Elaboración propia

CORREDOR: INTERSECCIÓN:		AV. CÁCERES AV. VICE																	DÍA Y FECHA: HORA PUNTA:							Viernes 09/02/18 5:30-6:30PM	
factores p/ VE			0.3333	0.25	0.8	0.8	1	1	2	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5					
VÍA	ZONA	O-D	CLASIFICACIÓN VEHICULAR																							TOTAL VEH.	TOTAL VEH. EQUIV.
			MOTO TAXI	MOTO LINEAL	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER				TRAYLER							
							PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3		
INTERSECCIÓN	1	1-2	245	147	81	10	65	0	0	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	554	287
		1-3	125	102	62	25	86	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	400	223
		1-4	315	104	95	38	153	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	705	391
	2	2-1	198	108	162	15	20	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	509	261
		2-3	65	25	30	5	7	0	0	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	138	93
		2-4	81	19	11	7	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	156	85
	TOTAL		1029	505	441	100	369	6	0	0	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2462	1340
	%		40%	19%	17%	4%	14%	0%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.46%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	100%	
CORREDOR	3	3-1	219	115	82	16	87	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	531	328
		3-2	55	17	21	18	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	124	67
		3-4	301	202	272	75	102	0	0	0	15	0	10	0	0	0	0	0	0	15	20	0	0	1012	831
	4	4-1	261	110	96	36	21	6	0	0	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	536	278
		4-2	127	102	21	7	25	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	285	131
		4-3	409	307	115	98	53	0	0	10	5	0	20	8	0	0	0	0	0	12	15	8	0	1060	817
	TOTAL		1372	853	607	250	301	6	0	10	26	0	33	14	0	0	0	0	0	27	41	8	0	3548	2452
	%		53%	33%	23%	10%	12%	0.23%	0.00%	0.38%	1.00%	0.00%	1.27%	0.54%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	1.04%	1.58%	0.31%	0.00%	100%	

Tabla 2.5: Aforo vehicular en la Intersección con Av. Sullana. **Fuente:** Elaboración propia

CORREDOR: **AV. CÁCERES** — DÍA Y FECHA: **Viernes 09/02/18**
INTERSECCIÓN: **AV. SULLANA** — HORA PUNTA: **7-8AM**

factores p/ VE			0.333333	0.25	0.8	0.8	1	1	2	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
VÍA	ZONA	O-D	CLASIFICACIÓN VEHICULAR																					
			MOTO TAXI	MOTO LINEAL	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL VEH.	TOTAL VEH. EQUIV.
							PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3		
INTERSECCIÓN	1	1-2	25	21	15	2	13	0	0	0	3	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	85	86
		1-3	195	97	82	41	185	0	0	0	4	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	610	423
		1-4	252	183	75	21	33	0	0	0	3	3	3	0	0	0	0	6	0	8	0	0	0	587	355
	2	2-1	24	22	31	0	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	126	88
		2-3	27	22	25	0	28	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	106	83
		2-4	15	6	8	2	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	40	24
	TOTAL		538	351	236	66	317	0	0	0	10	13	7	0	0	0	0	8	0	8	0	0	0	1554	1059
	%		21%	14%	9%	3%	12%	0.00%	0.00%	0.00%	0.38%	0.50%	0.27%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.31%	0.00%	0.31%	0.00%	0.00%	0.00%	100%	
CORREDOR	3	3-1	155	63	71	10	45	0	0	0	6	0	4	0										354	228
		3-2	4	5	4	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	23	16
		3-4	379	152	152	115	124	0	0	10	25	0	19	0	0	0	0	0	0	0	17	0	0	993	847
	4	4-1	237	113	83	18	82	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	533	271
		4-2	10	25	11	4	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33
		4-3	391	282	118	87	110	14	0	0	20	0	20	0	0	0	0	0	0	15	15	0	0	1072	839
	TOTAL		1176	640	439	234	382	14	0	10	51	0	43	0	0	0	0	0	0	15	32	0	0	2975	2234
	%		45%	25%	17%	9%	15%	0.54%	0.00%	0.38%	1.96%	0.00%	1.66%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.58%	1.23%	0.00%	0.00%	100%	

Tabla 2.6: Aforo vehicular en la Intersección con Av. Ramón Mugica/Country. **Fuente:** Elaboración propia

CORREDOR: **AV. CÁCERES** — DÍA Y FECHA: **Viernes 09/02/18**
INTERSECCIÓN: **AV. RAMON MUGICA/COUNTRY** — HORA PUNTA: **7-8AM**

factores p/ VE			0.333333	0.25	0.8	0.8	1	1	2	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
VÍA	ZONA	O-D	CLASIFICACIÓN VEHICULAR																					
			MOTO TAXI	MOTO LINEAL	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL VEH.	TOTAL VEH. EQUIV.
							PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3		
INTERSECCIÓN	1	1-2	409	307	115	98	59	0	0	10	0	0	8	8	0	0	0	0	0	12	15	8	0	1049	738
		1-3	62	23	12	15	58	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	6	0	0	0	0	0	181	162
		1-4	65	25	30	5	7	0	0	0	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	140	103
	2	2-1	391	282	118	87	114	30	17	0	20	0	10	0	0	0	0	0	0	15	15	0	0	1099	843
		2-3	165	25	30	5	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	244	109
		2-4	109	65	52	0	184	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	418	319
	TOTAL		1201	727	357	210	441	30	17	10	29	0	26	8	0	0	0	6	0	27	34	8	0	3131	2274
	%		46%	28%	14%	8%	17%	1%	0.65%	0.38%	1.12%	0.00%	1.00%	0.31%	0.00%	0.00%	0.00%	0.23%	0.00%	1.04%	1.31%	0.31%	0.00%	100%	
CORREDOR	3	3-1	219	115	124	16	87	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	573	361
		3-2	18	15	24	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	64	36
		3-4	315	222	272	105	116	0	0	0	5	0	8	0	0	0	0	0	0	2	3	0	0	1048	669
	4	4-1	157	152	21	17	20	0	0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	1	3	0	0	376	186
		4-2	235	115	124	16	89	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	591	369
		4-3	301	202	118	87	111	14	0	0	20	0	20	0	0	0	0	0	0	15	15	0	0	903	790
	TOTAL		1245	821	683	241	430	14	0	0	37	0	33	0	0	0	0	0	0	18	33	0	0	3555	2411
	%		48%	32%	26%	9%	17%	0.54%	0.00%	0.00%	1.42%	0.00%	1.27%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.69%	1.27%	0.00%	0.00%	100%	

Tabla 2.7: Aforo vehicular en la Intersección con Calle San Ramón. **Fuente:** Elaboración propia

CORREDOR: **AV. CÁCERES** — DÍA Y FECHA: **Viernes 09/02/18**

INTERSECCIÓN: **CALLE SAN RAMÓN** — HORA PUNTA: **7-8AM**

factores p/ VE			0.333333	0.25	0.8	0.8	1	1	2	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5		
VÍA	ZONA	O-D	CLASIFICACIÓN VEHICULAR																					TOTAL VEH.	TOTAL VEH. EQUIV.
			MOTO TAXI	MOTO LINEAL	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER				TRAYLER					
							PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3		
INTERSECCIÓN	1	1-2	19	55	82	15	55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	232	183
		1-3	87	52	21	17	63	0	0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	1	3	0	0	249	181
		1-4	61	66	21	0	20	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	172	82
	2	2-1	101	88	31	17	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		337	195
		2-3	72	152	21	17	34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3	0	0	300	147
		2-4	71	51	11	10	21	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	169	85
	TOTAL		**411**	**464**	**187**	**76**	**293**	**0**	**9**	**0**	**0**	**0**	**5**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**2**	**12**	**0**	**0**	1459	873
	%		**15.82%**	**17.86%**	**7.20%**	**2.93%**	**11.28%**	**0.00%**	**0.35%**	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**	**0.19%**	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**	**0.08%**	**0.46%**	**0.00%**	**0.00%**	56%	
CORREDOR	3	3-1	167	152	21	7	110	0	0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	1	3	0	0	466	272
		3-2	35	15	36	17	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	127	82
		3-4	520	336	150	105	197	0	0	20	12	12	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1360	899
	4	4-1	115	62	19	18	52	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	266	136
		4-2	21	36	26	15	32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	130	81
		4-3	552	337	206	97	105	0	0	7	15	0	15	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	1344	844
	TOTAL		**1410**	**938**	**458**	**259**	**520**	**0**	**0**	**27**	**27**	**12**	**28**	**0**	**0**	**10**	**0**	**0**	**0**	**1**	**3**	**0**	**0**	3693	2314
	%		**54%**	**36%**	**18%**	**10%**	**20%**	**0%**	**0%**	**1%**	**1%**	**0%**	**1%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	142%	

2.2.2. Flujogramas

Figura 2.5: Flujograma vehicular de la Intersección con Av. Sánchez Cerro (Óvalo Cáceres).
Fuente: Elaboración propia

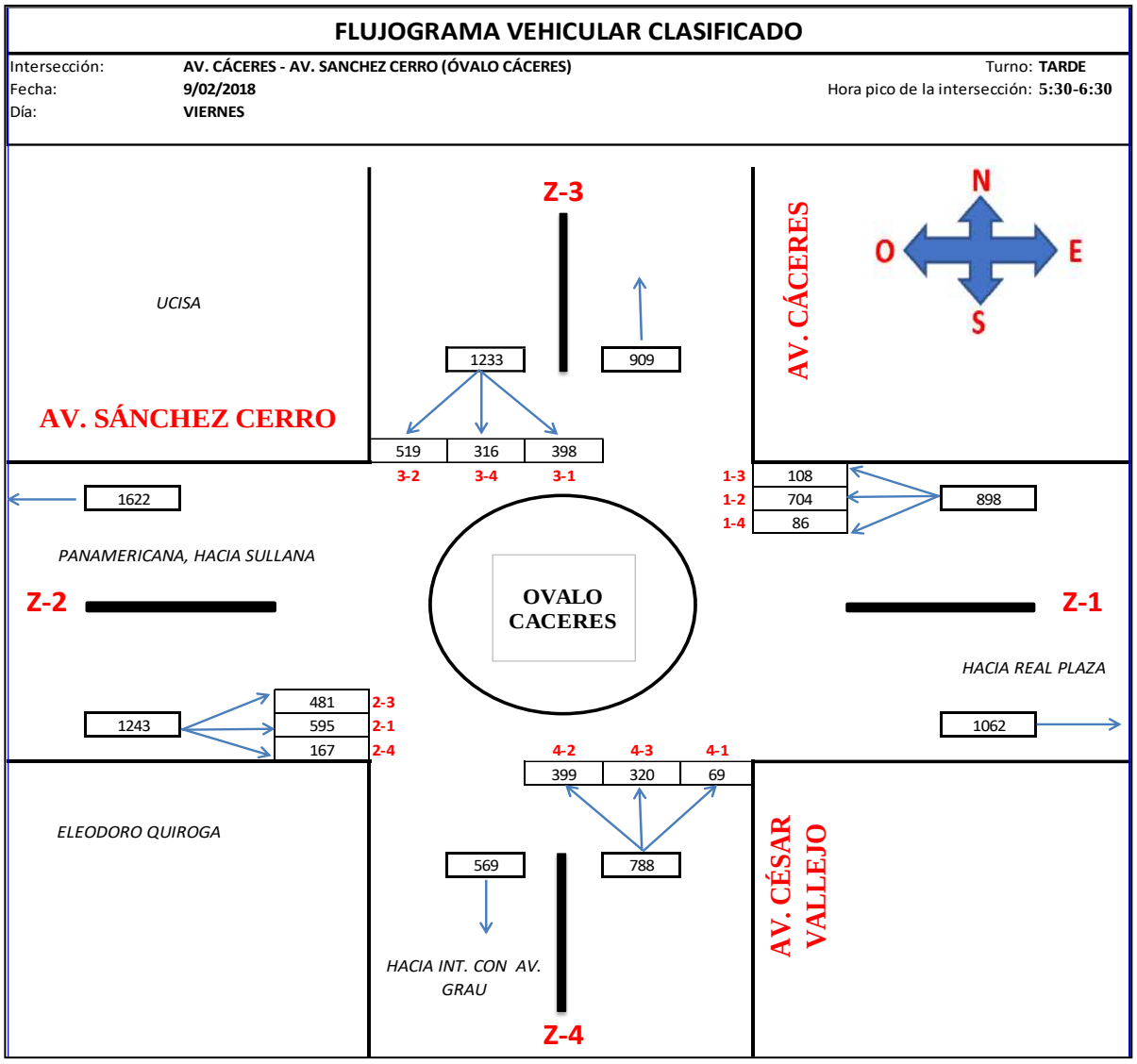


Figura 2.6: Flujograma vehicular de la Intersección con Av. Vice.
Fuente: Elaboración propia

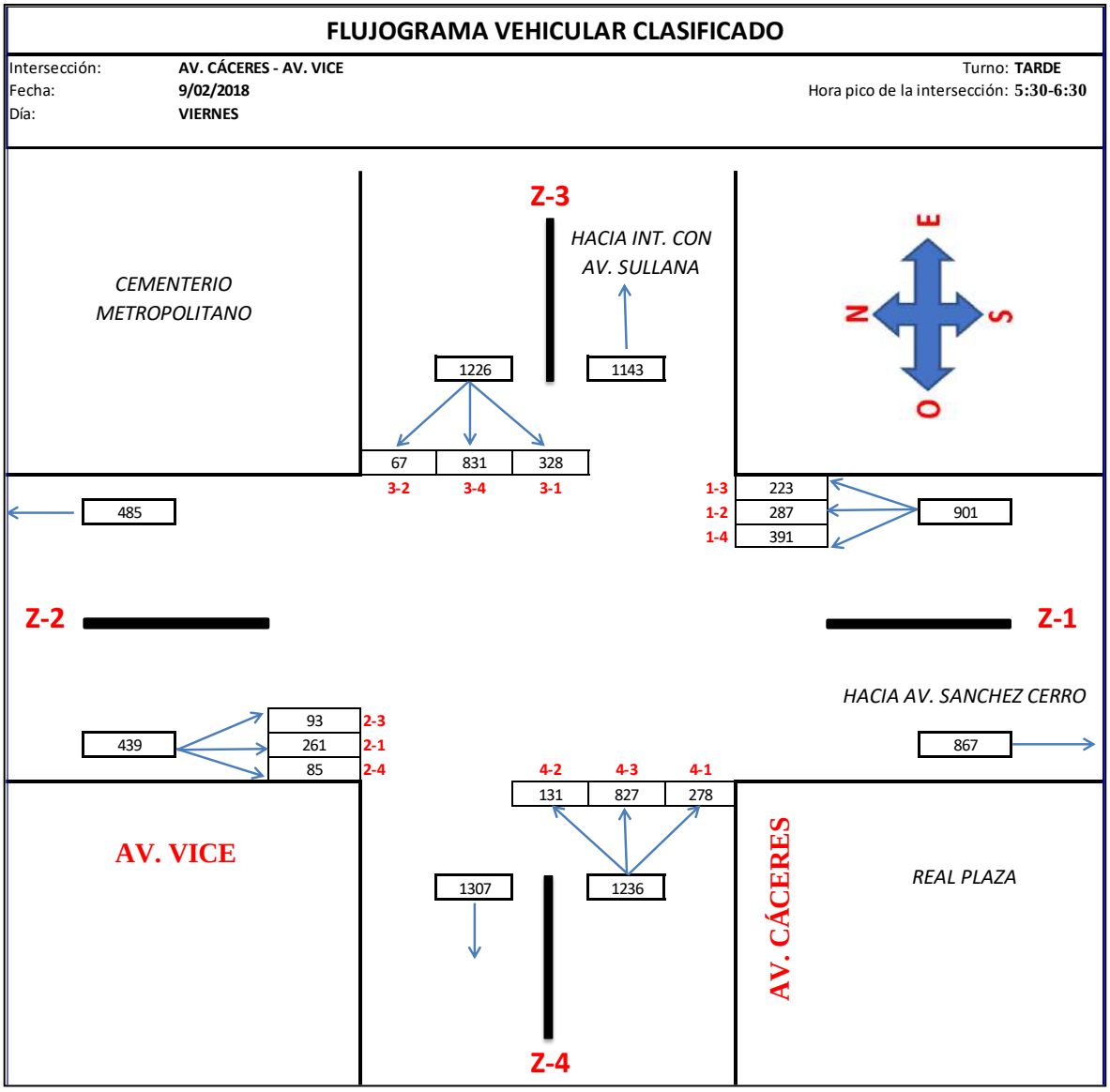


Figura 2.7: Flujograma vehicular de la Intersección con Av. Sullana.
Fuente: Elaboración propia

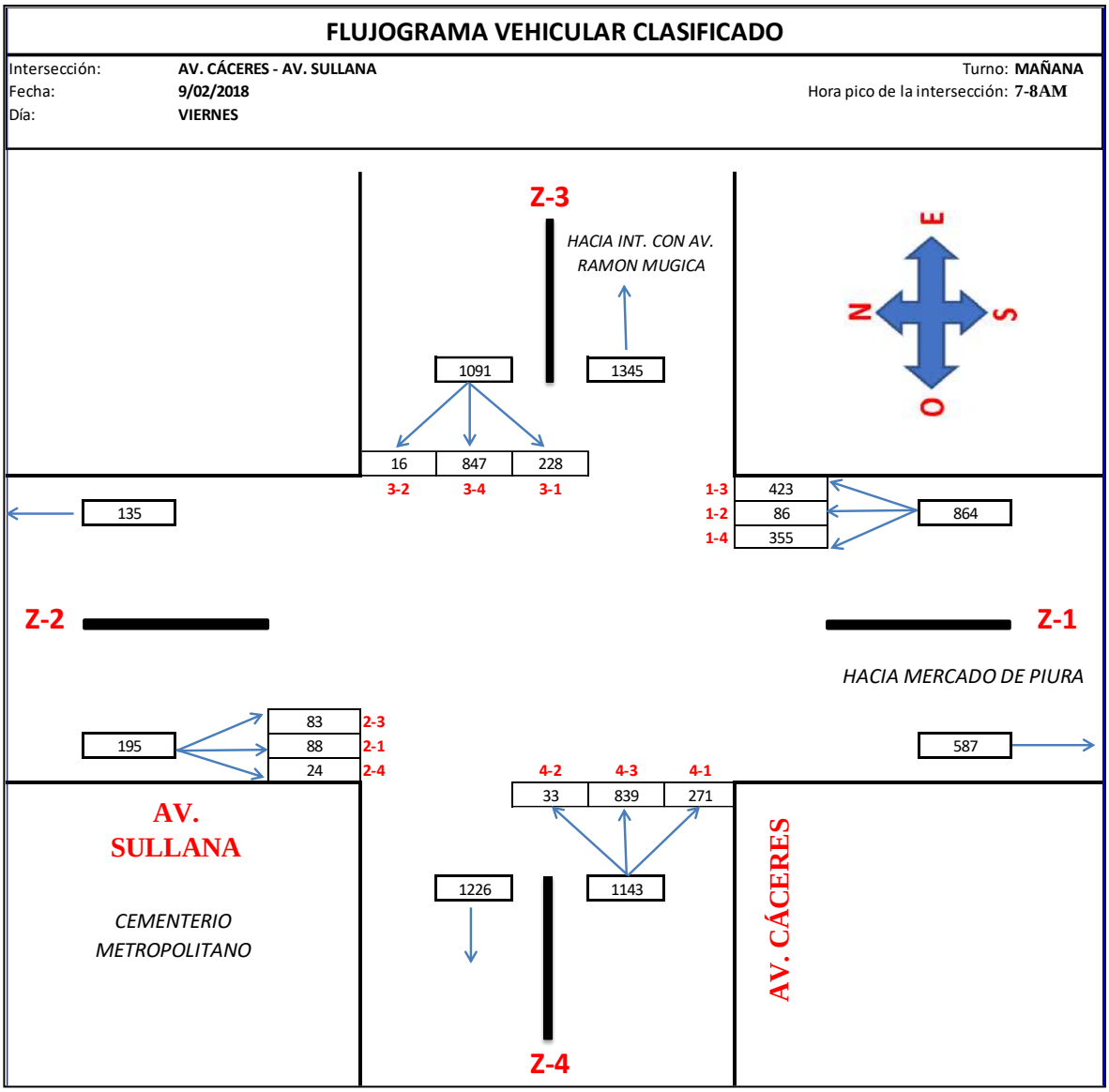


Figura 2.8: Flujograma vehicular de la Intersección con Av. Ramón Mugica.
Fuente: Elaboración propia

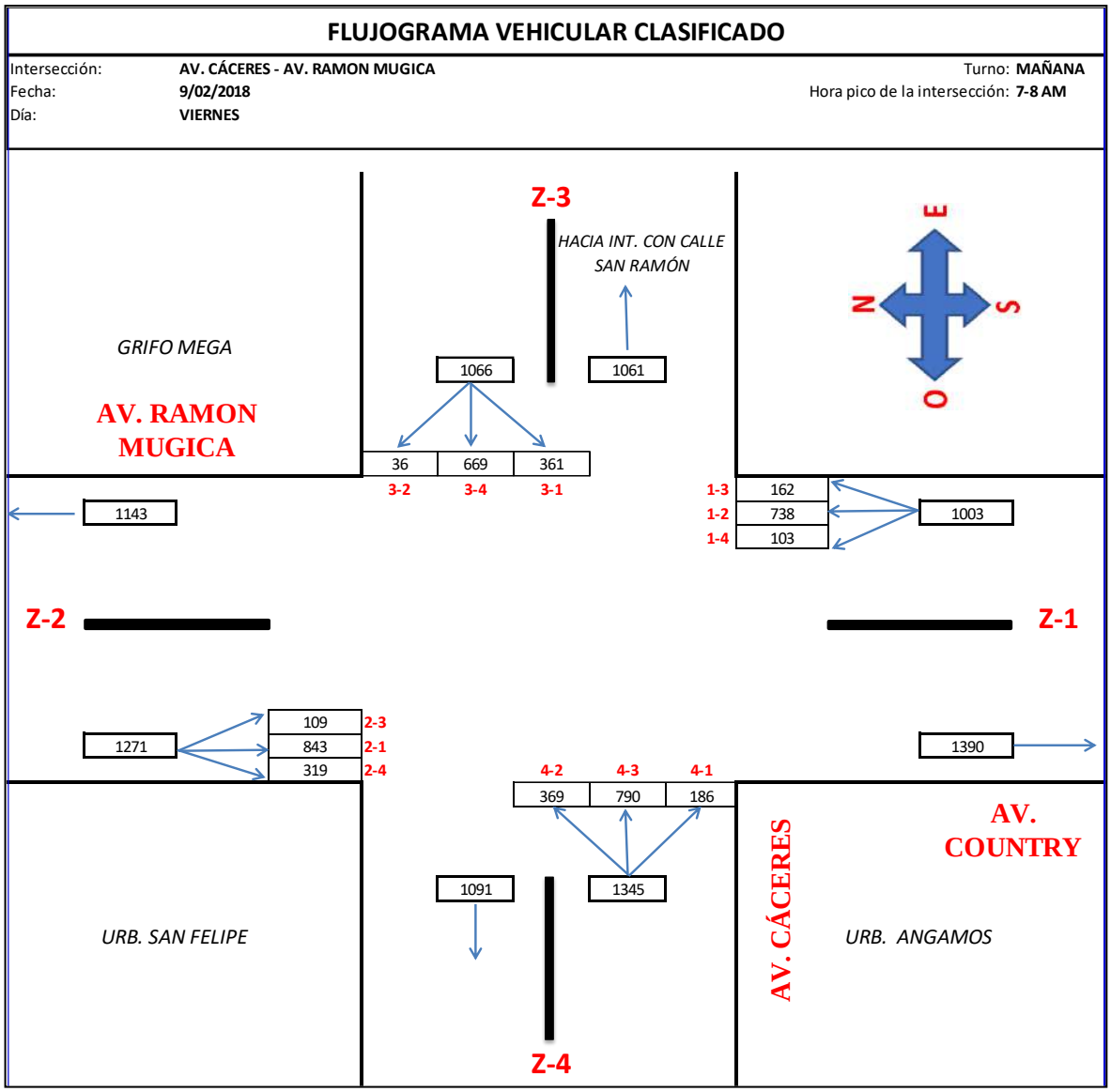
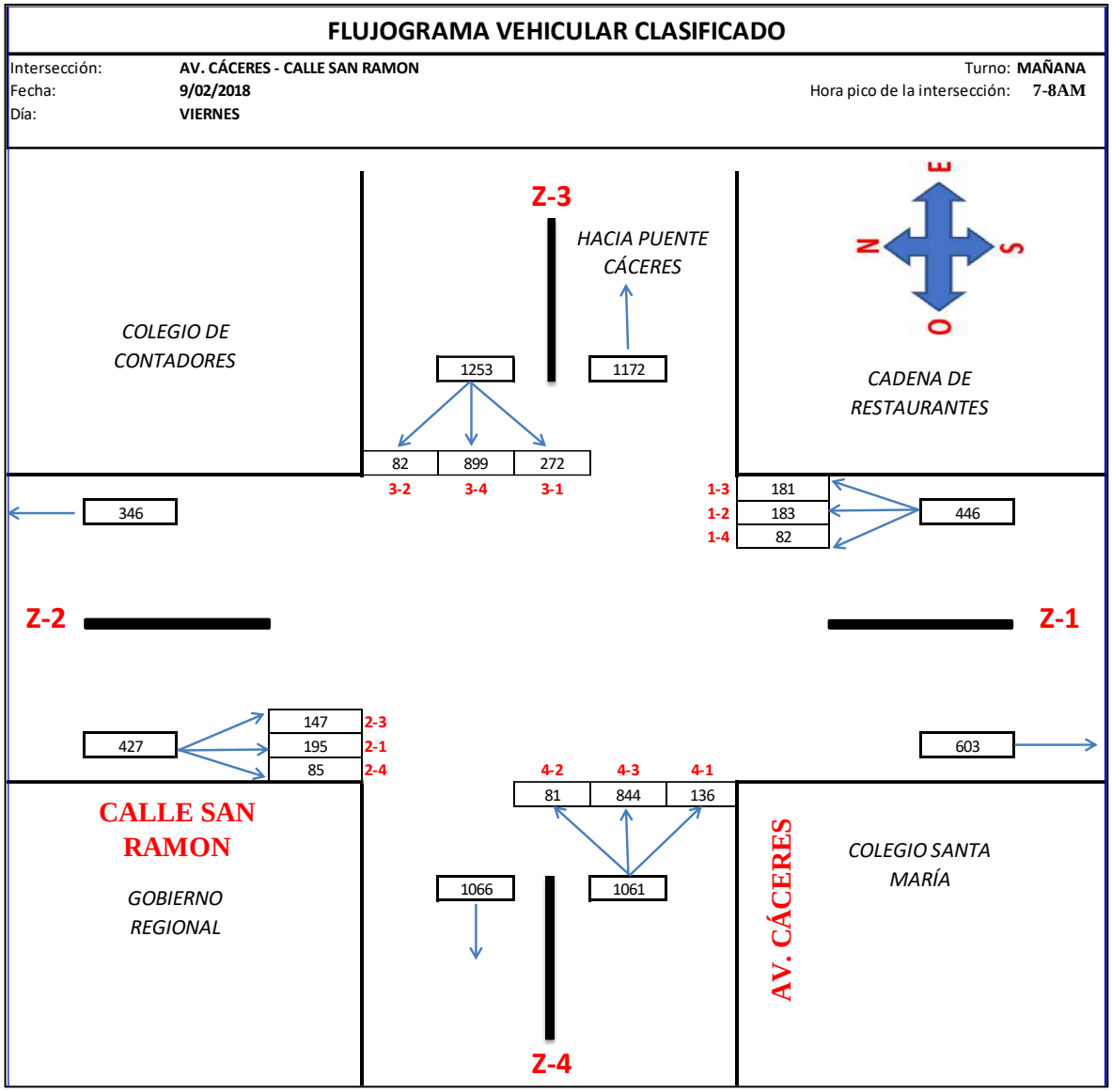


Figura 2.9: Flujograma vehicular de la Intersección con Calle San Ramón
Fuente: Elaboración propia



2.2.3. Matriz Origen-Destino

Tabla 2.8: Zonas del entorno de análisis. **Fuente:** Elaboración propia

ZONA	DESCRIPCIÓN
1	Av. César Vallejo
2	Puente Cáceres
3	Av. Sánchez Cerro (Oeste)
4	Av. Sánchez Cerro (Este)
5	Av. Vice (Norte)
6	Av. Vice (Sur)
7	Av. Sullana (Sur)
8	Av. Sullana (Norte)
9	Av. Ramón Mugica
10	Av. Country
11	Calle San Ramón (Norte)
12	Calle San Ramón (Sur)

Tabla 2.9: Matriz General Origen-Destino Corredor Vial Av. Cáceres. **Fuente:** Elaboración propia

SALIDA/LLEGADA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	TOTAL (salidas)
1		73	399	69	34	71	51	6	43	22	7	12	**787**
2	76		125	96	24	117	118	9	30	304	82	272	**1253**
3	167	111		595	51	108	76	9	65	33	10	18	**1243**
4	86	110	704		11	24	17	1	14	7	2	3	**979**
5	22	32	36	27		261	22	3	19	9	3	5	**439**
6	100	77	165	126	287		52	6	45	23	7	13	**901**
7	62	198	101	78	19	95		86	116	58	18	32	**863**
8	4	39	7	5	1	6	88		23	11	3	6	**193**
9	43	87	71	54	14	66	67	4		843	8	13	**1270**
10	14	129	23	17	4	21	22	2	738		13	21	**1004**
11	7	147	12	9	2	11	11	1	3	29		195	**427**
12	7	181	11	9	2	11	11	1	3	28	183		**447**
TOTAL (llegadas)	**588**	**1184**	**1654**	**1085**	**449**	**791**	**535**	**128**	**1099**	**1367**	**336**	**590**	**9806**

2.3. Análisis vial en las intersecciones con el uso de Infraworks y Synchro 8.0

Una vez recompilada la información de campo, se procederá al análisis de cada intersección y de manera conjunta del corredor estudiado, identificando las principales fallas que estarían causando la congestión y se propondrán medidas de solución que mejorarán la transitabilidad y los niveles de servicio, optimizando los tiempos de viaje de una manera ordenada, eficaz, segura y con la mínima contaminación ambientales.

2.3.1. Características generales actuales

a) Geometría

La zona de estudio comprende los 2.71 kilómetros de la Av. Andrés Avelino Cáceres, entre el Óvalo Cáceres hasta el Puente Cáceres. Este tramo se ha identificado como objeto de mejoras viales debido a la alta congestión en horas punta.

La actual Av. Cáceres es una vía arterial cuyo alineamiento y sección transversal es variable; sin embargo, para el análisis se han considerado 4 secciones típicas. En el tramo Óvalo Cáceres hasta Av. Vice tiene un ancho de calzada de 6.75m en ambos sentidos, con un separador central de 7 metros de ancho con poca influencia de áreas verdes. Aquel tramo es de 1.15 kilómetros, considerando así al Óvalo Cáceres, como el más aislado del análisis.

Posteriormente, 430 metros más adelante, se encuentra la Av. Sullana cuyo separador central se reduce a 5.10 metros en dicho tramo. El siguiente tramo es de 540 metros hasta llegar a la Av. Ramón Mugica (Country) con un separador central de 8.10 metros con un incremento de áreas verdes e influencia de tránsito peatonal. Después, a 400 metros se encuentra el cruce con Calle San Ramón, donde el separador se reduce a 6.5 metros en ese tramo. Si seguimos avanzando en sentido hacia Castilla, tocaremos la Av. Chirichingo, una intersección que actualmente no tiene una complicación importante, pero que servirá de ayuda más adelante y se debe tomar en cuenta por la cercanía al cruce con San Ramón (150 metros) y porque tiene prácticamente al costado al Puente Cáceres (40 metros)

Figura 2.10: Vista 3D de la Av. Cáceres, a la altura de la Av. Ramón Mugica (Situación actual). **Fuente:** Elaboración propia en Infraworks

Figura 2.11: Esquema vial de la Av. Cáceres (Rojo: Cáceres, Azul: Conexiones congestionadas, Negro: Conexiones con flujo despreciable actualmente). **Fuente:** Elaboración propia

Tabla 2.10: Intersecciones en la Av. Cáceres**. Fuente:** Elaboración propia

No.	*Intersección*	*Ubicación (km)*	*Tipo de control de tránsito*	*Velocidad de diseño (km/h)*
1	**Av. Sánchez Cerro**	**0.00**	**Rotonda**	50
2	Calle Mariscal Tito	0.48	Señal PARE*	
3	Av. Raul Porras	0.96	Semáforo	
4	**Av. Vice**	**1.15**	**Semáforo**	
5	**Av. Sullana**	**1.58**	**Semáforo**	45
6	**Av. Ramón Mugica (Country)**	**2.12**	**Semáforo**	
7	**Calle San Ramón**	**2.52**	**Semáforo**	
8	Av. Fortunato Chirichingo	2.67	Señal PARE*	
9	Puente Cáceres	2.71	-	

*No existe señalización actualmente, pero se recomienda el uso de la señal PARE.

Las velocidades de diseño corresponden a una vía arterial urbana de alta densidad vehicular y flujo peatonal, según el HCM 2010 en la **Tabla 2.11**. Se ha optado por una velocidad de 40-55 km/hr. Cabe resaltar que esta velocidad es de acercamiento o ideal en tramos continuos; sin embargo, debido a las demoras en cada intersección, esta velocidad se reduce notoriamente.

Tabla 2.11: Criterios para determinar la velocidad de diseño en carreteras**. Fuente:** HCM 2010

Criterio	Alta velocidad	Suburbana	Intermedia	Urbana
Camino de entrada/ densidad de acceso	Muy baja densidad	Baja densidad	Densidad moderada	Alta densidad
Tipo de arterial	Varios carriles divididos; no dividida o 2 carriles con separación	Varios carriles divididos; no dividida o 2 carriles con separación	Varios carriles divididos o no divididos; 1 dirección, 2 carriles	1 dirección no dividida, 2 direcciones, 2 o más carriles
Estacionamiento	No	No	Algunos	Significativo
Carriles separados de giro-izquierda	Si	Si	Usualmente	Algunos
Señales/ km	0.3-1.2	0.6-3	2-6	4-8
Límite de velocidad	75-90 km/h	65-75 km/h	50-65 km/h	40-55 km/h
Actividad peatonal	Muy poca	Poca	Alguna	Usualmente
Desarrollo de la carretera	Densidad baja	Baja a media densidad	Media a moderada densidad	Alta densidad

Se puede observar que el corredor estudiado presenta intersecciones muy cercanas entre sí, algunas más complicadas que otras. Es por esto, que es primordial una buena comunicación en el sistema de semaforización y señalización.

También podemos notar cómo va variando el tipo de uso del suelo y la densidad urbana, por ende la velocidad de diseño va disminuyendo desde el Óvalo Cáceres (Av. Sánchez Cerro) donde se estima un flujo de 50 km/hr por ser una zona sin mucho tránsito peatonal (aunque, la velocidad de acercamiento a una rotonda debería ser 40 km/h) pasando por Av. Vice, donde ya influyen zonas importantes de atracción como Real Plaza y el Cementerio Metropolitano, hasta la zona de la Av. Ramón Mugica donde está la UDEP, Hotel Casa Andina, Edificios de oficinas/negocios, y hasta la zona de la Av. San Ramón y Puente Cáceres donde hay una cadena de restaurantes importantes, además del Gobierno Regional, Open Plaza, Colegio de Contadores y el Colegio Santa María. Por tal razón, la velocidad de diseño se disipa hasta 45 km/hr tal como se indica en la **Tabla 2.10**

b) Volúmenes vehiculares, señalización y semaforización

Según el estudio de tráfico realizado, se puede anotar que en hora punta están circulando 909 vehículos desde el Ovalo Cáceres en dirección hacia Castilla. Más adelante, el flujo aumenta en la Av. Vice con 1236 vehículos y disminuye en Av. Sullana, rondando por los 1143 vehículos por hora; sin embargo, el flujo aumenta nuevamente en la intersección con Av. Ramón Mugica con 1345 vehículos por hora. Posteriormente se van disipando hasta llegar al Puente Cáceres con 1172 vehículos por hora. En el otro sentido, desde Castilla vienen 1253 vehículos por hora y se disipan hasta 1233 en el Óvalo Cáceres.

Una vía urbana en buen estado, con un correcto diseño geométrico de intersecciones y cuyos semáforos están optimizados, pueden tener una capacidad de 900 veh/h/carril, lo cual equivale a un flujo de 1800 veh/hr/sentido en una vía de 2 carriles.[28]

Esto nos hace reflexionar en lo ineficiente que es el sistema actual en las intersecciones y que los volúmenes no justificarían un tercer carril como solución al tránsito. El objetivo de la presente investigación es plantear medidas de recomendación para optimizar un sistema coordinado de intersecciones dentro del corredor para aliviar la situación actual y proyectada con el mínimo de intervenciones.

Lo primero, es analizar a nivel, con soluciones leves, y en caso se demuestre técnicamente que la capacidad se ha deteriorado de tal forma que no hay solución a nivel, se puede optar por aplicar intercambios modernos proyectados a un futuro (pasos a desnivel, intersecciones de flujo continuo o diamante, rotondas, etc.); sin embargo, esto debe tener un análisis que involucre a todas las intersecciones ya que las soluciones aisladas suelen tener complicaciones, pudiendo solucionar en un punto, pero llevando el problema a otro.

Respecto a la semaforización se ha notado una mala coordinación y un diseño de fases incompatible con los flujogramas actuales. La señalización horizontal y vertical es deficitaria, lo cual genera desorden, confusión y congestión. Tampoco se cuenta con la seguridad necesaria para los peatones que necesitan cruzar las intersecciones. Hay zonas donde no hay cruceros peatonales, ni tampoco algún apoyo para discapacitados.

[28] Asociación Cruzada Vial (2018). *Análisis de tránsito y medidas recomendadas para la Avenida Aramburú.*

La informalidad es otro problema, gran parte del flujo son mototaxis que siguen circulando a pesar del anillo vial propuesto en la ciudad.

La gestión en el transporte masivo es nula a pesar de que sólo el 20% de peruanos se desplaza en transporte privado; sin embargo, se hacen vías para beneficiar a ese porcentaje. Las grandes ciudades ya se dieron cuenta que es mejor planificar un sistema de transporte público como alternativa al vehículo privado para tener un estilo de ciudad más ordenada. Caso contrario, se estaría creando una ciudad para los vehículos, llevándola a ser cada día más caótica.

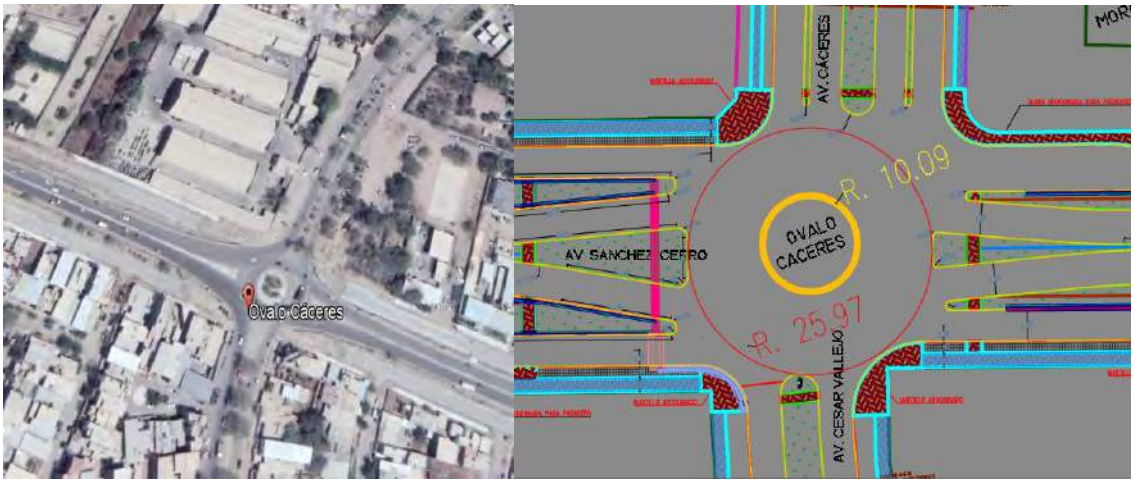
2.3.2. Intersección con Av. Sánchez Cerro: Óvalo Cáceres

El Óvalo Cáceres resulta de la intersección de las 2 principales vías arteriales de la ciudad (Av. Cáceres y Av. Sánchez Cerro) cuyo flujo vehicular es mixto con un alto porcentaje de vehículos pesados que aún no logra ser desviado. En esta sección se analizará la geometría y los flujogramas para determinar su nivel de servicio actual.

a) Geometría

Tal como pudo verse en campo, esta intersección tiene dos tipos de problemas. El primero, en términos de peligrosidad, posee algunas deficiencias geométricas frente a la actual demanda y las normas vigentes. Además, no se cuentan con cruceros peatonales adecuados para los usuarios que quieren cruzar desde Urb. Las Mercedes hacia el sentido de Real Plaza o hacia la Av. Sánchez Cerro (Panamericana). El segundo problema recalca en el análisis operacional que se detallará más adelante. La configuración geométrica actual se detalla en la **Figura 2.12.**

Figura 2.12: Geometría actual del Óvalo Cáceres. **Fuente:** Google Earth y Planos del Expediente Técnico del proyecto "Mejoramiento de la Av. Sánchez Cerro, entre Av. Chulucanas y Av. Gullman, Piura"



Las normas actuales del MTC no ofrecen los criterios suficientes para el diseño de rotondas modernas, por eso ha tomado en cuenta la investigación de García, Melina (2017)[29] que involucra criterios de Australia y EE. UU, países sumamente ordenados. Lo

[29] García, Melina (2017) "*Propuesta de modificación de la norma de diseño geométrico DG-2014 de rotondas aplicada al nuevo diseño de rotonda Sullana en la Autopista del Sol"*. Universidad de Piura, Piura.

que se observa en la **Tabla 2.13** es una deficiencia geométrica en varios aspectos que generan un peligro latente para los usuarios.

Tabla 2.13: Evaluación del diseño geométrico del Óvalo Cáceres. **Fuente:** Elaboración propia

Criterio geométrico	ÓVALO CÁCERES	DG-2018	Normas internacionales
Diámetro Isleta Central (m)	20.18	Mínimo 25	Mínimo 25.4 Máximo 41.8
Diámetro de circulo inscrito (m)	51.94	Mínimo 50	Mínimo 45 Máximo 55
Ancho de calzada (m)	15.88	-	Mínimo 8.7 Máximo 9.8
Radio de entrada (m)	10.76 (César Vallejo)	Mínimo 30	Mínimo 20 Máximo 50
Radio de salida (m)	17.60 (Av. Cáceres)	Mínimo 40	Mínimo 40 Máximo 84
Ángulo de entrada (°)	31° (Sánchez Cerro Oeste)	Ideal 60°	Mínimo 20° Máximo 60°
Ángulo de salida (°)	29.6° (César Vallejo)	Ideal 30°	Mínimo 20° Máximo 60°
Distancia visual de detención (m)	58.22 (S. Cerro)	-	47.2
Distancia visual de intersección (m)	62.28 (Av. Cáceres)	-	72.3
Islas divisorias (m)	48.22 (Sánchez Cerro-Oeste)	-	Mínimo 15 Máximo 30
Ancho de entrada (m)	14.07	-	Mínimo 7.30 Máximo 9.10
Ancho de salida (m)	14.07	-	Mínimo 7.30 Máximo 9.10
Velocidad de entrada rotonda urbana de carril doble (km/h)	50. No hay señalización para bajar velocidad	-	Máxima 40 km/hr

La presente tesis está orientada al análisis operacional del tránsito. Debido a complejidad de una rotonda, se dificulta lograr una geometría precisa para la micro simulación. Un diseño geométrico más detallado sería motivo de otra investigación.

b) Flujo vehicular

Durante la hora punta, según el flujograma de la **Figura 2.13,** esta intersección recibe 1243 vehículos provenientes de la Av. Sánchez Cerro (Este) de los cuales 481 giran a la izquierda en sentido a la Av. Cáceres, 595 siguen recto en sentido hacia el Real Plaza y 167 voltean a la derecha en sentido a la Av. César Vallejo. En el otro sentido, llegan 898 vehículos provenientes de la Av. Sánchez Cerro, de los cuales 86 giran hacia la izquierda

en sentido de la Av. César Vallejo, 704 vehículos siguen recto y 108 giran a la derecha para tomar la Av. Cáceres.

En la Av. César Vallejo, llegan 788 vehículos, de los cuales 399 giran a la izquierda para tomar la Av. Sánchez Cerro (Panamericana), 69 hacia la derecha en dirección del Real Plaza y 320 siguen recto por la Av. Cáceres. Desde el otro sentido, en la Av. Cáceres llegan 1233 vehículos de los cuales 316 vehículos siguen recto hacia la Av. César Vallejo, 519 giran a la derecha y 398 giran hacia la izquierda.

c) Análisis del tránsito actual

Los volúmenes y la geometría actual se ingresaron al software Infraworks 360 para la simulación del tránsito; sin embargo, debido a algunas limitaciones en el Panel del Analista de Tráfico, se analizará dicha rotonda y el corredor completo también con la ayuda del software Synchro 8.0 que tiene más experiencia en el ámbito. Cabe resaltar, que también existen limitaciones en Synchro 8.0 como realizar una geometría exacta o intercambios modernos. Por lo tanto, se usarán ambos softwares para complementarse entre sí.

Figura 2.13: Situación actual del Óvalo Cáceres. Izquierda: Simulación en Infraworks. Derecha: Análisis en Synchro 8.0. **Fuente:** Elaboración propia

La **Figura 2.13** muestra a lado derecho la asignación de carriles y distribución de volúmenes en Synchro 8.0, mientras que a lado izquierdo la simulación en Infraworks durante la hora punta.

Elegir una rotonda como solución vial tiene sus pro y contras. La principal ventaja es que no hay demoras por control ni semáforos que pueden entorpecer el tránsito si estos no están bien diseñados. La desventaja es que, al no haber ningún tipo de control, todos los accesos tienen que ceder el paso, entonces se debe analizar todos los puntos de conflicto para que los conductores puedan completar sus maniobras de manera eficiente. A eso se le debe sumar un correcto diseño geométrico y señalización para velar por el confort y seguridad de los usuarios.

De acuerdo con el flujograma y simulación se han detectado las siguientes observaciones específicas que podrían estar disminuyendo el nivel de servicio:

- El Óvalo Cáceres presenta 3 giros a la izquierda cercanos a 400-500 vehículos por hora, lo cual es justificable debido a la alta conectividad entre las 2 arterias. Muchos de estos vehículos son pesados y tienen que dar una vuelta a la rotonda, la cual será exitosa si no existiesen puntos de conflicto dentro de la intersección.
- En una rotonda, los giros a la derecha no son protegidos, por lo tanto, si hay un alto volumen (como el caso de la Av. Cáceres hacia Sánchez Cerro) que entra en conflicto con un flujo recto en el sentido contrario, se generarán colas en dicho carril.
- Al tratarse de 2 arterias importantes, al entrar en la intersección, los conductores no saben con exactitud qué vía tiene la preferencia, lo cual genera que muchos se queden dentro de la intersección. Esto es agravado por la falta de señalización dentro de la rotonda.
- Existen 399 vehículos que quieren girar a la izquierda desde la Av. César Vallejo (para lo cual deben dar un giro a la rotonda); sin embargo, deben ceder el paso de 595 vehículos que siguen recto en la Av. Sánchez Cerro y de 398 que quieren girar desde Cáceres hasta Sánchez Cerro, y en su defecto, de 86 que quieren girar de Sánchez Cerro hacia la Av. César Vallejo.
- Suponiendo que dichos vehículos lograron entrar a la rotonda, entrarán en conflicto con los 704 que van recto en Sánchez Cerro desde el Real Plaza, y si logran seguir girando hacia la izquierda, deben ceder el paso de 1233 vehículos que provienen de la Av. Cáceres.
- Estos conflictos generan demoras dentro de la intersección, y se aplican para los 3 giros a la izquierda conflictivos (César Vallejo, Cáceres y Sánchez Cerro Este).
- Al no poder completar los giros, dichos vehículos se quedan atrapados en la intersección, y al ser en su mayoría pesados, quitan espacio y obstruyen a los otros accesos, generando colas en ellos cuando el volumen dentro de la intersección es importante.

A pesar de que los volúmenes expuestos no son relativamente altos, el Óvalo Cáceres presenta una deficiencia en la relación volumen/capacidad (v/c) en sus 4 ramales que se puede observar en la **Tabla 2.14** donde se le otorga que ofrece un nivel de servicio ICU por capacidad. El análisis detallado se puede encontrar en anexos.

Tabla 2.14: Resultados del análisis actual (Av. César Vallejo/Av. Cáceres & Av. Sánchez Cerro)
Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Valor
Nivel de servicio global ICU (%)	**H (134.1%)**
Radio v/c Av. Cáceres	2.74
Radio v/c Av. César Vallejo	2.27
Radio v/c Av. Sánchez Cerro Oeste	2.02
Radio v/c Av. Sánchez Cerro Este	1.95

El anexo I contiene el reporte completo de los resultados del análisis en esta intersección

Al tratarse de una intersección con rotonda, SYNCHRO no ofrece un NDS por demoras y utiliza el ICU (Intersection Capacity Utilization) expresado en porcentaje, asignando una letra desde la A hasta la H que es el caso más crítico (Ver **Tabla 2.15**)

Tabla 2.15: Nivel de servicio según ICU.
Fuente: Manual Synchro 8.0

ICU	Level of Service
0 to 55%	A
>55% to 64%	B
>64% to 73%	C
>73% to 82%	D
>82% to 91%	E
>91% to 100%	F
>100% to 109%	G
>109%	H

El porcentaje de utilización en una rotonda bien diseñada debería estar por debajo del 73% para obtener niveles de servicio aceptables; sin embargo, la capacidad ha sido deteriorada por la demanda actual que refleja un porcentaje de 134.1%, además la máxima relación v/c es de 2.74 en el ramal de la Av. Cáceres.

Se ha demostrado que, debido a la alta conectividad entre las 2 arterias, el uso de rotonda como solución vial en esta intersección específica lleva consigo niveles de servicio muy bajos, además, debido al incorrecto diseño geométrico y señalización, se pueden inducir accidentes. Estos problemas pueden traer consecuencias graves en el futuro, por lo que en los siguientes capítulos se estudiarán algunas alternativas a corto y largo plazo para esta intersección, teniendo en cuenta que es la más aislada del análisis.

2.3.3. Intersección con Av. Vice

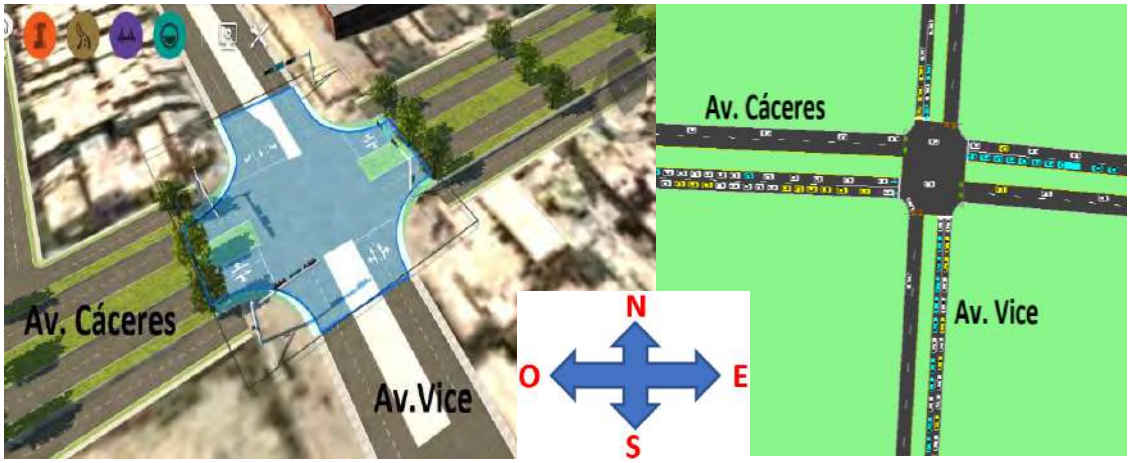
La intersección entre la Av. Cáceres y la Av. Vice es muy importante en la ciudad ya que la segunda, es prácticamente un nexo directo con la Av. Sánchez Cerro (principal arteria piurana). La Av. Vice fue diseñada como vía colectora; sin embargo, en los últimos tiempos ha crecido la demanda debido a varios centros de atención como Real Plaza o Cementerio Metropolitano y posteriormente seguirá creciendo con el nuevo proyecto en la Av. Sánchez Cerro, actualmente en ejecución.

Durante la hora punta, esta intersección recibe aproximadamente 1236 vehículos en el sentido Este de la Av. Cáceres, de los cuales 827 siguen recto, 131 giran a la izquierda y 278 giran a la derecha. En el otro sentido, llegan 1126 vehículos con 831 que siguen recto, 328 que giran a la izquierda para tomar la Av. Vice y 67 que giran a la derecha. El volumen proveniente desde la Av. Vice Norte (Desde Real Plaza) es de 901 vehículos con un giro a la izquierda de 391 vehículos. En el sentido Sur, hay un flujo menor de 439 vehículos, de los cuales 261 siguen recto, 93 giran a la izquierda y 85 giran a la derecha. (Ver flujograma en la **Figura 2.6**)

Actualmente llegan 2 carriles en los 4 accesos; sin embargo, el mal estado del pavimento no permite observar la asignación de carriles. Se asumirá la mostrada en la **Figura 2.14** para el análisis, a pesar del desorden mostrado en campo donde se apreció que los conductores realizan los giros desde cualquier carril.

Para esta intersección se ha optado por una semaforización prefijada de 2 fases que duran siempre lo mismo y que no guardan relación con los volúmenes actuales. El diagrama de fases se encuentra en el Anexo I (Reporte Synchro Situación actual)

Figura 2.14: Situación actual Intersección Cáceres -Vice. Izquierda: Asignación de carriles en Infraworks. Derecha: Simulación en Synchro 8.0. **Fuente:** Elaboración propia



La programación del semáforo existente es inadecuada para gestionar las maniobras en la intersección y mantener la fluidez, ya que les da luz verde a ambos sentidos de la Av. Cáceres simultáneamente, lo cual reduce tremendamente la oportunidad de completar el giro a la izquierda que desean ir hacia la Av. Vice. Un problema similar sucede en el sentido Norte de la Av. Vice. Las consecuencias de la asignación de carriles y del diseño inadecuado del semáforo en este cruce son las siguientes:

- Los 328 conductores que desean girar a la izquierda (de Cáceres Oeste hacia Vice) no encuentran oportunidad de completar el giro, pues deben ceder el paso a los 817 vehículos del sentido contrario que van hacia el Este. Esto genera colas en el carril izquierdo.
- El carril de la izquierda (que puede ser utilizado para girar a la izquierda o para seguir recto) se ve rápidamente colmado de vehículos que intentan completar el giro hacia la Av. Vice y cuando las colas son muy grandes, los vehículos intentan hacer el giro desde la derecha, cerrando el paso a quienes siguen recto.
- Los conductores que tienen intenciones de seguir recto hacia el Óvalo Cáceres optan por utilizar sólo el carril de la derecha, y cuando el volumen supera la capacidad de aquel carril, obligan a los de la izquierda a entrar a la intersección para poder hacer uso de los 2 carriles.
- Si el conflicto dentro de la intersección es considerable, muchos vehículos quedarán atrapados y el semáforo al no contar con un tiempo de despeje[30] adecuado, no tendrán opción y decidirán si respetar la siguiente fase o completar el giro.
- Los vehículos que vienen de Av. Vice Norte (Real Plaza) tienen que usar los cortos 34 segundos de verde que tienen para girar en ambos sentidos, considerando que dentro de la intersección ya hay conflicto. Esto complica hacer el giro a la izquierda

[30] El tiempo de despeje es la suma del tiempo todo-rojo y ámbar. La importancia y el análisis se detallará más adelante en el Capítulo 3, punto 3.6.

a la Av. Cáceres, el cual es alto (391 vehículos) y que no tienen el giro protegido al no contar ni con carril, ni fase exclusiva.

- Existe un volumen considerable de giros a la derecha entre Cáceres y Vice, se debe analizar la posibilidad de colocar bahías de giro de forma coordinada con las vías auxiliares.
- Otro factor que está afectando es el incorrecto alineamiento en la Av. Cáceres, ocasionando un peligro para los conductores que siguen recto ya que si no se percatan pueden impactar contra el sardinel, debido al desfase que existe al entrar y salir de la intersección.

Los resultados del análisis actual se ofrecen en la **Tabla 2.16** y servirán como medidas de eficiencia a mejorar en el siguiente capítulo.

Tabla 2.16: Resultados del análisis actual en la Intersección con Av. Vice.
Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Valor
Nivel de servicio y demora global (seg)	**F (271.0)**
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Este (seg)	F (342.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Oeste (seg)	F (287.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Vice Norte (seg)	F (265.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Vice Sur (seg)	C (34.6)
Longitud de colas - Av. Cáceres Este	208 m
Longitud de colas - Av. Cáceres Oeste	201 m
Longitud de colas - Av. Vice Norte	153 m
Velocidad media Av. Cáceres Este	10 km/hr
Velocidad media Av. Cáceres Oeste	6 km/hr

El Anexo I contiene el reporte completo de los resultados del análisis en esta intersección

Se puede apreciar que, ante un sistema ineficiente de intersecciones, se generan niveles de servicio globales muy bajos. No sólo presentan un nivel F en casi todos los accesos, sino que la demora está muy por debajo de la mínima para esa calificación.[31]

Las colas son referenciales, pudiendo ser aún mayores en campo. La velocidad de diseño se ha disipado hasta 6 km/hr en esta intersección, producto de todos los problemas vistos anteriormente.

Identificados los problemas y la cuantificación de estos, en el siguiente capítulo se propondrán medidas para solucionar el tráfico en esta intersección, de manera conjunta y coordinada con el corredor completo.

2.3.4. Intersección con Av. Sullana

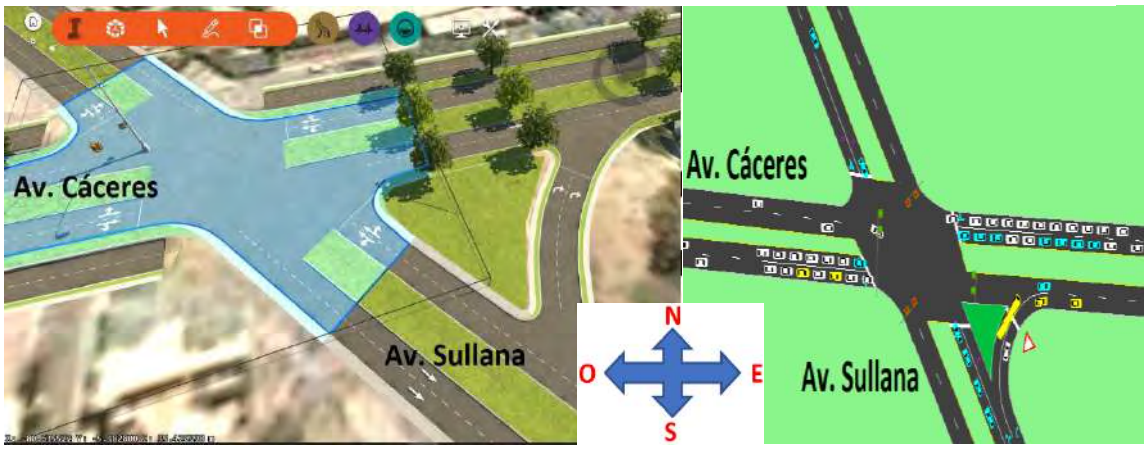
La intersección entre la Av. Cáceres y la Av. Sullana es cercana a la vista anteriormente y tiene en cuenta puntos de atracción como el Mercado de Piura, Cementerio Metropolitano, restaurantes y hoteles. Es de suma importancia su coordinado control entre Av. Vice y Av. Ramón Mugica para un correcto desempeño del corredor.

[31] La demora mínima para obtener un nivel F es de 80 seg/veh

Durante la hora punta, esta intersección recibe aproximadamente 1143 vehículos en el sentido Este de la Av. Cáceres, de los cuales 839 siguen recto, 33 giran a la izquierda y 271 giran a la derecha hacia el Mercado de Piura. En el otro sentido, llegan 1091 vehículos, de los cuales 847 siguen recto, 228 que giran a la izquierda para tomar la Av. Sullana y 16 que giran a la derecha. El volumen proveniente desde la Av. Sullana, sentido Norte, es de 864 vehículos con un giro a la izquierda de 355 vehículos y uno a la derecha canalizado con una isleta de 423 vehículos por hora. En el sentido Sur, hay un flujo menor de 195 vehículos.

Actualmente llegan 2 carriles en los 4 sentidos; sin embargo, el mal estado del pavimento no permite observar la asignación de carriles. Se asumirá la mostrada en la **Figura 2.15** para el análisis.

Figura 2.15: Situación actual Intersección Cáceres -Sullana. Izquierda: Asignación de carriles en Infraworks. Derecha: Simulación en Synchro 8.0. **Fuente:** Elaboración propia



Esta intersección está controlada por un semáforo prefijado de 2 fases (Diagrama de fases anexo I del reporte de Synchro de la situación actual) que no guardan relación con los volúmenes. Además, según lo visto en campo, el flujo es muy variado y los tiempos fijos, lo que ocasiona que los conductores no lo respeten en horas de menor demanda y ocasionen congestión en hora punta.

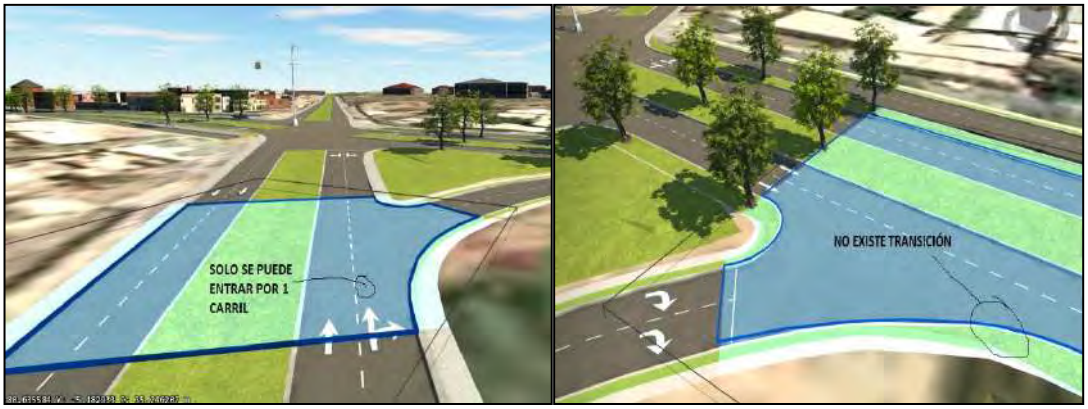
Existen 2 giros a la izquierda problemáticos que, al no ser protegidos, causan congestión por el incorrecto planeamiento de las fases del semáforo. El primero es de la Av. Cáceres Oeste y el segundo es de la Av. Sullana Norte, con 228 y 355 vehículos por hora respectivamente, teniendo que ceder el paso de casi 850 vehículos del sentido contrario.

Otro problema es el diseño geométrico de la intersección, tal como se puede ver en la **Figura 2.15** donde se aprecia un ángulo muy agudo entre las aproximaciones que genera complicaciones al realizar los giros, por eso se sugiere en intersecciones semaforizadas que el ángulo sea lo más recto posible.
Dicho ángulo complica aún más los giros a la izquierda en las 4 aproximaciones. En Cáceres porque tienen que realizar una curva muy cerrada (difícil de maniobrar) y en Sullana porque para realizar dicho giro tienen que recorrer una distancia de casi 60 metros donde el tiempo de despeje no ha sido calculado de acuerdo con los estándares del HCM 2010. Si de los 355 vehículos que pretenden girar desde Sullana Norte hacia Av. Cáceres,

hay algunos atrapados en la intersección, tienen que recorrer una gran distancia y no habrá tiempo para completar el giro sin interferir con la siguiente fase.

Respecto a la isleta instalada para proteger el giro a la derecha, existe un problema (Ver **Figura 2.16**) al tener solamente un carril para ingresar al desvío, el cual es de dos carriles. De nada sirve contar con dos carriles si solamente puede entrar un auto a la vez, esto genera colas en dicho carril debido a que es un volumen alto (423 vehículos).

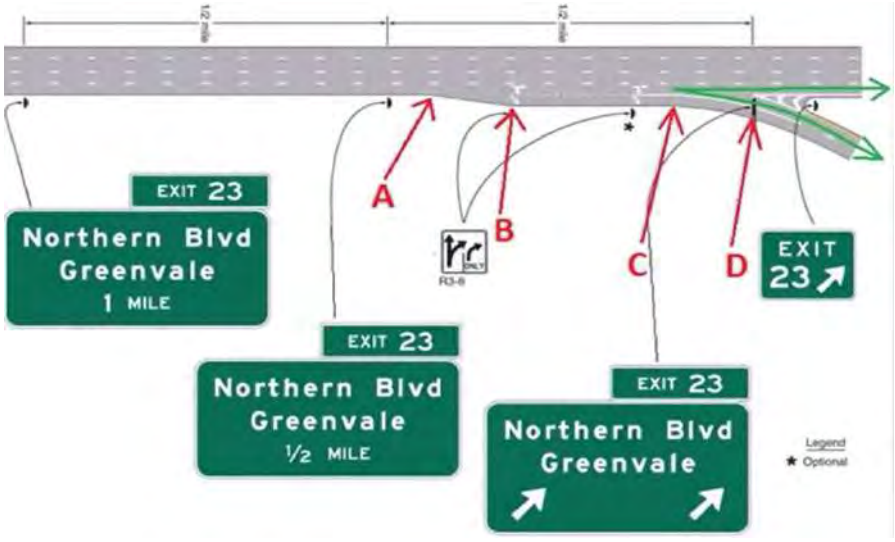
Figura 2.16: Detalle Isla de giro Cáceres-Sullana. Izquierda: Ingreso. Derecha: Salida.
Fuente: Elaboración propia



Las normas internacionales recomiendan un diseño estándar para estos desvíos logrando que los vehículos entren a la canalización de una manera fluida y no generen demoras.

En la **Figura 2.17** se puede notar que desde un punto A se debe comenzar a anchar la vía hasta un punto B donde se pueda contar con el ancho necesario para un carril adicional, hasta el punto C donde los conductores cuentan con la señalización adecuada que les hará optar por seguir de frente o por entrar al desvío, finalizando en el punto D que es el inicio de la canalización.

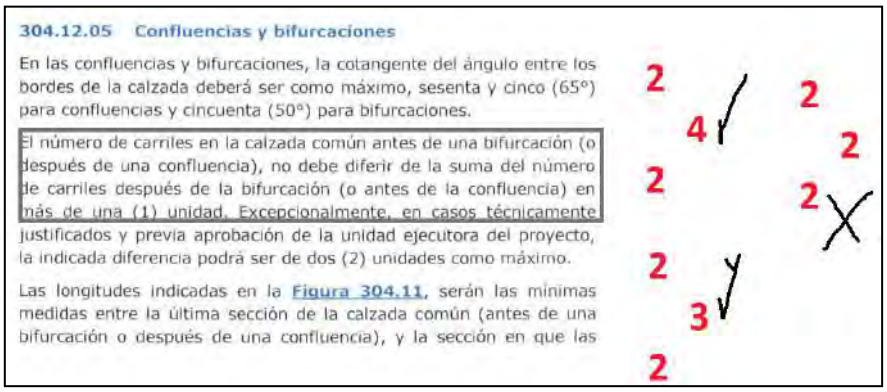
Figura 2.17: Diseño estándar en desvíos. **Fuente:** Asociación Cruzada vial



El problema no acaba ahí, cuando los vehículos están en el desvío de dos carriles, van a querer entrar a la principal, la cual también es de dos carriles. Lo correcto sería que dichos

vehículos encuentren un ensanchamiento que les de resguardo mientras completan el giro; sin embargo, la confluencia cuenta con sólo dos carriles. (Ver **Figura 2.16**). Esto incumple con el Manual de Diseño Geométrico MTC DG-2018, sección 304.12.05 (Ver **Figura 2.18**) donde lo ideal es que terminen en 4 carriles para este caso, estando permitido 3, pero no se aceptan 2.

Figura 2.18: Interpretación de la sección Confluencias y bifurcaciones.
Fuente: MTC



Los resultados del análisis actual se ofrecen en la **Tabla 2.17** y servirán como medidas de eficiencia a mejorar en el siguiente capítulo.

Tabla 2.17: Resultados del análisis actual de la intersección Av. Cáceres - Av. Sullana
Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Valor
Nivel de servicio y demora global (seg)	**F (90.3)**
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Este (seg)	C (32.4)
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Oeste (seg)	F (223.9)
Nivel de servicio y demora - Av. Sullana Norte (seg)	B (15.8)
Nivel de servicio y demora - Av. Sullana Sur (seg)	B (11.5)
Longitud de colas - Av. Cáceres Este	123 m
Longitud de colas - Av. Cáceres Oeste	156 m

El anexo I contiene el reporte completo de los resultados del análisis en esta intersección

2.3.5. Intersección con Av. Ramón Mugica/Country

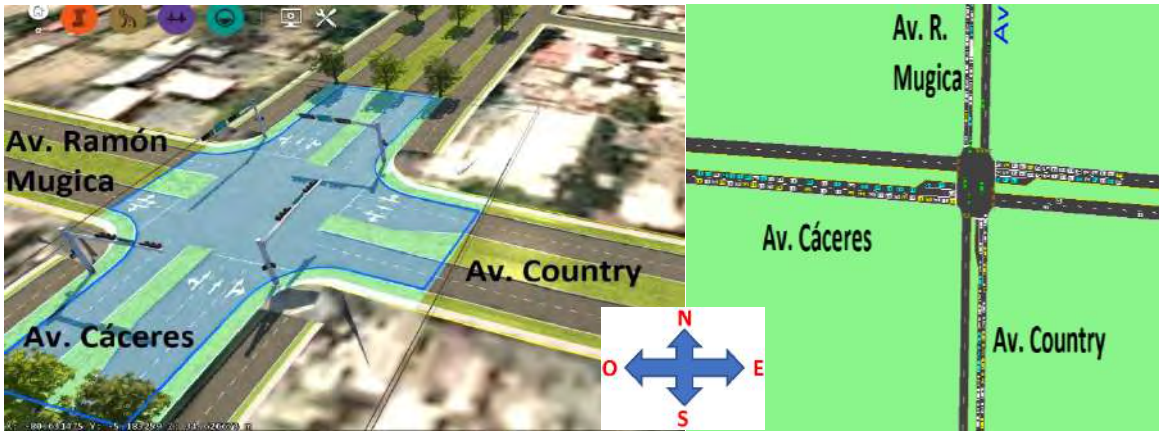
Esta intersección es uno de los principales problemas de nuestro eje vial. Posee grandes puntos de atracción como Universidad de Piura, Grifo Mega, Hotel Casa Andina, restaurantes, entre otros. Se ha identificado dicha intersección para realizar un análisis que detalle sus principales deficiencias que estarían causando la congestión y posteriormente plantear soluciones.

Durante la hora punta, esta intersección recibe aproximadamente 1345 vehículos en el sentido Este de la Av. Cáceres, de los cuales 790 siguen recto, 369 giran a la izquierda hacia Av. Ramón Mugica y 186 giran a la derecha hacia Av. Country. En el otro sentido, llegan 1066 vehículos, de los cuales 669 siguen recto, 361 que giran a la izquierda y 36 que giran a la derecha. El volumen proveniente desde la Av. Ramón Mugica es de 1271

vehículos con un giro a la izquierda de 109 vehículos, uno a la derecha de 319 y 843 que siguen recto. En la Av. Country llegan 1003 vehículos, 162 giran a la derecha, 738 siguen recto y 103 giran a la izquierda

Actualmente llegan 2 carriles en los 4 accesos; sin embargo, el mal estado del pavimento no permite observar la asignación de carriles. Se asumirá la mostrada en la **Figura 2.17** para el análisis. Además, se cuentan con carriles segregados (En todos los accesos, excepto en Av. Ramón Mugica) que se suponen de giro a la izquierda.

Figura 2.19: Situación actual Intersección Cáceres -Ramón Mugica/Country. Izquierda: Asignación de carriles en Infraworks. Derecha: Simulación en Synchro 8.0. **Fuente:** Elaboración propia



La programación de semáforos es de 3 fases (Ver **Figura 2.20**). La primera le da luz verde a Av. Ramón Mugica - Av. Country durante 39 segundos y rojo a ambos sentidos de Cáceres. La segunda fase le da verde a Cáceres en el sentido Oeste y rojo a los 3 accesos restantes. La tercera fase le da verde a Cáceres en el otro sentido y rojo a los accesos restantes. La segunda y tercera fase tienen 27 segundos de verde.

Figura 2.20: Diagrama de fases actual en la intersección con Av. Ramón Mugica.
Fuente: Elaboración propia en SYNCHRO.

Esta programación, si bien es cierto, protege los giros a la izquierda, genera demoras en ambos sentidos de la Av. Cáceres, al tener un rojo de casi 75 segundos, lo cual es incompatible con su actual volumen. Se debe replantear el diseño del semáforo para beneficiar a todos los accesos y generar un NDS global aceptable.

El incorrecto diseño geométrico de la intersección, escasa señalización e incompatible programación de semáforos ocasiona niveles de servicio muy bajos. Las razones por las cuales se estaría dando la congestión son las siguientes:

- En los ambos sentidos de la Av. Cáceres hay giros a la izquierda elevados (370 vehículos aproximadamente), para lo cual cada giro se asume que tiene un carril exclusivo instalado el cual alcanza los 25 metros de longitud actualmente y dichos giros no entran en conflicto en la programación actual debido a que son fases distintas; sin embargo, la cantidad de carriles y la longitud parecen ser insuficientes para las condiciones actuales (se analizará más adelante con los resultados). La longitud de estos carriles segregados debe ser mayor incluso que la cola del carril recto para que en caso de congestión, los usuarios que quieran girar a la izquierda no entren en conflicto con los que siguen recto y puedan entrar (con una transición adecuada) a los carriles exclusivos.
- En el sentido Cáceres Oeste se debe regular el transporte público que necesita cruzar hasta la Av. Country ya que su comportamiento causa muchas demoras. Primero se ponen a lado derecho para recoger pasajeros en el Grifo Mega (inclusive lo hacen desde el lado derecho de la vía auxiliar, según sea el caso) lo cual no es un estacionamiento acondicionado y desde ese punto hacen el giro bloqueando a los carriles rectos tanto de la vía principal como secundaria, generando demoras. Luego de completar el giro, se estacionan en la esquina entre Av. Cáceres Este y Country para seguir recogiendo pasajeros, obstruyendo un carril que puede ser usado para los que siguen recto desde Av. Country o para girar a la derecha desde Cáceres Este. El ingreso a Av. Country es elevado (1390 vehículos por hora), que, sumándole a los problemas del transporte público, se generan mayores demoras.
- Al no existir señalización, los conductores tienden a seguir recto por la Av. Cáceres (en ambos sentidos) usando los 3 carriles (incluyendo el de giro a la izquierda, ellos asumen que es compartido); sin embargo, solo los reciben 2 carriles al cruzar la intersección, esto genera un cuello de botella que entorpece el tránsito. Si a eso le sumamos el efecto de las vías auxiliares que usan dicha intersección para pasar a la principal, están tratando de competir 5 vehículos en 2 carriles.
- El tiempo de verde asignado para cada sentido de la Av. Cáceres (27 segundos) es totalmente incompatible con la actual demanda. Se supone que esos tiempos deben ser proporcionales a los volúmenes vehiculares; sin embargo, el flujograma dice que el volumen más alto es el de Cáceres Este (1345) y el más bajo es Country (1223); sin embargo, Country tiene 39 segundos de verde y Cáceres sólo 27. Además, si analizamos el diagrama de fases, se puede notar que Cáceres está teniendo casi 75 segundos de rojo, lo cual genera muchas colas. Esta intersección necesita un replanteo de la reprogramación del semáforo, el cual deberá ser accionado por el tránsito (más adelante se demostrará el funcionamiento) para controlar la variedad de la demanda.
- La Av. Country y Ramón Mugica presentan giros a la derecha altos que se deben considerar para evaluar las alternativas de solución. Los giros a la izquierda son controlables; sin embargo, se debe estudiar el conflicto que estos puedan tener con los flujos contrarios al no existir una fase de giro protegido. Hay que notar además un flujo elevado de Ramón Mugica para seguir recto de casi 900 vehículos, esto puede vencer su capacidad ya que presenta demoras muy altas.
- Los giros a la izquierda en Av. Country y Ramón Mugica no están protegidos con la semaforización actual, se debe determinar técnicamente la necesidad de una fase o carril exclusivo.

Después de realizar un diagnóstico de la intersección, se procede a presentar los resultados de la situación actual a detalle por acceso y por carriles de giro.

Tabla 2.18: Resultados del análisis actual de la intersección Av. Cáceres - Av. Ramón Mugica/Country.
Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Valor
Nivel de servicio y demora global (seg)	**F (258.9)**
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Este (seg)	F (229.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Oeste (seg)	F (85.4)
Nivel de servicio y demora - Av. Country, giro a la izquierda (seg)	F (283.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Country, sentido recto (seg)	E (64.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Ramón Mugica	F (589.3)
Longitud de colas - Av. Cáceres Este	282 m
Longitud de colas - Av. Cáceres Oeste	228 m
Longitud de colas - Av. Country (giro a la izquierda)	127 m
Longitud de colas - Av. Ramón Mugica	267 m
Velocidad media Av. Ramón Mugica	1 km/hr

El anexo I contiene el reporte completo de los resultados del análisis de esta intersección

Esta intersección presenta resultados críticos, tal es el caso de la Av. Ramón Mugica que tiene la mayor demora del análisis (589.3 seg/veh[32]) y la menor velocidad (1 km/hr); sin embargo, con la detección de las fallas técnicas, explicadas anteriormente, se propondrán alternativas para mejorar el servicio de una manera eficiente y sin necesidad de realizar muchos cambios geométricos.

2.3.6. Intersección con Calle San Ramón

Esta intersección presenta actualmente una congestión importante, la cual no estaba planificada debido a que San Ramón es una vía local y que debido a varios puntos de atracción (Gobierno Regional de Piura, Colegio Santa María, cadena de restaurantes, canchas deportivas, Open Plaza) ha crecido la demanda. Además, es muy cercana al Puente Cáceres que une Piura y Castilla, entonces es crucial un correcto funcionamiento. Cabe resaltar que depende bastante del funcionamiento en la intersección anterior, debido a la proximidad entre ellas (400 metros)

Durante la hora punta, esta intersección recibe aproximadamente 1061 vehículos en el sentido Este de la Av. Cáceres, de los cuales 844 siguen recto, 81 giran a la izquierda hacia el Gobierno Regional y 136 giran a la derecha hacia el Colegio Santa María. En el otro sentido, llegan 1253 vehículos, de los cuales 899 siguen recto, 272 que giran a la izquierda y 82 que giran a la derecha. El volumen proveniente desde la Calle San Ramón Norte es de 446 vehículos con un giro a la izquierda de 82 vehículos y uno a la derecha de 181. En el sentido contrario llegan 427 vehículos, 85 giran a la derecha, 305 siguen recto y 147 giran a la izquierda

Actualmente llegan 2 carriles en ambos sentidos de la Av. Cáceres. En el sentido Oeste existe un carril segregado de uso exclusivo a la izquierda, pero no se encuentra señalizado,

[32] Esta demora representa 7.1 veces el valor mínimo (80 seg/veh) para obtener un NDS “F”

ocasionando que los conductores lo usen para seguir recto algunas veces. La calle San Ramón sólo provee 1 carril por cada sentido y se estima que sea insuficiente para la actual demanda.

Figura 2.21: Situación actual Intersección Cáceres -San Ramón. Izquierda: Asignación de carriles en Infraworks. Derecha: Simulación en Synchro 8.0. **Fuente:** Elaboración propia

La programación de semáforos es prefijada de 2 fases que duran siempre lo mismo y no guardan relación con la demanda actual (Ver diagrama en Anexo I)

El incorrecto diseño geométrico de la intersección, escasa señalización e incompatible programación de semáforos ocasiona niveles de servicio muy bajos. Las razones por las cuales se estaría dando la congestión son las siguientes:

- Se puede notar fácilmente que la capacidad en la Calle San Ramón se ha deteriorado por la demanda que entra y sale por dicha vía. La mayor parte del flujo quiere seguir recto o voltear hacia la Av. Cáceres en sentido Oeste hacia Castilla. Debido a la mala distribución del tiempo de verde y que no existe protección a los giros a la izquierda, se generan demoras importantes ya que los vehículos compiten en 1 solo carril para hacer los 3 giros posibles.
- El volumen que entra a la Calle San Ramón Sur (Colegio Santa María) es de 603 vehículos aproximadamente. Son 272 vehículos que tratan de hacer el giro a la izquierda desde la Av. Cáceres Oeste (desde Castilla) que no pueden hacerlo debido a los casi 900 vehículos que siguen recto en la misma fase por la Av. Cáceres Este. Esto ocasiona grandes colas en el carril izquierdo de Cáceres Oeste y hace que los vehículos esperen en la intersección para completar el giro.
- Cuando termina la fase de Cáceres hay muchos vehículos estancados en la intersección que logran completar el giro, pero ahora van a competir con los 195 vehículos que quieren seguir recto por la Calle San Ramón (desde el Gobierno Regional hasta el Colegio Santa María). Ambos flujos compiten por un único carril que resulta insuficiente para recibir dicha demanda. Incluso, parte de los 136 vehículos desde Cáceres Este tratan de girar a la derecha hacia ese ingreso congestionado.
- Ante la falta de capacidad para ingresar a la Calle San Ramón, se genera un cuello de botella en la intersección que entorpece el tránsito. Luego que termina la fase de San Ramón, aún persiste el problema de los vehículos atrapados dentro de la intersección que no pudieron completar el giro. Este problema hace que los que

vienen desde Cáceres (Este) tienen que esperar que el flujo dentro de la intersección se tranquilice. Este problema puede persistir durante 2 a 3 ciclos, generando demoras muy elevadas.

Tabla 2.19: Resultados del análisis actual de la intersección Av. Cáceres – Calle San Ramón
Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Valor
Nivel de servicio y demora global (seg)	**F (210.3)**
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Este (seg)	F (169.9)
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Oeste, giro a la izquierda	F (572.3)
Nivel de servicio y demora - Calle San Ramón Norte	F (287.2)
Nivel de servicio y demora - Calle San Ramón Sur	F (470.7)
Longitud de colas - Av. Cáceres Este	253 m
Longitud de colas - Av. Cáceres Oeste, giro a la izquierda	131 m
Longitud de colas - Calle San Ramón Norte	215 m
Longitud de colas - Calle San Ramón Sur	223 m
Velocidad media intersección	3 km/hr

El anexo I contiene el reporte completo de los resultados del análisis de esta intersección

2.3.7. Resultados globales de la situación actual

Se ha demostrado anteriormente que el problema en la Av. Cáceres no obedece a un alto volumen vehicular, sino a la falta de gestión de tránsito en las intersecciones, presentando demoras importantes (905 horas diarias), así como también una velocidad global de 9 km/hr, un alto consumo de combustible y emisiones de gases de efecto invernadero.

Tabla 2.20: Networks Totals. **Fuente:** SYNCHRO

Number of Intersections	5
Total Delay (hr)	905
Stops (#)	15379
Average Speed (km/hr	9
Total Travel Time (hr)	1123
Distance Traveled (km)	10104
Fuel Consumed (l)	3794
Fuel Economy (km/l)	2.7
CO Emissions (kg)	70.57
NOx Emissions (kg)	13.62
VOC Emissions (kg)	16.28
Unserved Vehicles (#)	3557
Vehicles in dilemma zone (#)	0
Performance Index	947.4

Capítulo 3
Segundo escenario: Propuesta técnica con gestión del tránsito en las intersecciones

Luego de identificar las principales fallas en las intersecciones de análisis, se procederá a dar solución a cada una de ellas. En esta primera propuesta se tratará de hacer el mínimo de intervenciones de infraestructura para conservar el medio ambiente y optimizar el flujo del tránsito, demostrando que no es necesario aplicar soluciones de gran envergadura, las cuales son costosas, inducen mayor demanda de vehículos, y si no tienen la adecuada planificación terminan siendo perjudiciales, muchas veces trasladando el problema de un punto a otro o generando más tráfico del que había antes.

3.1 Intersección con Av. Sánchez Cerro: Ovalo Cáceres.

En el capítulo anterior se demostró que el diseño geométrico del actual Óvalo Cáceres no responde a los estándares nacionales ni internacionales. Esto es perjudicial para los usuarios, ya que un mal diseño pone en riesgo sus vidas. El análisis operacional reflejó que, debido a los altos volúmenes de giro a la izquierda, una rotonda no es la mejor solución vial frente a la demanda actual, y mucho menos a la proyectada.

También hay que considerar que el Óvalo Cáceres es emblemático en la ciudad, ya que posee un monumento referente un héroe nacional como Andrés Avelino Cáceres. Entonces, proponer una solución vial se complica, porque para mejorar el nivel de servicio se necesita otro tipo de intersección. Por lo tanto, para esta primera propuesta, no se tomará en cuenta una mejora sustancial en esta intersección, lo cual es válido ya que es la más aislada del análisis (1.15 km desde la Av. Vice).

En el capítulo 4, punto 4.3 se analizará a detalle una adecuada planificación y propuesta a esta intersección, lo cual tendría una mayor inversión, por lo tanto, no forma parte de esta primera propuesta.

Sin embargo; se puede recomendar una mejora en señalización para tener un sistema más ordenado, lo cual beneficiará a los usuarios y mejorará su comportamiento:

1. Implementar señales para disminuir la velocidad a 40 km/hr en todos los accesos, o reductores de velocidad debidamente diseñados.
2. Señalización horizontal de grupo de carriles (giros) y cruceros peatonales en los accesos, incluyendo para personas discapacitadas.
3. Señales de ceda el paso dentro de la rotonda.
4. Proponer campañas de educación vial y darles el conocimiento técnico a los usuarios.
5. Fiscalización de las señales de tránsito en esta intersección.

Una rotonda bien señalizada induce un mejor comportamiento de los usuarios, por lo que es crucial que tengan la información necesaria para aprovechar al máximo un sistema eficiente.

Figura 3.1: Recomendaciones para operar en una rotonda. Fuente: LAC (Argentina).

Las siguientes intersecciones son semaforizadas, lo cual permite múltiples soluciones para aliviar eficientemente el tráfico. Debido a la proximidad de éstas, es muy importante diseñar un sistema de semaforización sincronizado para optimizar la transitabilidad en el corredor y en sus intersecciones.

Cualquier solución tendrá impacto sobre las otras, por eso se debe proponer alternativas con solución integral. No se trata de aliviar un punto y pasar el problema al otro. Sobre todo, pensar en el futuro, con criterios de planificación vial y transporte masivo.

3.2 Intersección con Av. Vice

3.2.1 Medidas recomendadas

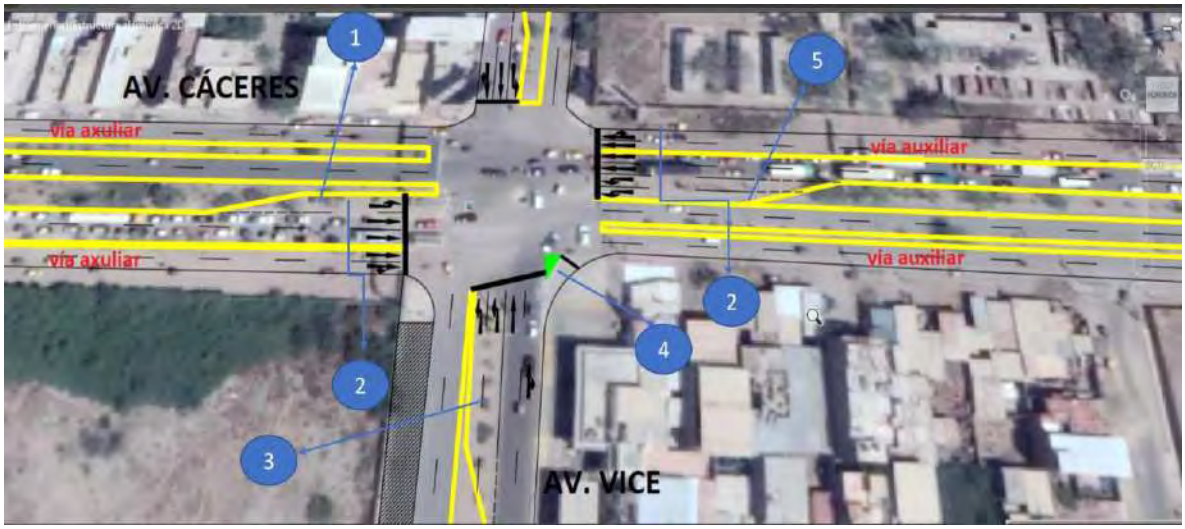
Para reducir las colas y demoras en todas las aproximaciones de la intersección, se evaluaron los volúmenes vehiculares para determinar la configuración de carriles adecuada y las fases necesarias para el semáforo.

La recomendación del método HCM para el diseño de intersecciones semaforizadas es que, si el volumen de giro a la izquierda durante la hora punta es mayor a 100 vehículos por hora, es probable que se necesario un carril exclusivo para el giro a la izquierda, y si el volumen de giro supera los 300 vehículos por hora, es probable que se necesiten dos carriles exclusivos de giro[33]. Actualmente en la intersección, solo se cuenta un carril de giro en la aproximación menos transitado (Vice Sur[34]).

La aproximación Cáceres Este requiere 1 carril exclusivo de giro por tener un volumen de giro de 131 vehículos. Cáceres Oeste y Vice Norte requieren 2 carriles por contar con volúmenes de giro de 328 y 391 vehículos por hora. Además, para facilitar el giro a la derecha desde Vice Norte, se requerirá una canalización en consecuencia de la demanda vehicular que realiza dicho giro. La longitud de estos carriles se consigue con un análisis de tránsito, una vez optimizados los tiempos semafóricos.

Habiendo hecho la configuración de carriles que requiere la intersección. La **Figura 3.2** muestra el esquema de la propuesta en relación con su geometría y señalización.

Figura 3.2: Medidas recomendadas en intersección con Av. Vice. **Fuente:** Elaboración propia.



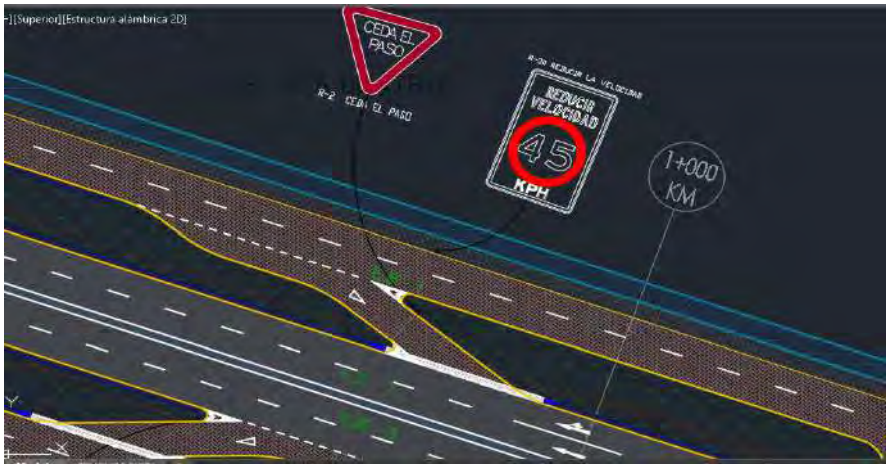
1. Implementar un carril de giro a la izquierda en el sentido Este, con su respectiva transición.
2. En cada sentido de la vía principal, mantener dos carriles para seguir recto. El giro a la derecha deberá hacerse desde la vía auxiliar, restringiendo dicha maniobra (con respectiva señalización) para hacerse desde la principal. Para esto, deberá haber una

[33] Asociación Cruzada Vial (2018). "Análisis de tránsito y propuesta de mejoras en Av. Aramburú"
[34] Vice Sur está referenciado por el Cementerio Metropolitano y Vice Norte por Real Plaza

adecuada comunicación entre ambas vías, esto se logrará con desvíos como se detalla en la **Figura 3.3.** Esto deberá aplicarse en todas las intersecciones de análisis.

3. Implementar 2 carriles de giro exclusivo a la izquierda, de 3 metros como mínimo de ancho. Idealmente, tendrían sensores para el accionamiento del tránsito.
4. Instalar una canalización para el giro a la derecha. La señalización puede ser de uso compartido para los que siguen recto. Las marcas viales horizontales deberán asignar un CEDA EL PASO.
5. Implementar 2 carriles de giro exclusivo a la izquierda, de 3 metros como mínimo de ancho. Idealmente, tendrían sensores para el accionamiento del tránsito.
6. La vía presenta un incorrecto alineamiento en el tramo de estudio, se recomienda mejorar dicho alineamiento para reducir las demoras; sin embargo, para este análisis no se tomará en cuenta ya que SYNCHRO no muestra una mejora sustancial al solucionar ese problema, el cual involucraría costos de expropiación y modificar toda la geometría. Esto se debe analizar en la fase de diseño geométrico del corredor completo.

Figura 3.3: Detalle en desvío hacia vía auxiliar**. Fuente:** Plano de señalización proyecto "Mejoramiento de la Av. Sánchez Cerro, tramo Av. Chulucanas- Av. Gullman"



El siguiente paso es determinar si se necesita implementar fases de giro en el semáforo o si los giros a la izquierda pueden ser efectuados junto con la fase para el flujo en sentido recto. Para ello se utiliza el criterio que propone la *Federal Highway Administration* (FHWA) de los EE. UU.

Ese criterio consiste en multiplicar el volumen de giro a la izquierda con el volumen conflictivo por carril del sentido contrario durante la hora punta. Si el producto cruzado resulta mayor a 50,000 entonces se recomienda que el semáforo cuente con una fase de giro a la izquierda. La **Tabla 3.1** muestra los resultados del producto cruzado e indica en amarillo las aproximaciones para las cuales se recomienda una fase de giro a la izquierda.

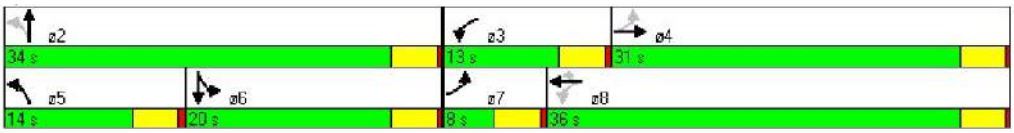
Tabla 3.1: Producto cruzado para determinar la necesidad de fases de giro en Intersección con Av. Vice. **Fuente:** Elaboración propia

Dirección	Volumen de giro a la izquierda	No. Carriles en sentido opuesto	Volumen en sentido opuesto	Volumen opuesto por carril	Producto cruzado
ESTE	131	2	831	415.5	54431

OESTE	328	2	827	413.5	135628
NORTE	391	2	261	130.5	51026
SUR	93	2	287	143.5	13346

La única aproximación que no requiere de uso de fases de giro es la de Vice Sur, que es el sentido menos transitado.

Figura 3.4: Diagrama de fases propuesto en intersección con Av. Vice



Mediante SYNCHRO se ha optimizado el ciclo semafórico el cual cuenta con 3 fases de giro exclusivo. Además, los tiempos de verde son compatibles con los volúmenes en hora punta, y debido a la variabilidad, se recomiendan el Tipo II Accionados por el tránsito y coordinado con las intersecciones cercanas, cuyo funcionamiento tendrá una explicación especial en el punto 3.6

3.2.2 Desempeño técnico

Con una correcta gestión del tránsito en las intersecciones, corrigiendo los problemas en señalización, semaforización y algunos cambios geométricos se logran mejoras notables y la comparación con la situación actual se presentan en la **Tabla 3.2.**

Tabla 3.2: Análisis de tránsito de las medidas recomendadas**. Fuente:** Elaboración propia

Parámetro	Situación actual	Propuesta 1
Nivel de servicio y demora global (seg)	**F (271.0)**	**C (21.3)**
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Este (seg)	F (342.6)	C (23.4)
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Oeste (seg)	F (287.6)	C (20.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Vice Norte (seg)	F (265.1)	B (16.7)
Longitud de colas - Av. Cáceres Este (giro a la izquierda)	208 m	26.6 m
Longitud de colas - Av. Cáceres Oeste	201 m	77 m
Longitud de colas - Av. Vice Norte	153 m	34.5 m
Velocidad media Av. Cáceres Este	10 km/hr	38 km/hr
Velocidad media Av. Cáceres Oeste	6 km/hr	29 km/hr

El Anexo II-A contiene el reporte completo del análisis de la propuesta en esta intersección.

El nivel de servicio global ha mejorado notoriamente, reduciendo las demoras en un 92.14%. Prácticamente las colas se han disipado en un 62% en el sentido Oeste y un 87% en el carril izquierdo del sentido Este. En Av. Vice se lograron resultados similares, consiguiendo así pasar de una velocidad promedio por sentido de 10 y 6 km/hr a 38 y 29 km/hr en el sentido Este y Oeste respectivamente.

Figura 3.5: Simulación propuesta 1 en SYNCHRO de la Av. Vice

Para determinar la longitud de los carriles de giro a la izquierda, deberá tenerse en cuenta no solo la longitud de las colas en el carril de giro, sino la longitud de las colas en el carril recto. Si el carril de giro a la izquierda es más corto la longitud de cola que se forma en el carril recto, entonces un conductor que desea girar a la izquierda en la intersección tendría que esperar detrás de la cola de autos en el carril recto para poder ingresar al carril de giro. En cambio, si el carril de giro se extiende más allá de la cola en el carril recto, el conductor podrá ingresar libremente al carril de giro y avanzar hasta la intersección.

Analizando el Anexo II de las tablas-reporte de SYNCHRO se puede concluir que la longitud necesaria sería[35]:

Av. Cáceres (Este): **86.2 m**
Av. Cáceres (Oeste): **77 m**
Av. Vice (Norte): **38 m**

3.3 Intersección con Av. Sullana

3.3.1 Medidas recomendadas

Debido al bajo nivel de servicio de esta intersección se han analizado las principales fallas que estarían ocasionando las demoras, buscando una óptima geometría y semaforización que aumenten la transitabilidad, de manera coordinada con el resto del corredor.

Respecto a la geometría, se rediseñará la canalización para que los vehículos que giran a la derecha desde la Av. Sullana hasta la Av. Cáceres lo hagan de una manera protegida y con mayor naturalidad. También se propondrán carriles de giro exclusivo a la izquierda, sobre todo en la aproximación Cáceres Oeste que se determinó como otra causa de la congestión.

Figura 3.6: Medidas recomendadas en intersección con Av. Sullana. **Fuente:** Elaboración propia

[35] Estas longitudes obedecen al análisis de tránsito con los volúmenes actuales y no considera las transiciones, las cuales deben diseñarse en otra fase del proyecto.

1. Replantear el diseño del ingreso al desvío canalizado para giro a la derecha de la Av. Sullana, de acuerdo con la Figura 2.17 y 2.18, ensanchando la sección para un carril exclusivo a la derecha, el carril del centro será de uso compartido para que los usuarios puedan optar por seguir de frente o ingresar al desvío, el carril de la izquierda quedará para los que siguen recto. La longitud del ensanchamiento se determinó con el análisis de tránsito[36] y es igual a 20 metros.
2. Análogamente, para proteger a los vehículos que realizan el giro a la derecha, la canalización deberá contar con un ensanche de carril adicional de aproximadamente 40 metros. Deberá contar, además, con una señal de CEDA EL PASO, tanto vertical como horizontal.
3. Debido al alto flujo vehicular que realiza el giro a la izquierda desde la Av. Sullana, sentido norte hacia la Av. Cáceres (355 vehículos por hora), se ha optado por esa distribución de carriles, teniendo en cuenta un solo carril para seguir recto, lo cual es suficiente para ese sentido.
4. Según el análisis de tránsito, el giro a la izquierda desde la Av. Cáceres Oeste es conflictivo y tomando en cuenta el criterio de volúmenes explicado en la intersección anterior, se necesita un carril de giro exclusivo a la izquierda de sólo 15 metros. Idealmente tendrán sensores para el accionamiento del tránsito
5. Para una mayor optimización, se puede optar por un carril de uso exclusivo a la izquierda en el otro sentido, para que los vehículos que quieran realizar dicha maniobra puedan esperar en él mientras completan el giro.
6. Rediseñar el ciclo semafórico para una operatividad óptima, que esté de acuerdo con los flujos vehiculares y cuente con fases de giro protegido, operando de manera coordinada con el resto de los semáforos.

El siguiente paso es determinar si se necesita implementar fases de giro en el semáforo o si los giros a la izquierda pueden ser efectuados junto con la fase para el flujo en sentido recto. Para ello se utiliza el criterio que propone la *Federal Highway Administration* (FHWA) de los EE. UU.

Ese criterio consiste en multiplicar el volumen de giro a la izquierda con el volumen conflictivo por carril del sentido contrario durante la hora punta. Si el producto cruzado resulta mayor a 50,000 entonces se recomienda que el semáforo cuente con una fase de giro a la izquierda. La **Tabla 3.3** muestra los resultados del producto cruzado e indica en amarillo las aproximaciones para las cuales se recomienda una fase de giro a la izquierda.

Tabla 3.3: Producto cruzado para determinar la necesidad de fases de giro exclusivo a la izquierda.

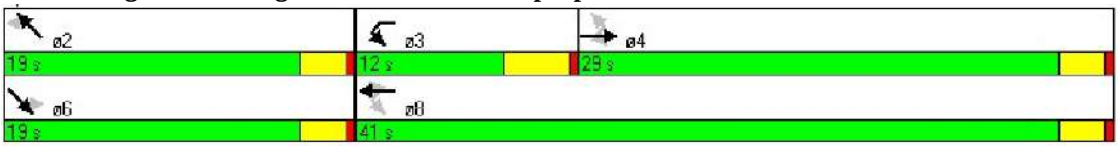
Dirección	Volumen de giro a la izquierda	No. Carriles en sentido opuesto	Volumen en sentido opuesto	Volumen opuesto por carril	Producto cruzado
ESTE	33	2	847	423.5	13976
OESTE	228	2	839	419.5	95646
NORTE	355	2	88	44	15620
SUR	83	2	86	43	3569

Fuente: Elaboración propia

[36] El reporte SYNCHRO de la Propuesta 1 se encuentra en el Anexo II

El producto cruzado nos indica que la única aproximación que necesita fase de giro exclusivo a la izquierda es la Av. Cáceres en Sentido Oeste, por lo tanto, se propone el siguiente ciclo semafórico optimizado en SYNCHRO:

Figura 3.7: Programación semafórica propuesta en intersección con Av. Sullana.



Fuente: Elaboración propia

Los semáforos serán el Tipo II Accionados por el tránsito y coordinados en todo el corredor de estudio. El funcionamiento tendrá una explicación especial en el punto 3.6.

3.3.2 Desempeño técnico

Gracias a las mejoras planteadas se ha logrado un nivel de servicio excelente con una demora mínima. A continuación, se comparan los resultados con la situación actual:

Tabla 3.4: Análisis del tránsito de las medidas recomendadas en intersección con Av. Sullana.
Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Situación actual	Propuesta 1
Nivel de servicio y demora global (seg)	**F (90.3)**	**B (10.8)**
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Este (seg)	C (32.4)	B (12.4)
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Oeste (seg)	F (223.9)	A (6.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Sullana Norte (seg)	B (15.8)	B (12.6)
Longitud de colas - Av. Cáceres Este	123 m	57.6 m
Longitud de colas - Av. Cáceres Oeste	156 m	12.1 m

El Anexo II-A contiene el reporte completo del análisis en esta intersección.

El nivel de servicio con las mejoras propuestas es B, pero con una demora de 10.8 segundos, y teniendo en cuenta que el límite entre A y B es 10 segundos, se podría considerar como A, lo cual es excelente para ser una intersección semaforizada. Así mismo, las demoras globales se han reducido en un 88%. Las colas en el sentido Este disminuyeron un 53% y en el otro sentido, gracias al carril y fase exclusiva, se redujeron las colas en 92%.

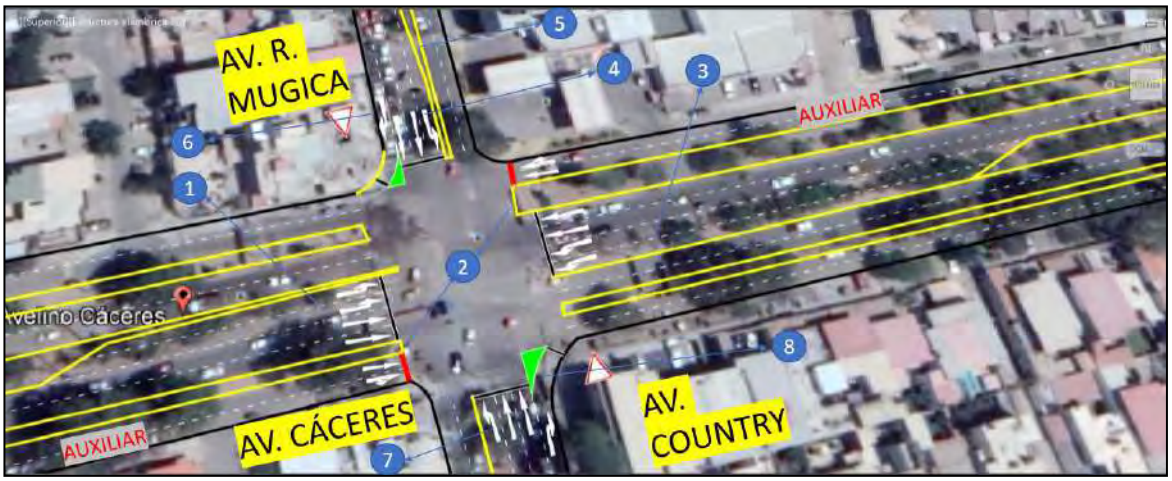
Figura 3.8: Simulación INFRAWORKS de las mejoras planteadas en intersección con Av. Sullana.
Fuente: Elaboración propia

3.4 Intersección con Av. Ramón Mugica/Country

3.4.1 Medidas recomendadas

Esta intersección es una de las más complicadas del análisis por el alto flujo vehicular que gira a la izquierda en ambos sentidos de la Av. Cáceres, además la Av. Ramón Mugica y Country tienen un considerable volumen que sigue recto; sin embargo la geometría de la intersección y sobre todo, la programación de semáforos no están preparados para recibir dicha demanda, por tanto, una vez identificados los problemas, se propondrán soluciones para cada uno de ellos, teniendo en cuenta una vista satelital para ver si es factible añadir ciertos carriles de giro en las aproximaciones.

Figura 3.9: Medidas recomendadas en intersección con Av. Country/Ramón Mugica.
Fuente: Elaboración propia.



1. Actualmente existe un carril de giro a la izquierda en el sentido Este; sin embargo, el flujo amerita 2 carriles para dicha maniobra, que funcionará adecuadamente con una fase exclusiva en el ciclo semafórico. La longitud[37] de estos carriles, según el análisis de tránsito, debe ser aproximadamente de 83 metros. Idealmente contarán con censores para el accionamiento del tránsito. (Ver **Figura 3.10**)
2. La asignación de carriles en cada sentido de la vía principal debe mantener dos carriles para seguir recto, el giro a la derecha deberá hacerse desde la vía auxiliar, para lo cual se necesitan desvíos en ambas aproximaciones como en la **Figura 3.3.** Esta medida deberá ser acompañada con la respectiva señalización y fiscalización.
3. Análogamente en el sentido Oeste, se requerirán 2 carriles de giro a la izquierda con una longitud aproximada de 58 metros. Idealmente contarán con sensores para el accionamiento del tránsito.
4. Adecuar la aproximación de la Av. Ramón Mugica para que entren 4 carriles, lo cual según la imagen sí es posible, eliminando parte del separador central y ampliando calzada unos centímetros más a la derecha, hasta llegar al límite según las normas vigentes para velar por el bienestar de los usuarios. La Av. Ramón Mugica no cambiará su sección transversal típica de 2 carriles, se mantendrán y llegarán a la intersección con 4, usando una debida transición para carriles de giro. El ensanche deberá ser común para ambos carriles, con una longitud igual a 65 metros, según el análisis de tránsito (Ver **Figura 3.11**). Seguirán dos carriles para

[37] La longitud de estos carriles de giro no incluye transición, la cual deberá añadirse al resultado mostrado.

seguir recto, uno de giro libre a la izquierda y el otro para un giro canalizado a la derecha.

5. Cerrar el separador central en esa zona, debido a su proximidad a la intersección.
6. Canalizar[38] el giro a la derecha, según la recomendación 4. Añadir señalización horizontal y vertical de CEDA EL PASO.
7. De igual manera como en el acceso Country, acondicionar el acceso para que puedan entrar 4 carriles. La longitud del ensanche, sin contar la transición, deberá ser de 90 metros.
8. Canalizar el giro a la derecha, según la recomendación 7. Añadir señalización horizontal y vertical de CEDA EL PASO.
9. Replantear el ciclo semafórico en esta intersección
10. Prohibir el paradero del transporte público en la vía auxiliar Oeste de la Av. Cáceres, debido a que dicho giro a la izquierda causa desorden. Además, no podrán detenerse tampoco en el acceso a la Av. Country ya que reducen la capacidad a 1 solo carril e interrumpen el tránsito. Se deben trasladar a la esquina siguiente.
11. En la aproximación de la Av. Country, a la altura de las tiendas "Maxi", no existe un paradero señalizado para los taxistas, este se debería eliminar para aumentar la capacidad de la vía y trasladarlos a la calle transversal más cercana.

Figura 3.10: Transición para carriles de giro en aproximación de la Av. Cáceres.

Figura 3.11: Ensanche propuesto para las aproximaciones en Av. Ramón Mugica/Country

[38] En caso se demuestre que no hay espacio para la canalización, se puede optar por dejar un carril de uso exclusivo a la derecha no canalizado.

El siguiente paso es determinar si se necesita implementar fases de giro en el semáforo o si los giros a la izquierda pueden ser efectuados junto con la fase para el flujo en sentido recto. Para ello se utiliza el criterio que propone la *Federal Highway Administration* (FHWA) de los EE. UU.

Ese criterio consiste en multiplicar el volumen de giro a la izquierda con el volumen conflictivo por carril del sentido contrario durante la hora punta. Si el producto cruzado resulta mayor a 50,000 entonces se recomienda que el semáforo cuente con una fase de giro a la izquierda. La **Tabla 3.5** muestra los resultados del producto cruzado e indica en amarillo las aproximaciones para las cuales se recomienda una fase de giro a la izquierda.

Tabla 3.5: Producto cruzado para evaluar la necesidad de fases de giro a la izquierda en intersección con Av. Ramón Mugica/Country. Fuente: Elaboración propia.

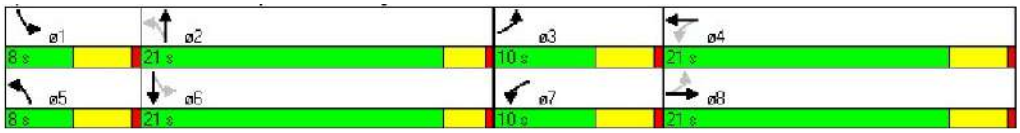
Dirección	Volumen de giro a la izquierda	No. Carriles en sentido opuesto	Volumen en sentido opuesto	Volumen opuesto por carril	Producto cruzado
ESTE	369	2	669	334.5	123431
OESTE	361	2	790	395	142595
NORTE	103	2	843	421.5	43415
SUR	109	2	738	369	40221

La **Tabla 3.5** que se necesita con urgencia fases de giro exclusivo a la izquierda en los dos sentidos de la Av. Cáceres. Las otras aproximaciones no lo ameritan actualmente; sin embargo, el valor del producto cruzado obtenido es muy cercano a 50000, por tanto, se tomará esta excepción para colocar un giro de fase exclusiva en todas las aproximaciones de esta intersección para futuras eventualidades.

El ciclo semafórico es un gran problema que causa congestión, debido a que cuenta con tiempos de verde, totalmente incompatibles con los flujogramas, dándole cerca de 75 segundos de rojo a la Av. Cáceres, generando muchas colas.

El ciclo óptimo resultó uno de 60 segundos, contando con fases de giro exclusivo a la izquierda. El semáforo será del Tipo II Accionados por el tránsito y coordinado con las otras intersecciones. Dicha tecnología será explicada de manera especial en el punto 3.6.

Figura 3.12: Programación de semáforos propuesta en intersección con Av. Ramón Mugica. Fuente: Elaboración propia.



3.4.2 Desempeño técnico

Con una correcta gestión del tránsito en las intersecciones, corrigiendo los problemas en señalización, semaforización y algunos cambios geométricos se logran mejoras notables y la comparación con la situación actual se presentan en la **Tabla 3.6.**

Tabla 3.6: Análisis de tránsito de las medidas recomendadas en intersección con Av. Ramón Mugica/Country. Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Situación actual	Propuesta 1
Nivel de servicio y demora global (seg)	**F (258.9)**	**C (20.6) ***
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Este (seg)	F (229.1)	C (21.0)
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Oeste (seg)	F (85.4)	C (22.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Country, giro a la izquierda (seg)	F (283.7)	B (18.8)
Nivel de servicio y demora - Av. Country, sentido recto (seg)	E (64.6)	B (18.8)
Nivel de servicio y demora - Av. Ramón Mugica	F (589.3)	B (19.8)
Longitud de colas - Av. Cáceres Este	282 m	82.8 m
Longitud de colas - Av. Cáceres Oeste	228 m	85 m
Longitud de colas - Av. Country (giro a la izquierda)	127 m	16.9 m
Longitud de colas - Av. Ramón Mugica	267 m	52.5 m
Velocidad media Av. Ramón Mugica	1 km/hr	28 km/hr

El Anexo II-A contiene el reporte completo del análisis en esta intersección.

*Se puede considerar un NDS B

Esta solución reduce las demoras globales en un 92%, logrando un nivel de servicio “C” que se puede considerar como “B” debido a que el límite entre estas dos calificaciones es 20 seg/veh.

No solo beneficia a la Av. Cáceres, sino también a las aproximaciones restantes. Un claro ejemplo es la Av. Ramón Mugica, donde se ha pasado de una demora de F (589.3) a una de B (19.8) lo cual significa una reducción del 96%. También la longitud de colas estimada, según SYNCHRO, se redujeron en 64% para la Av. Cáceres y 68% en Av. Ramón Mugica. La velocidad promedio con las mejoras planteadas, está pasando de 1 a 28 km/hr, dando una mayor fluidez, tal como se puede observar en la simulación de SYNCRHO. Debido a que en este software no se pueden agregar vías auxiliares sin cambiar toda la geometría, se ha asumido el giro a la derecha en la vía principal como un carril adicional, pero en la realidad funcionaría como lo explicado en la recomendación 2.

Figura 3.13: Simulación SYNCHRO de las medidas recomendadas en intersección con Av. Ramón Mugica/Country. Fuente: Elaboración propia

3.5 Intersección con Calle San Ramón

3.5.1 Medidas recomendadas

Esta intersección cuenta con una congestión importante que ya ha sido analizado en el capítulo anterior, y se comprobó que la demanda vehicular que entra y sale por la Calle San Ramón ha vencido su capacidad y sería el principal problema; sin embargo, esto es solucionable con una adecuada gestión del tránsito, por tanto, necesitamos una vista satelital para discutir la factibilidad de realizar algunos cambios en la geometría.

Figura 3.14: Medidas recomendadas en intersección con Calle San Ramón.
Fuente: Elaboración propia

1. Implementar un carril de giro a la izquierda en el sentido Este, de 60 metros aproximadamente. Idealmente contarían con sensores para el accionamiento del tránsito.
2. Actualmente existe un carril de giro a la izquierda en el sentido Oeste; sin embargo, debido al flujo vehicular proveniente que realiza el giro, se necesitan 2 carriles para hacer dicha maniobra. La longitud de ensanche deberá ser de 45 metros, según el análisis de tránsito.
3. Tal como se ha recomendado en todo el corredor, el giro a la derecha deberá hacerse desde la vía auxiliar y dejar dos carriles para el sentido recto en ambos sentidos de la vía principal.
4. Se puede aprovechar el área destinado a estacionamiento del Colegio Santa María como uso de un segundo carril para dicho acceso, el cual es necesario ya que es la falta de capacidad es el principal problema que ocasiona la congestión. Se debe analizar, además, la necesidad del diseño de una confluencia para continuar con 1 solo carril o seguir con dos carriles hasta la siguiente intersección.
5. Con el área ganada en el estacionamiento y unos metros de áreas verdes a la derecha, se puede generar una sección transversal que cuente con un carril de giro libre a la derecha. La longitud de ensanche será la mínima necesaria, 43 metros.
6. Actualmente la aproximación de la Calle San Ramón (Gobierno Regional) es de 2 carriles (1 por cada sentido); sin embargo, se puede adaptar la sección transversal, ganando espacio con las áreas verdes de PROSEGUR para añadir un carril de giro a la derecha, el cual será de uso compartido para quienes siguen recto. La longitud de

ensanche será la mínima necesaria, 60 metros. Antes del ensanche, la Calle San Ramón mantendrá su sección típica de 2 carriles.

7. Replantear el ciclo semafórico de este semáforo, el cual deberá ser accionado por el tránsito, coordinado con el resto del corredor y con tiempos optimizados.

El siguiente paso es determinar si se necesita implementar fases de giro en el semáforo o si los giros a la izquierda pueden ser efectuados junto con la fase para el flujo en sentido recto. Para ello se utiliza el criterio que propone la *Federal Highway Administration* (FHWA) de los EE. UU.

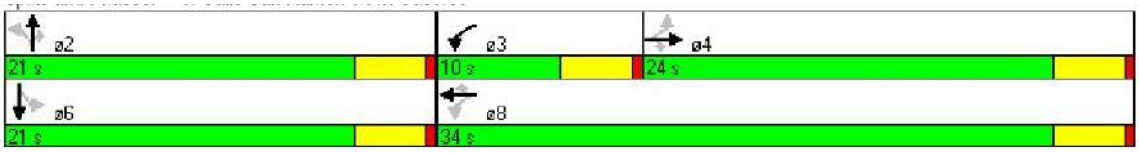
Ese criterio consiste en multiplicar el volumen de giro a la izquierda con el volumen conflictivo por carril del sentido contrario durante la hora punta. Si el producto cruzado resulta mayor a 50,000 entonces se recomienda que el semáforo cuente con una fase de giro a la izquierda. La **Tabla 3.7** muestra los resultados del producto cruzado e indica en amarillo las aproximaciones para las cuales se recomienda una fase de giro a la izquierda.

Tabla 3.7: Producto cruzado para evaluar la necesidad de fases de giro a la izquierda en intersección con Calle San Ramón. Fuente: Elaboración propia

Dirección	Volumen de giro a la izquierda	No. Carriles en sentido opuesto	Volumen en sentido opuesto	Volumen opuesto por carril	Producto cruzado
ESTE	81	2	899	449.5	36410
OESTE	272	2	844	422	114784
NORTE	82	1	195	195	15990
SUR	147	2	183	91.5	13451

La **Tabla 3.7** indica que es necesario implementar una fase de giro a la izquierda en el sentido Oeste de la Av. Cáceres, donde se han instalado dos carriles de giro exclusivo, los cuales deberán con sensores para acortar, alargar o incluso, omitir dicha fase. El funcionamiento de esta semaforización se analizará a mayor detalle en el punto 3.6. El ciclo semafórico quedaría de la siguiente manera:

Figura 3.15: Programación semafórica propuesta en intersección con Calle San Ramón. Fuente: Elaboración propia



3.5.2 Desempeño técnico

El aumento de la capacidad del acceso a la Calle San Ramón, las modificaciones geométricas en la Av. Cáceres, la gestión del tránsito y el replanteo semafórico hacen un excelente trabajo para eliminar la congestión, de manera coordinada con la intersección anterior. El NDS global resultó siendo B, lo cual es mucho mejor del actual y vale la pena, a pesar de las modificaciones realizadas en esta intersección. El desempeño técnico comparado con la situación actual se detalla en la **Tabla 3.8**:

Tabla 3.8: Análisis de tránsito de las medidas recomendadas en intersección con Calle San Ramón. Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Situación actual	Propuesta 1
Nivel de servicio y demora global (seg)	**F (210.3)**	**B (16.2)**
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Este (seg)	F (169.9)	C (20.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Oeste, giro a la izquierda	F (572.3)	A (9.4)
Nivel de servicio y demora - Calle San Ramón Norte	F (287.2)	B (18.9)
Nivel de servicio y demora - Calle San Ramón Sur	F (470.7)	C (23.6)
Longitud de colas - Av. Cáceres Este	253 m	61 m
Longitud de colas - Av. Cáceres Oeste, giro a la izquierda	131 m	12 m
Longitud de colas - Calle San Ramón Norte	215 m	59 m
Longitud de colas - Calle San Ramón Sur	223 m	42 m
Velocidad media intersección	3 km/hr	28 km/hr

El Anexo II-A contiene el reporte completo del análisis en esta intersección.

El análisis de tránsito de SYNCHRO nos muestra que con la propuesta se han reducido las demoras globales en un 92%. Específicamente, el giro a la izquierda del sentido Oeste tenía un NDS F (572.3) y se mejoró con los carriles de giro, pasando a un NDS A (9.4) lo cual es la mejor calificación en materia de análisis operacional, lo que significó una disminución en las demoras del 98%.

Esta propuesta no sólo beneficia a la Av. Cáceres, sino también a su intersección. En la Calle San Ramón había una demora de 471 segundos y se logró pasar a sólo 23.6 segundos, disminuyéndola en un 95%. Respecto a las colas, en la Av. Cáceres, se redujeron en un 76% y 73% en la Calle San Ramón.

La velocidad promedio en las 4 aproximaciones ha incrementado 9.3 veces su estado inicial, lo cual genera fluidez en toda la intersección y se puede observar en la simulación de la **Figura 3.16**.

Figura 3.16: Simulación del tránsito de las medidas recomendadas en intersección con Calle San Ramón. Fuente: Elaboración propia.

3.6. Tecnología de la semaforización propuesta

3.6.1. Comentarios acerca de la semaforización actual[39]

El Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras, el cual es emitido por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), dedica su Capítulo 6 completo a normar el diseño y la instalación de semáforos. Es la orden del MTC que todo semáforo que se instale en el territorio nacional debe cumplir con las normas descritas en el manual al pie de la letra.

Las normas contenidas en el mencionado manual tienen como finalidad mantener la uniformidad en todo aspecto (color, forma, tamaño, diseño, etc.) de las señales de tránsito, de los semáforos, de las marcas en el pavimento, y todo dispositivo que regule el tránsito y/o brinde información relevante para los usuarios de las vías. La importancia de muchas normas radica en mantener una red vial segura y que no sea peligrosa para la vida ni la integridad física de sus usuarios. A pesar de ello, en Piura, y en todo el país existen instalaciones que han sido diseñadas incumpliendo las normas establecidas por el MTC, y poniendo en peligro la vida de las personas que utilizan las vías y, en muchos casos causando accidentes.

Al margen del incumplimiento de algunas normas, la programación actual es sumamente ineficiente. Utiliza una tecnología anacrónica e inaceptable para una ciudad del siglo XXI. La ineficiencia de estos semáforos causa congestión, grandes pérdidas de tiempo, consumo innecesario de gasolina y generación excesiva de emisiones contaminantes. Todo esto podría evitarse fácilmente si se instalasen semáforos del tipo que se vienen utilizando en otros países desde hace más de 50 años, como son los accionados por el tránsito.

3.6.1.1. Tiempo de despeje (luz ámbar + todo rojo)

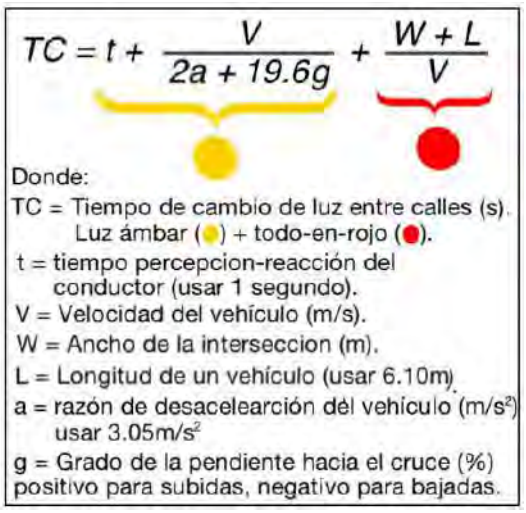
El tiempo de despeje en un semáforo es un aspecto de suma importancia para la seguridad vial. Un tiempo de despeje muy corto podría causar que un conductor no reaccione a tiempo para detener su vehículo antes de entrar a la intersección. Cuando esto ocurre las consecuencias son accidentes frecuentes que pueden tener resultados fatales. Por otro lado, un tiempo muy largo incitaría a los conductores a no hacer caso a la luz ámbar, lo cual también tendría consecuencias graves. Es responsabilidad del ingeniero de tránsito asegurar que el tiempo de despeje en un semáforo se el adecuado ya que su falla en hacerlo podría causar accidentes, daños materiales, daños personales y pérdidas humanas. Por tal motivo en la ingeniería de tránsito se realizan constantemente estudios de investigación para desarrollar pautas que ayuden a determinar la duración adecuada de la luz ámbar de una manera metódica, científica, y uniforme bajo diferentes circunstancias.

Con respecto al cálculo de la luz ámbar, el *Institute of Transportation Engineers (ITE)* recomienda que se tenga en cuenta la velocidad a la que transitan los vehículos en la vía, la pendiente de la vía al acercarse a la intersección, el tiempo de reacción de los conductores, el coeficiente de fricción del pavimento, entre otros factores. Así mismo recomienda que opcionalmente, luego de la luz ámbar, se implemente un periodo corto durante el cual todos los semáforos en la intersección muestran luz roja al cual llamamos periodo todo-rojo. Para tal periodo también se recomienda que se tomen factores como la velocidad y el

[39] Asociación Cruzada Vial (2015). "*Evaluación de la Ingeniería de Tránsito Aplicada en el Proyecto IVD Benavides."*

ancho de la intersección, esto permitirá que, si un vehículo queda atrapado en la intersección en rojo, podrá salir sin ningún peligro causado por los otros accesos.

Figura 3.17: Fórmula para el cálculo del tiempo de despeje en semáforos. Fuente: ITE



Tanto el ITE como el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito del MTC indican que la duración de la luz ámbar debe ser 3 segundos como mínimo, lo cual es violado en la situación actual e implementado en la propuesta, velando por la seguridad de los peatones y conductores. En la simulación se ha considerado un volumen de 400 peatones por hora.

3.6.1.2. Cuentas regresivas en semáforos vehiculares

Los semáforos de la situación actual (así como muchos instalados en Piura, incluso en proyectos en ejecución) incluyen señales que muestran a los conductores una cuenta regresiva del tiempo que falta para que el semáforo cambie de color. Las cuentas regresivas se muestran en todas las direcciones del semáforo y muestran cuanto tiempo falta para que el semáforo cambie de rojo a verde, de verde a ámbar y de ámbar a rojo.

El indicador de cuenta regresiva para semáforos no está contemplado en el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito automotor del MTC. Al no contemplarse en el manual, significa que no existen especificaciones técnicas que indiquen de qué color deben ser, de qué tamaño, cuántos deben colocarse, si deben colocarse para todas las calles de una intersección o sólo la principal, ni bajo qué circunstancias debe colocarse y bajo qué otras no. No se ha normado el uso de indicadores de cuenta regresiva y por lo tanto es ilegal su instalación en la vía pública.

Si la ilegalidad de dicho dispositivo no fuese suficiente, cabe señalar que su uso es altamente peligroso pues modifica el comportamiento de los conductores de una manera que no ha sido considerada en la elaboración de las fórmulas que determinan diversos aspectos de la programación del semáforo. Por ejemplo, en el cálculo del tiempo de despeje, visto en la **Figura 3.17**.

Dicha fórmula contiene una variable “t” que representa el tiempo de percepción-reacción del conductor que generalmente se asume 1 segundo. Este valor ha sido obtenido luego de innumerables estudios y recolección de data y es motivo de revisión constante por parte del ITE y demás instituciones que se dedican a investigar temas de seguridad vial. Cuando se

colocan cuentas regresivas en los semáforos, el tiempo de percepción y reacción de los conductores varía enormemente y no es posible utilizar un valor que represente al comportamiento de la mayoría.

El uso de cuentas regresivas en los semáforos, en conjunto con una luz ámbar demasiado corta, como la de la situación actual, es una combinación extremadamente peligrosa. No cabe duda de que una gran cantidad de accidentes ocurridos en el Perú, muchos de ellos con consecuencias fatales, han sido causados por la combinación de estos factores.

No es casualidad que las cuentas regresivas en semáforos para vehículos no sean utilizadas nunca en los países con niveles bajos de fatalidades en accidentes de tránsito y con un buen control sobre la gestión del tránsito urbano. (Ver **Figura 3.18**)

Figura 3.18: Ejemplo de intersección semaforizada sin cuentas regresivas en EE. UU.
Fuente: https://www.anuevayork.com/conducir-estados-unidos-consejos/

Además de violar la norma del MTC y de ser potencial causa de accidentes y fatalidades, la cuenta regresiva en un semáforo solo puede funcionar en semáforos tecnológicamente obsoletos. En un semáforo moderno, el tiempo asignado a cada movimiento vehicular varía constantemente y el tiempo real, por lo que sería imposible mostrar cuentas regresivas. La presencia de una cuenta regresiva es un indicador de que el semáforo está programado con tiempos fijos, probablemente con solo 2 fases, y que no tiene capacidad de modificar su programación de acuerdo con el estado del tránsito.

Por lo tanto, además de ser ilegal y peligroso, un semáforo que muestra cuentas regresivas es extremadamente ineficiente para lograr un tránsito fluido y, por el contrario, contribuya a la congestión vehicular.

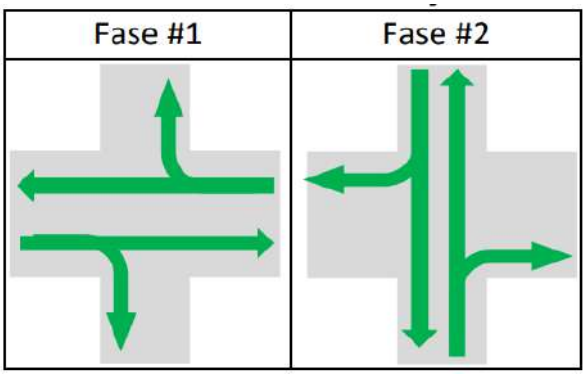
3.6.1.3. Diagrama de fases

Se denomina fase de un semáforo a la combinación de indicadores ópticas que dan pase al flujo vehicular en un sentido o giro y que detienen el tránsito para los otros movimientos. El semáforo más básico posible y el actual en el corredor de estudio, tiene dos fases; la fase #1 le da luz verde a la calle principal en ambos sentidos y muestra luz roja para la calle

secundaria, y la fase #2 le da luz verde a la calle secundaria y roja a la principal (Ver **Figura 3.19**).

Un semáforo de dos fases funcionaría bien en intersecciones donde hay poco volumen vehicular y/o donde los vehículos no necesitan hacer giros a la izquierda, lo cual no es el caso en las intersecciones de estudio.

Figura 3.19: Movimientos en un semáforo de dos fases. **Fuente:** Asociación Cruzada Vial (2015). "*Evaluación de la Ingeniería de Tránsito Aplicada en el Proyecto IVD Benavides."*



3.6.2. Propuesta técnica

Para que los semáforos dentro del Corredor Vial Av. Cáceres contribuyan a mantener un tránsito fluido y minimicen las demoras, debe implementarse semáforos con capacidad para más de 2 fases y se debe tener detectores vehiculares en los carriles de giro a la izquierda y en las calles secundarias. La detección vehicular asegura que no se le otorgue más tiempo del necesario a una fase que no lo requiere en ese momento, y se redistribuye el tiempo a las otras fases que sí lo requieren.

A pesar de que pareciera novedoso, la tecnología requerida para implementar detección vehicular en un semáforo existe y se aplica en otros países hace más de 50 años. El equipo que requiere un semáforo accionado por el tránsito es prácticamente idéntico al que se utiliza para activar las garitas automáticas de las entradas al aeropuerto, en centros comerciales y en estacionamientos privados.[40]

Un controlador de semáforo típico permite programar hasta ocho fases. SYNCHRO puede analizar y optimizar semáforos accionados por el tránsito en todas las fases de un semáforo.

Una intersección en donde existen muchos giros a la izquierda en uno o en todos los sentidos se beneficia enormemente cuando se implementa este sistema. Las Figuras 3.20 y 3.21 muestra la asignación típica de las fases con los movimientos controlados por el semáforo. Las ocho fases pueden programarse secuencialmente, es decir, para que aparezca una luego de otra, pero no es eficiente hacerlo de esa manera. Normalmente a cada fase se le asigna un solo movimiento como se muestra en las Figuras 3.20 y 3.21. El semáforo

[40] Asociación Cruzada Vial (2015). "*Evaluación de la Ingeniería de Tránsito Aplicada en el Proyecto IVD Benavides."* Lima

luego combina las fases que no entran en conflicto y así maximiza el número de vehículos que atraviesan la intersección.[41]

Figura 3.20: Movimientos de un semáforo de ocho fases. **Fuente:** Asociación Cruzada Vial (2015). "*Evaluación de la Ingeniería de Tránsito Aplicada en el Proyecto IVD Benavides."*

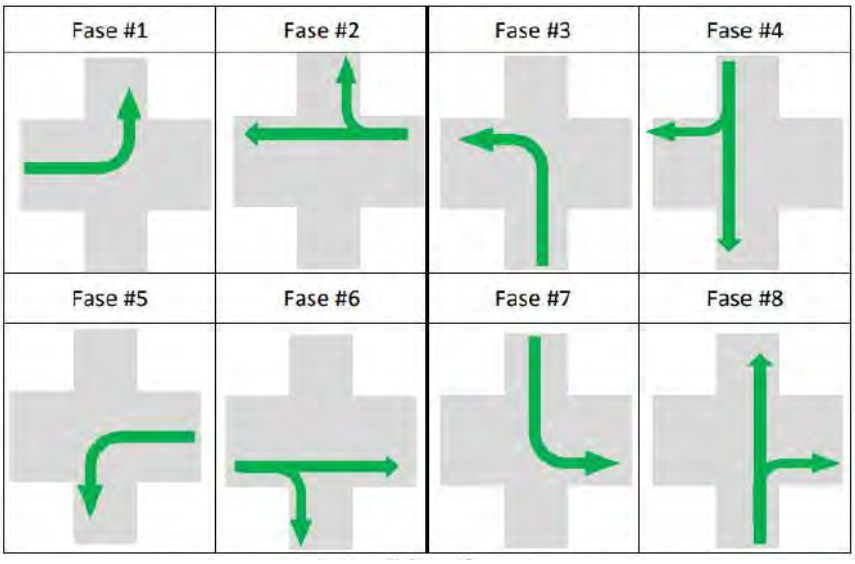
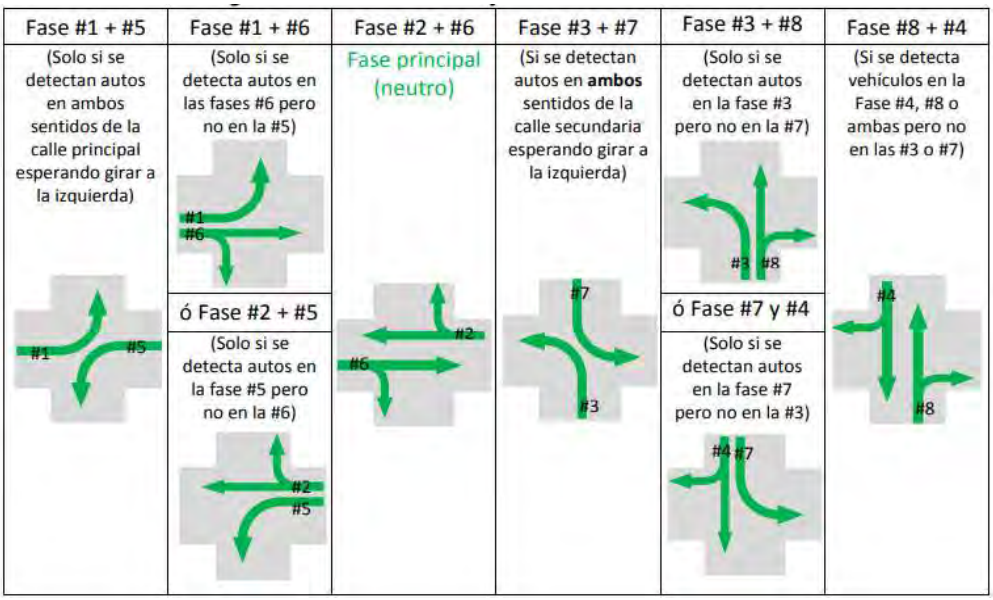


Figura 3.21: Fases de un semáforo con detección vehicular. **Fuente:** Asociación Cruzada Vial (2015). "*Evaluación de la Ingeniería de Tránsito Aplicada en el Proyecto IVD Benavides."*



La combinación y secuencia óptima de fases para un semáforo con detección vehicular de giros a la izquierda y en la calle secundaria es la que se muestra en la Figura 3.21. Cada columna en la figura ocurra después de la anterior si se cumple la condición descrita en el paréntesis. Si la condición no se cumple, entonces se evalúa la condición de la siguiente columna y así sucesivamente.

Es evidente, que un sistema de dos fases es circular simple y el semáforo no responde a la variabilidad de la demanda. El sistema propuesto tiene puntos decisión regidos por

[41] Asociación Cruzada Vial (2015). "*Evaluación de la Ingeniería de Tránsito Aplicada en el Proyecto IVD Benavides."* Lima

condicionales, funcionando casi mecánicamente. No estamos hablando de "semáforos inteligentes", sino es el Tipo II conocidos como accionados por el tránsito que se usan hace medio siglo alrededor del mundo, y que, por su puesto, están regulados en las normas del MTC. Lamentablemente en Piura y en el Perú estamos muy lejos de operarlos, por lo que sería una gran alternativa para empezar a ordenar nuestras principales arterias.

a) Funcionamiento de los semáforos accionados por el tránsito[42]

El control recomendado para estas intersecciones es el Semi-accionado, donde algunas fases (giros a la izquierda y calle secundaria) se activan a través de la unidad de control dentro del semáforo. El detalle se puede encontrar en el Anexo II del reporte de SYNCHRO para cada intersección de manera específica.

Los detectores por instalarse son dispositivos capaces de registrar variables del tránsito tales como, volumen, velocidad, presencia de vehículos, sentido de circulación, tipo de tránsito, intervalos o brechas, y otros.

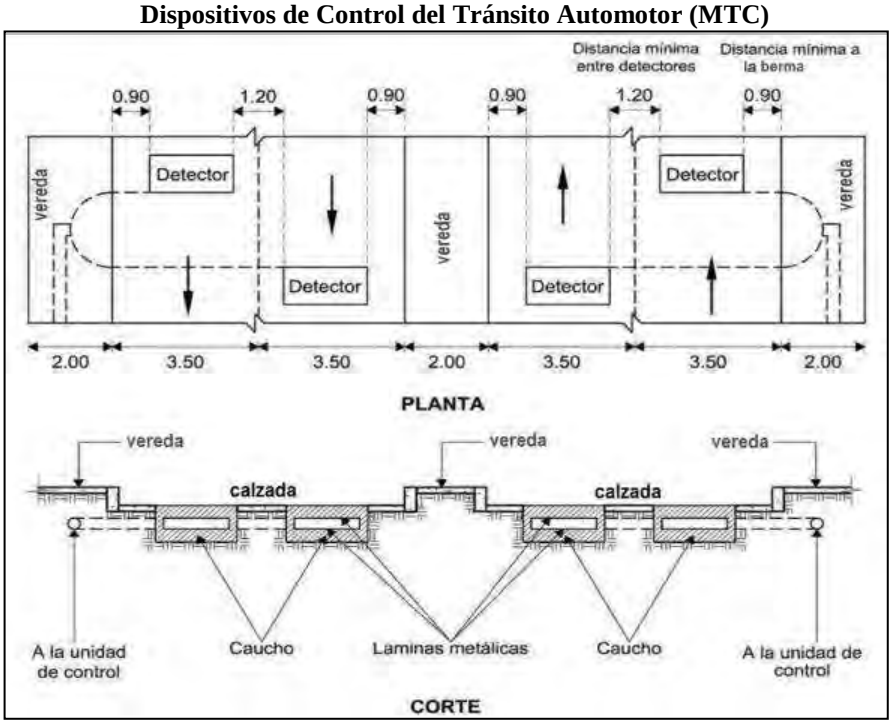
Pueden estar empotrados en el pavimento o en su base, ser fijados a la superficie de un pavimento, también pueden colocarse en la calzada o a un costado de la vía.

Los detectores de uso común para semáforos accionados por el tránsito son de presión, magnéticos y video-detección.

Los detectores de presión se instalan en la calzada y funcionan mediante presión ejercida por las ruedas del vehículo en marcha, pero resultan inoperativas si el vehículo se detiene.

En la **Figura 3.22** se muestra un ejemplo de ubicación transversal de detectores de presión.

Figura 3.22: Ejemplo de ubicación transversal de detectores de presión. Fuente: Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor (MTC)



[42] Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para calles y carreteras, MTC

Los detectores magnéticos se instalan en la calzada son accionados por la detección de un campo magnético causado por el paso de un vehículo y son de los tipos compensados y no compensados; ambos tipos funcionan aun con vehículos estacionados en la zona de influencia.

Los detectores de video-detección son accionados por cámaras de detección, y son los que en la actualidad destacan por su versatilidad y precisión, los cuales además de servir para el control automático del tránsito vehicular apoyan en aspectos de seguridad vial

Figura 3.23: Ejemplo de semáforo accionado por el tránsito con video-detección usado en una vía principal en EE. UU. Fuente: *A.C. City Equipment*

Existen muchas empresas en el mercado internacional que se encargan de producir estos tipos de detección. De las más avanzadas del sector son producidas por la empresa *A.C. City Equipment* (San Diego, EE.U.U.), y el producto se llama *RZ-4 Advanced WDR (RZ-4 AWDR).* Los beneficios y alcances están disponibles en la ficha técnica del producto[43]

La Figura **3.24** muestra algunas especificaciones técnicas de este producto:

Figura 3.24: Ficha técnica de *RZ-4 Advanced WDR (RZ-4 AWDR).* Fuente: *A.C. City Equipment*

Procesador de imágenes	811 x 508 píxeles efectivos
	Mínimo de 540 líneas de TV
	Balance de blanco automático
	Relación señal/ruido >50 dB
	Rango dinámico >100 dB
	0,003 lux de capacidad
	Reducción de ruidos 3D-DNR
Lente	Lente de longitud focal y foco ajustable en la parte
	posterior de la carcasa para obtener un campo
	visual horizontal que va desde los 4,5° de área de
	visualización mínima hasta los 48° de área de
	visualización máxima
	Ampliación de 12 x
Foco	Ajustable/foco automático
Conexiones	Conexión de tipo de bloqueo terminal
Descripción física	
Dimensiones	43,2 cm (17") de largo x 12,7 cm (5") de diámetro
	(sin el soporte para montar)
Peso	2,6 kg (5,7 lb) con cámara, lentes y usando parasol y
	soporte para montar
Entorno	
Temperatura	De –35 °C a 74 °C (–31 °F a 165 °F)
Humedad	De 0 % a 100 %
Vibración	0,5 G, 3 ejes, 5-30 Hz
Impacto	10 G en los 3 ejes
Potencia	
Estándar	115/230 V de CA (5 W típica, 25 W máx.) 50/60 Hz
Calentador	Óxido de indio y estaño, potencia proporcional

[43] Link de consulta: http://www.accityequipment.com/index.php?sec=video_deteccion

b) Coordinación de semáforos[44]

Otro punto importante por considerar para el diseño de una red vial es la coordinación de semáforos, sobre todo en intersecciones próximas entre sí, como es el caso de la Av. Cáceres. SYNCHRO permite optimizar y sincronizar los semáforos del sistema y los parámetros técnicos de coordinación se encuentran en el Anexo II donde se puede ver a detalle el tipo de coordinación para cada intersección.

Los sistemas coordinados pueden, o no, estar sujetos a un control maestro. En caso de existir, la interconexión puede lograrse mediante cables o radios. En los controles locales de estos sistemas, se emplean motores de sincronización o de inducción, o bien, dispositivos electrónicos del tiempo.

En general, los semáforos de tiempo fijo dentro de un radio de 400 metros y que regulan las mismas condiciones de tránsito, deben funcionar coordinadamente. Aún a distancias mayores, pueden resultar convenientes.

Existen cuatro sistemas de coordinación, a saber:

1. Sistema simultáneo

Todos los semáforos muestran una indicación aproximadamente al mismo tiempo, útil para coordinar intersecciones muy cercanas. En condiciones de tránsito muy intenso pueden dar mejores resultados que el sistema progresivo. Las duraciones de los ciclos y sus subdivisiones están controladas por las necesidades de una o dos de las intersecciones más importantes, lo que puede dar lugar a serias fallas en las demás. La relación entre la velocidad, ciclo y distancia puede expresarse así:

$$\mathbf{V = (3.6D) /C} \quad \text{[Ecuación 3.1]}$$

Donde,

V = velocidad de progresión entre intersecciones (km/hr)
D = distancia entre intersecciones (m)
C = duración del ciclo (s)

2. Sistema alternado

Los semáforos de intersecciones cercanas, por grupos, muestran indicaciones alternadas, a lo largo de una ruta. En el sistema sencillo se tienen indicaciones contrarias en semáforos adyacentes. Los sistemas alternos dobles y triples consisten en grupos de dos y tres semáforos que, respectivamente, muestran indicaciones contrarias. Mejora la circulación de los grupos de vehículos en comparación con el sistema anterior. Habrá más fluidez si las longitudes de las calles son más uniformes. En estas condiciones se consigue una banda del 100% siempre y cuando la velocidad de los vehículos sea:

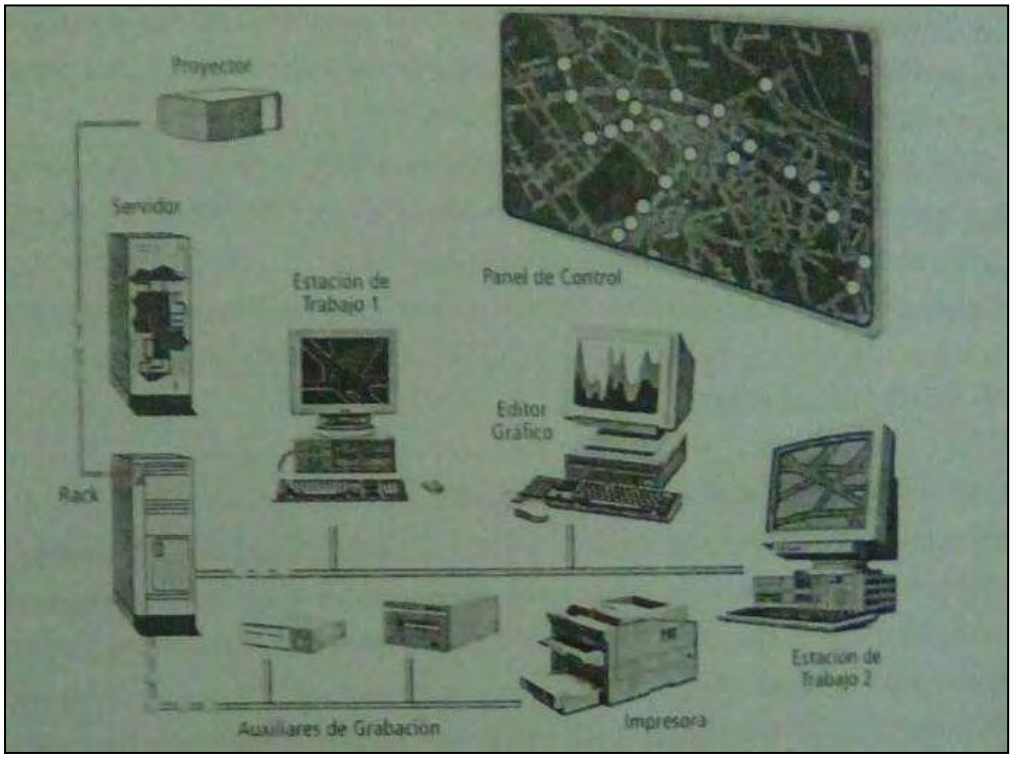
$$\mathbf{V= (7.2D) /C} \quad \text{[Ecuación 3.2]}$$

[44] James Cárdenas (2007). *"Ingeniería de tránsito, fundamentos y aplicaciones"*

No se adapta muy bien cuando las cuadras son desiguales. El sistema doble reduce la capacidad de la calle con volúmenes altos.

El sistema alterno es operado con un solo control, pero puede usar controles individuales, lo que es una ventaja sobre el sistema anterior. La Figura 3.25 ilustra un sistema centralizado a través del cual se coordina, supervisa y monitorea la operación de forma remota de un gran número de semáforos en la ciudad.

Figura 3.25: Sistema centralizado. Fuente: SEMEX



3. Sistema progresivo simple o limitado

Este sistema trata de varios semáforos sucesivos, a lo largo de una calle, que dan la indicación de verde de acuerdo con una variación de tiempo que permite, hasta donde es posible, la operación continua de grupos de vehículos a velocidad fija, en “ondas verdes”. Cada intersección puede tener una división diferente de ciclo, pero dicha división permanece fija.

Este sistema puede ser supervisado por un control maestro, para mantener las relaciones debidas de tiempo de tiempo entre las indicaciones de los semáforos. Es necesario realizar revisiones periódicas de los controles, por variaciones debidas a cambios de voltaje y temperatura.

4. Sistema progresivo flexible

En este sistema es posible que cada intersección con semáforos varíe automáticamente en varios aspectos. Mediante el uso de controles de intersecciones con carátulas múltiples se puede establecer varios programas para subdividir el ciclo. Además, es posible cambiar los desfasamientos con la frecuencia deseada. Se pueden establecer programas de tiempo predeterminado en los controles múltiples para dar preferencia a las circulaciones en las

horas de máxima demanda. No obstante que todo el sistema usa un ciclo común, la duración y subdivisión de éste pueden variar en función de los cambios de volumen de vehículos. El arreglo más usual en áreas urbanas proporciona tres diferentes programas: a) dando prioridad al flujo de entrada a la zona comercial, durante la mañana; b) equilibrando ambas direcciones de movimiento, fuera de las horas de máxima demanda; c) dando prioridad al flujo que sale de la zona comercial, en el otro periodo de grandes volúmenes, durante la tarde.

3.7 Resumen de la propuesta técnica

3.7.1 Resumen de medidas recomendadas

En el siguiente cuadro se enumerarán las recomendaciones que se detallan en esta propuesta.

Tabla 3.9: Resumen de medidas recomendadas para la propuesta 1. Fuente: Elaboración propia

Intersección	Recomendaciones
Av. Cáceres con Av. Sánchez Cerro (Óvalo Cáceres)	1. Implementar señales para disminuir la velocidad a 40 km/hr en todos los accesos, o reductores de velocidad debidamente diseñados. 2. Señalización horizontal de grupo de carriles (giros) y cruceros peatonales en los accesos, incluyendo para personas discapacitadas. 3. Señales de ceda el paso dentro de la rotonda. 4. Proponer campañas de educación vial y darles el conocimiento técnico a los usuarios. 5. Fiscalización de las señales de tránsito en esta intersección. 6. Colocar áreas verdes en zonas secas, durante los 2.71 km de análisis.
Av. Cáceres con Av. Vice	1. Implementar un carril de giro a la izquierda en el sentido Este de la Av. Cáceres, con su respectiva transición. El ensanche deberá ser de 86 metros de longitud.[45] 2. En cada sentido de la vía principal, mantener dos carriles para seguir recto. El giro a la derecha deberá hacerse desde la vía auxiliar, restringiendo dicha maniobra (con respectiva señalización) para hacerse desde la principal. Para esto, deberá haber una adecuada comunicación entre ambas vías, esto se logrará con desvíos como se detalla en la **Figura 3.3.** Esto deberá aplicarse en todas las intersecciones de análisis. 3. Implementar 2 carriles de giro exclusivo a la izquierda en la aproximación Vice Norte, de 3 metros como mínimo de ancho. Idealmente, tendrían censores para el accionamiento del tránsito. El ensanche deberá ser de 38 metros de longitud 4. Instalar una canalización para el giro a la derecha. La señalización puede ser de uso compartido para los que siguen recto. Las marcas viales horizontales deberán asignar un

[45] Estas longitudes no incluyen la transición, la cual deberá ser calculada en la fase de diseño geométrico definitivo en el proyecto.

	CEDA EL PASO. 5. Implementar 2 carriles de giro exclusivo a la izquierda en el sentido Oeste de la Av. Cáceres, de 3 metros como mínimo de ancho. Idealmente, tendrían censores para el accionamiento del tránsito. La longitud de estos carriles deberá ser de 77 metros, según el análisis de tránsito. 6. Replantear el diseño de fases del semáforo para contar con giros a la izquierda protegidos y tiempos de verde compatible con los volúmenes vehiculares. Deberá ser accionado por el tránsito y coordinado con las intersecciones adyacentes.
Av. Cáceres con Av. Sullana	1. Replantear el diseño del ingreso al desvío canalizado para giro a la derecha de la Av. Sullana, de acuerdo con la Figura 2.17 y 2.18, ensanchando la sección para un carril exclusivo a la derecha, el carril del centro será de uso compartido para que los usuarios puedan optar por seguir de frente o ingresar al desvío, el carril de la izquierda quedará para los que siguen recto. La longitud del ensanchamiento se determinó con el análisis de tránsito[46] y es igual a 20 metros. 2. Análogamente, para proteger a los vehículos que realizan el giro a la derecha, la canalización deberá contar con un ensanche de carril adicional de aproximadamente 40 metros. Deberá contar, además, con una señal de CEDA EL PASO, tanto vertical como horizontal. 3. Debido al alto flujo vehicular que realiza el giro a la izquierda desde la Av. Sullana, sentido norte hacia la Av. Cáceres (355 vehículos por hora), se ha optado por esa distribución de carriles, teniendo en cuenta un solo carril para seguir recto, lo cual es suficiente para ese sentido. 4. Según el análisis de tránsito, el giro a la izquierda desde la Av. Cáceres Oeste es conflictivo y tomando en cuenta el criterio de volúmenes explicado en la intersección anterior, se necesita un carril de giro exclusivo a la izquierda de sólo 15 metros. Idealmente tendrán censores para el accionamiento del tránsito 5. Para una mayor optimización, se puede optar por un carril de uso exclusivo a la izquierda en el otro sentido, para que los vehículos que quieran realizar dicha maniobra puedan esperar en él mientras completan el giro. 6. Rediseñar el ciclo semafórico para una operatividad óptima, que esté de acuerdo con los flujos vehiculares y cuente con fases de giro protegido, operando de manera coordinada con el resto de los semáforos.
Av. Cáceres con Av. Ramón Mugica/Country	1. Actualmente existe un carril de giro a la izquierda en el sentido Este; sin embargo, el flujo amerita 2 carriles para dicha maniobra que funcione adecuadamente con una fase exclusiva en el ciclo semafórico. La longitud[47] de estos carriles, según el análisis de tránsito, debe ser

[46] El reporte SYNCHRO de la Propuesta 1 se encuentra en el Anexo II

[47] La longitud de estos carriles de giro no incluye transición, la cual deberá añadirse al resultado mostrado.

	aproximadamente de 83 metros. Idealmente contarán con censores para el accionamiento del tránsito. (Ver **Figura 3.10**) 2. La asignación de carriles en cada sentido de la vía principal debe mantener dos carriles para seguir recto, el giro a la derecha deberá hacerse desde la vía auxiliar, para lo cual se necesitan desvíos en ambas aproximaciones como en la **Figura 3.3.** Esta medida deberá ser acompañada con la respectiva señalización y fiscalización. 3. Análogamente en el sentido Oeste, se requerirán 2 carriles de giro a la izquierda con una longitud aproximada de 58 metros. Idealmente contarán con censores para el accionamiento del tránsito. 4. Adecuar la aproximación de la Av. Ramón Mugica para que entren 4 carriles, lo cual según la imagen sí es posible, eliminando parte del separador central y ampliando calzada unos centímetros más a la derecha, hasta llegar al límite según las normas vigentes para velar por el bienestar de los usuarios. La Av. Ramón Mugica no cambiará su sección transversal típica de 2 carriles, se mantendrán y llegarán a la intersección con 4, usando una debida transición para carriles de giro. El ensanche deberá ser común para ambos carriles, con una longitud igual a 65 metros, según el análisis de tránsito (Ver **Figura 3.11**). Seguirán dos carriles para seguir recto, uno de giro libre a la izquierda y el otro para un giro canalizado a la derecha. 5. Cerrar el separador central en esa zona, debido a su proximidad a la intersección. 6. Canalizar[48] el giro a la derecha, según la recomendación 4. Añadir señalización horizontal y vertical de CEDA EL PASO. 7. De igual manera como en el acceso Country, acondicionar el acceso para que puedan entrar 4 carriles. La longitud del ensanche, sin contar la transición, deberá ser de 90 metros. 8. Canalizar el giro a la derecha, según la recomendación 7. Añadir señalización horizontal y vertical de CEDA EL PASO. 9. Replantear el ciclo semafórico en esta intersección 10. Prohibir el paradero del transporte público en la vía auxiliar Oeste de la Av. Cáceres, debido a que dicho giro a la izquierda causa desorden. Además, no podrán detenerse tampoco en el acceso a la Av. Country ya que reducen la capacidad a 1 solo carril e interrumpen el tránsito. Se deben trasladar a la esquina siguiente. 11. En la aproximación de la Av. Country, a la altura de las tiendas “Maxi”, no existe un paradero señalizado para los taxistas, este se debería eliminar para aumentar la capacidad de la vía y trasladarlos a la calle transversal más cercana.

[48] En caso se demuestre que no hay espacio para la canalización, se puede optar por dejar un carril de uso exclusivo a la derecha no canalizado.

Av. Cáceres con Calle San Ramón	1. Implementar un carril de giro a la izquierda en el sentido Este, de 60 metros aproximadamente. Idealmente contarían con censores para el accionamiento del tránsito. 2. Actualmente existe un carril de giro a la izquierda en el sentido Oeste; sin embargo, debido al flujo vehicular proveniente que realiza el giro, se necesitan 2 carriles para hacer dicha maniobra. La longitud de ensanche deberá ser de 45 metros, según el análisis de tránsito. 3. Tal como se ha recomendado en todo el corredor, el giro a la derecha deberá hacerse desde la vía auxiliar y dejar dos carriles para el sentido recto en ambos sentidos de la vía principal. 4. Se puede aprovechar el área destinado a estacionamiento del Colegio Santa María como uso de un segundo carril para dicho acceso, el cual es necesario ya que es la falta de capacidad es el principal problema que ocasiona la congestión. Se debe analizar, además, la necesidad del diseño de una confluencia para continuar con 1 solo carril o seguir con dos carriles hasta la siguiente intersección. 5. Con el área ganada en el estacionamiento y unos metros de áreas verdes a la derecha, se puede generar una sección transversal que cuente con un carril de giro libre a la derecha. La longitud de ensanche será la mínima necesaria, 43 metros. 6. Actualmente la aproximación de la Calle San Ramón (Gobierno Regional) es de 2 carriles (1 por cada sentido); sin embargo, se puede adaptar la sección transversal, ganando espacio con las áreas verdes de PROSEGUR para añadir un carril de giro a la derecha, el cual será de uso compartido para quienes siguen recto. La longitud de ensanche será la mínima necesaria, 60 metros. Antes del ensanche, la Calle San Ramón mantendrá su sección típica de 2 carriles. 7. Replantear el ciclo semafórico de este semáforo, el cual deberá ser accionado por el tránsito, coordinado con el resto del corredor y con tiempos optimizados.

3.7.2 Comparación global con la situación actual

A continuación, se presentará el reporte de SYNCHRO en comparación de la propuesta recomendada y la situación actual en términos globales en todo el corredor de estudio.

Tabla 3.10: Reporte SYNCHRO de comparación entre situación actual y propuesta 1.
Fuente: Elaboración propia.

Network Totals	Actual	Propuesta 1
Number of Intersections	5	5
Total Delay (hr)	905	74
Stops (#)	15379	3752
Average Speed (km/hr	9	35
Total Travel Time (hr)	1123	290
Distance Traveled (km)	10104	0017
Fuel Consumed (l)	3794	1453
Fuel Economy (km/l)	2.7	6.9
CO Emissions (kg)	70.57	27.02
NOx Emissions (kg)	13.62	5.22
VOC Emissions (kg)	16.28	6.23
Unserved Vehicles (#)	3557	0
Vehicles in dilemma zone (#)	0	0
Performance Index	947.4	111.8

Con la debida gestión del tránsito en las intersecciones se pueden llegar a mejoras notables, sin la necesidad de colocar infraestructura costosa, que sin la debida planificación pueden traer mayores problemas. A continuación, se detallan los 4 ámbitos principales que se estarían mejorando con estas medidas.

1. **Disminución en el consumo de combustibles**

Hoy, solo durante la hora punta del día, debido a la congestión que existe en la Av. Cáceres y sus intersecciones, se consumen (colectivamente) 3794 litros de combustibles; sin embargo, al aplicar las medidas recomendadas, que no tienen un costo elevado de implementación (relativamente a un paso a desnivel), el consumo de combustibles se reduce a 1453 litros; es decir, cada hora punta del día se estarían ahorrando 2341 litros (o 620 galones).

2. **Menor contaminación ambiental**

La emisión de gases nocivos es directamente proporcional al consumo de combustibles. Actualmente se emiten, sólo durante la hora más transitada del día, 70.57 kg de monóxido de carbono (CO), 13.62 kg de óxidos de nitrógeno (NOx) y 16.28 kg de compuestos orgánicos volátiles (VOC); sin embargo, al aplicar estas medidas, que si bien es cierto reducen algunas áreas verdes, la contaminación se compensa al decrecer la emisión de estos gases nocivos al agilizar el tránsito y no tener consumos innecesarios de combustible. Los gases emitidos con esta propuesta serían de 27.02 kg de CO, 5.22 kg de NOx y 6.23 kg de VOC. Además, se recomienda plantar áreas verdes a lo largo de todo el corredor en zonas secas.

3. **Fluidez en el tránsito**

Debido a la congestión producida durante la hora punta, la velocidad de diseño se ha disipado a 9 km/hr en promedio en el corredor de estudio; sin embargo, aumentando el nivel de servicio con las medidas planteadas, esta velocidad global es prácticamente 4 veces la inicial, siendo de 35 km/hr. Dichas velocidades están siendo redondeadas al valor unitario más cercano.
Esta velocidad es promedio, pudiendo variar a lo largo de toda la Av. Cáceres, pero si encontramos el tiempo promedio de viaje en el tramo Óvalo Cáceres hasta el Puente Cáceres, durante esos 2.71 km, dicho viaje se hace en más de 18 minutos; sin embargo, con la velocidad obtenida en el análisis, con las mejoras planteadas, dicho tramo se puede completar en menos de 5 minutos.

4. **Eliminación de las demoras y horas perdidas en los usuarios.**

SYNCHRO cuantifica el nivel de servicio en las intersecciones con la demora en segundos por cada vehículo. Según lo visto en el análisis actual, debido a la congestión producida, de manera colectiva se están perdiendo en la hora punta, durante un día, cerca de 905 horas; sin embargo, con las medidas recomendadas esas horas perdidas se reducen en un 92%, siendo sólo de 74 horas colectivas en los 2.71 km de la Av. Cáceres, en su tramo de análisis.

5. **Seguridad vial**

Tal como se explicó en el punto 3.6, el diseño semafórico actual no muestra una seguridad para los conductores ni peatones. Para el diseño propuesto, se ha considerado un volumen de 400 peatones por día, en el cual, los vehículos respetan la fase para que los peatones puedan cruzar sin problemas. Además, los semáforos cuentan con un tiempo de despeje adecuado para evitar accidentes por acercamiento a la intersección o por algunos vehículos atrapados dentro de la intersección sin poder completar su maniobra debido al mal diseño de los semáforos.

3.7.3 Discrepancia con otras soluciones

Al margen de que esta solución mejora la calidad de la vía eficientemente, muchas autoridades toman decisiones políticas y no técnicas en materia de tránsito, ocasionando un desorden en el parque automotor de la ciudad, y, por ende, mayor congestión.

a) **Implementar tres carriles a lo largo de la Av. Cáceres, en ambos sentidos**

Para implementar esta medida es necesario aumentar la sección transversal de toda la Av. Cáceres para lograr los 3 carriles por cada sentido. Esto no se justifica debido a que los volúmenes de tránsito están por debajo de lo necesario para una vía de 2 carriles, tal como se explicó en el análisis de la situación actual. El problema real radica en el mal diseño de las intersecciones y con esta propuesta se han realizado cambios menores que se podrían catalogar como un rediseño, generando mejoras notables. Por lo tanto, aumentar 3 carriles no sería la solución ya que, en primer lugar, no es un problema de capacidad, si se siguen manteniendo las mismas fallas de carácter operacional y geométrico en las intersecciones, el efecto de aumentar 3 carriles no será significativo. En caso el volumen a futuro crezca significativamente, se podría pensar en incrementar capacidad con 3 carriles; sin embargo,

esta solución será siempre necesariamente acompañada con una gestión del tránsito en las intersecciones, ya que de por sí sola no va a solucionar ningún problema. El análisis de esta medida descartada se encuentra en el **Anexo II -B** (Tres Carriles) donde podrá verse que el tráfico sigue manteniéndose, generando un costo innecesario.

b) Pasos a desnivel (bypass) en vías urbanas

Otra alternativa que están evaluando las autoridades, y sobre todo la ciudad de Lima, es la implementación de pases a desnivel en vías urbanas. Esta solución, de por sí, es muy costosa, aproximadamente de 80 a 90 millones de dólares, además de la dificultad constructiva y el caos generado durante su construcción. También involucra eliminar en exceso, áreas verdes, ciclovías y la imposibilidad de implementar un sistema de transporte masivo en la vía principal.

Para proponer una solución vial primero debe verse qué puede hacerse a nivel, con soluciones leves como la de la propuesta 1, y si el problema persiste con los volúmenes vehiculares, se puede pensar en evaluar alternativas más costosas como pasos a desnivel o intersecciones novedosas. Se ha demostrado que no es necesario aplicar esta solución, que, además, no es la técnicamente adecuada para vías urbanas, tal como lo avalan expertos en la materia como David Fairlie, consultor de Cruzada Vial.[49]

El problema técnico radica en que, un paso a desnivel sólo alivia el flujo que sigue recto, no solucionando el conflicto de los giros que son la principal causa de la congestión. En algunos casos, se prohíben los giros, llevando el problema a la intersección siguiente. Además, esta medida (la cual no se descarta, simplemente se hace una crítica por su no adecuada implementación en el Perú que trae gastos innecesarios), sin la debida planificación podría tener problemas más serios, sobre todo en intersecciones cercanas, donde una solución influye en las adyacentes. Al colocar un puente vehicular, los vehículos pasarán más rápido de una intersección a otra, y si la intersección adyacente es muy cercana, el flujo que llega a ésta generará mayor conflicto y las colas incluso pueden llegar al bypass.

Un claro ejemplo se puede ver en la Intersección con Av. Ramón Mugica donde se ha analizado la posibilidad de un paso a desnivel, esto trajo niveles de servicio por debajo de la propuesta, por la sencilla razón que uno al proponer una solución vial se debe beneficiar a las 4 aproximaciones; sin embargo, esta medida, debido a los altos giros a la izquierda en Cáceres y el alto flujo recto en Ramón Mugica, ésta se ve perjudicada, llegando las colas aún hasta la Universidad de Piura. Se puede ver el reporte de esta alternativa en el **Anexo II-C** (Alternativa a desnivel)

El otro problema, es la demanda inducida en el parque automotor que generan los pases a desnivel, trayendo consigo una ciudad caótica, donde se beneficia al 20% de peruanos que se transportan en vehículo privado, debiendo ser al revés, y apostar el mayor presupuesto en transporte público, que reduce la demanda privada y es la solución que las principales potencias mundiales están aplicando, descartando los pases a desnivel que provienen de la década de los 70. Una ciudad ordenada es la que se preocupa más por las personas que por

[49] Artículo del diario El Comercio “Un Bypass a la solución” (https://elcomercio.pe/opinion/colaboradores/by-pass-solucion-david-fairlie-151018)

los vehículos. Otra alternativa sería implementar más puentes entre Piura y Castilla para redistribuir el flujo en las principales vías arteriales.

Un paso a desnivel, desde nuestro punto de vista, debería aplicarse a soluciones aisladas, preferentemente alejados de la ciudad para proteger a los usuarios, donde el flujo que sigue recto sea mayoritario y donde los volúmenes vehiculares lo justifiquen, aproximadamente 1800-2000 vehículos por hora. El 20% del costo de un paso a desnivel en una intersección específica, serviría tranquilamente para realizar la propuesta de la Av. Cáceres, en toda la red vial de Piura y el impacto sería más grande, convirtiéndola en una ciudad segura y ordenada. Y si queremos pensar en futuro, que sea en transporte público, puentes elevados para líneas de metro, líneas exclusivas de buses, metro-cable, ciclovías etc.

Capítulo 4
Tercer escenario: Propuesta técnica con intersecciones modernas y transporte masivo

En este tercer escenario se propondrán alternativas con un costo relativo mayor al de la anterior propuesta, pero que son, desde el punto de vista técnico, las últimas novedades que se están aplicando en grandes potencias mundiales para resolver el problema del tránsito y del transporte, sin la necesidad de hacer un gran gasto como colocar pasos a desnivel en vías urbanas.

Se evaluarán los parámetros técnicos a tener en cuenta para implementar estas intersecciones en el Corredor Cáceres. También se analizará conceptualmente la aplicación del transporte masivo, priorizando a las personas y generando un modelo de ciudad seguro y ordenado para ellas.

4.1 Introducción a las intersecciones modernas[50]

Las alternativas que se expondrán a continuación han sido estudiadas por la *Federal Highway Administration (FHWA)*, la cual es una división del Departamento de Transporte de los Estados Unidos, que se especializa en el transporte por carreteras, calles, vías urbanas, etc. Actualmente, es de los principales entes en materia de tránsito y seguridad vial del mundo.

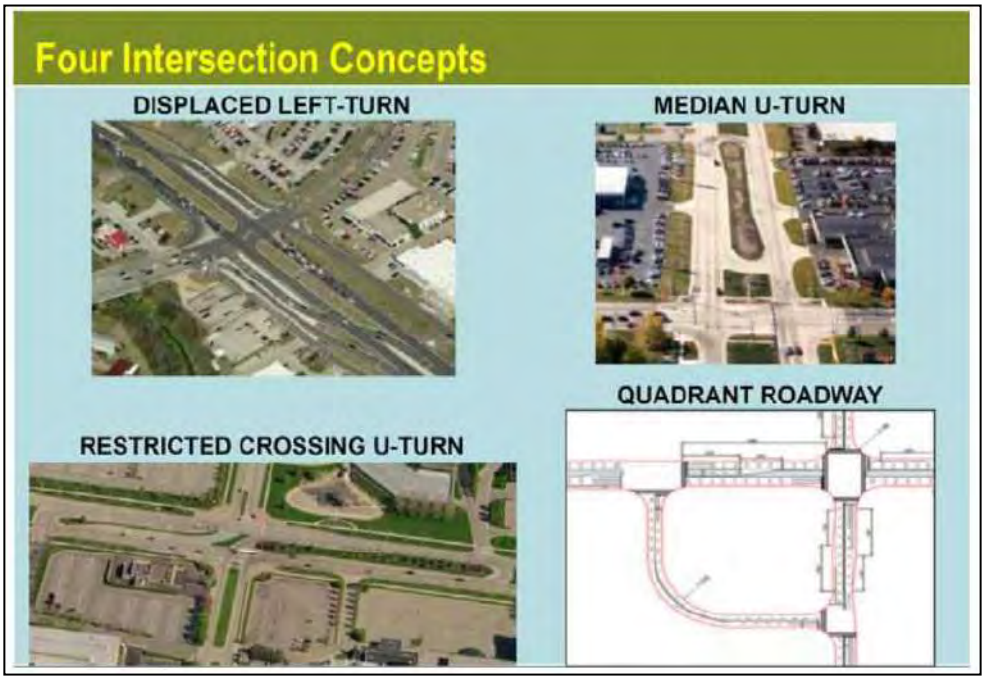
Los profesionales del transporte tienen el desafío de satisfacer las necesidades de movilidad de un mundo en crecimiento con recursos limitados. En muchas intersecciones, la congestión continúa empeorando. Los conductores, peatones y ciclistas experimentan retrasos más largos y una mayor exposición ante la inseguridad vial, y los diseños de intersecciones convencionales a veces son insuficientes para los problemas del transporte.
En consecuencia, muchos ingenieros están investigando e implementando tratamientos innovadores para mejorar la movilidad de los usuarios en las vías. En la **Tabla 4.1** se detallan los tratamientos implementados en varios lugares del mundo.

[50] FHWA (2010). *"Alternative Intersections/Interchanges: Informational Report (AIIR)"*

Tabla 4.1: Instalaciones de alternativas con intersecciones no convencionales en Estados Unidos y otros países. **Fuente:** FHWA (2010). *"Alternative Intersections/Interchanges: Informational Report (AIIR)"*

Alternative Intersection/Interchange Treatment	Installations
Displaced left-turn (DLT), also referred to as Continuos-Flow Intersection (CFI)	Maryland, New York, Louisiana, Utah, México, and United Kingdom.
Median U-turn (MUT) intersection	Michigan, Florida, and Louisiana.
Restricted crossing U-turn (RCUT) intersection	Maryland and North Carolina.
Quadrant roadway (QR) intersection	No know U.S implementations yet although variant exist.
Double crossover Diamond (DCD) interchange	Three locations in France and an implementation by Missouri Departament of Transportation.
DLT interchange	No known U.S. implementation yet.

Figura 4.1: Configuración de cuatro intersecciones alternativas. **Fuente:** FHWA (2010). *"Alternative Intersections/Interchanges: Informational Report (AIIR)"*



Si bien los cuatro diseños alternativos de intersecciones a nivel son notablemente diferentes, existe un aspecto común entre ellos. Estas alternativas tratan de eliminar uno o más de los movimientos convencionales de giro a la izquierda de la intersección principal. Al eliminar una o más de las maniobras conflictivas, se requieren menos fases en la señalización y semaforización. Esto puede resultar en longitudes de ciclo más cortos, menores retrasos y capacidades más altas en comparación con las intersecciones convencionales.

4.1.2 Continuos-Flow Intersection (CFI)

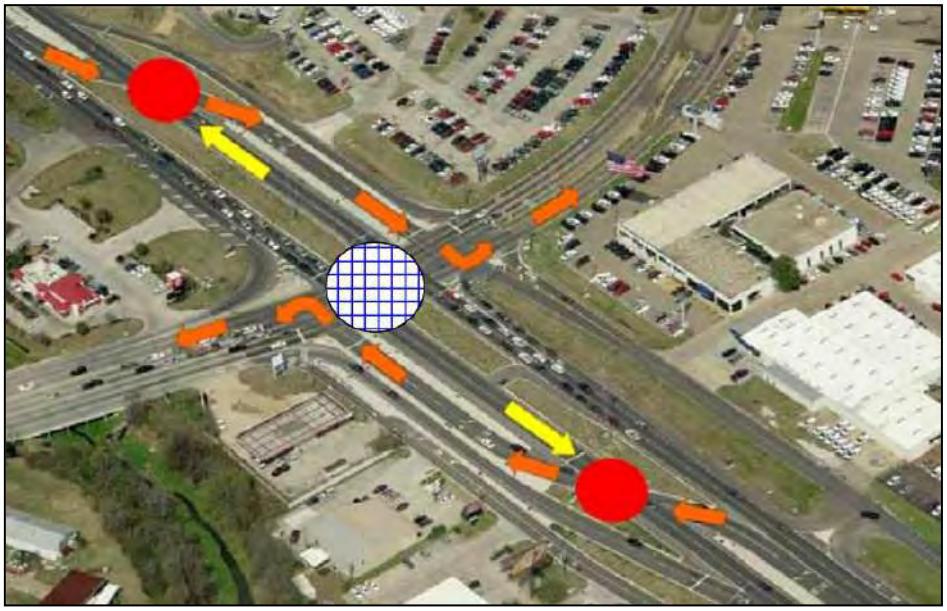
4.1.2.1. Introducción

La intersección de flujo continuo (CFI) ha sido implementada en varias localidades de Estados Unidos para eliminar la congestión en las intersecciones más complicadas. La reducción en el número de puntos de conflicto es el éxito del análisis operacional en esta alternativa.

La característica principal de esta intersección alternativa es la reubicación del movimiento de giro a la izquierda en una aproximación al otro lado de la vía opuesta, lo que consecuentemente elimina la fase de giro a la izquierda y el punto de conflicto con el flujo recto del sentido contrario. Tal como puede verse en la **Figura 4.2**, el tráfico que normalmente giraría a la izquierda en la intersección principal primero cruza una intersección controlada por semáforos con el flujo contrario, varios metros atrás. Dichos vehículos luego viajan por una vía exclusiva que es paralela a las principales y ejecutan la maniobra de giro a la izquierda en simultáneo con el tráfico que sigue recto, en ambos sentidos, de una manera natural y ordenada. Se denomina “parcial” o “full” si el giro libre a la izquierda se da sólo en la vía principal o en ambas vías, respectivamente.

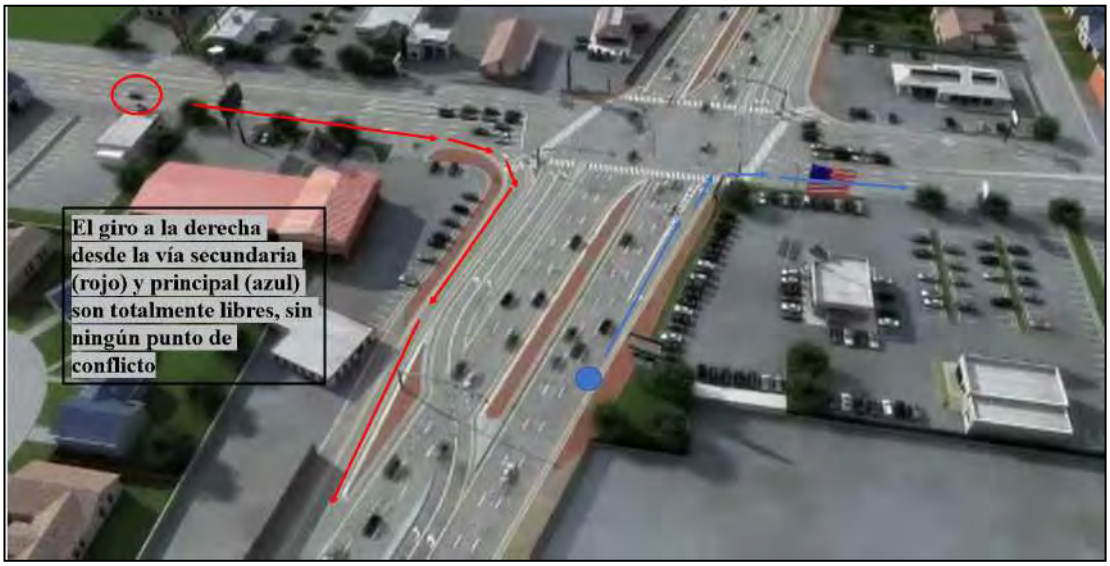
Las señalización y semaforización, tanto en los cruces de giro a la izquierda, como en la intersección principal, operan de una manera coordinada. En la Figura, los círculos rojos indican los cruces secundarios controlados por semáforos, la sombreada de azul es la intersección principal, que también es controlada por semáforos. Las flechas naranjas indican movimientos cruzados de giro a la izquierda, y las flechas amarillas indican el flujo recto en sentido opuesto.

Figura 4.2: Giros a la izquierda en una CFI (parcial) en Nueva York. **Fuente:** FHWA



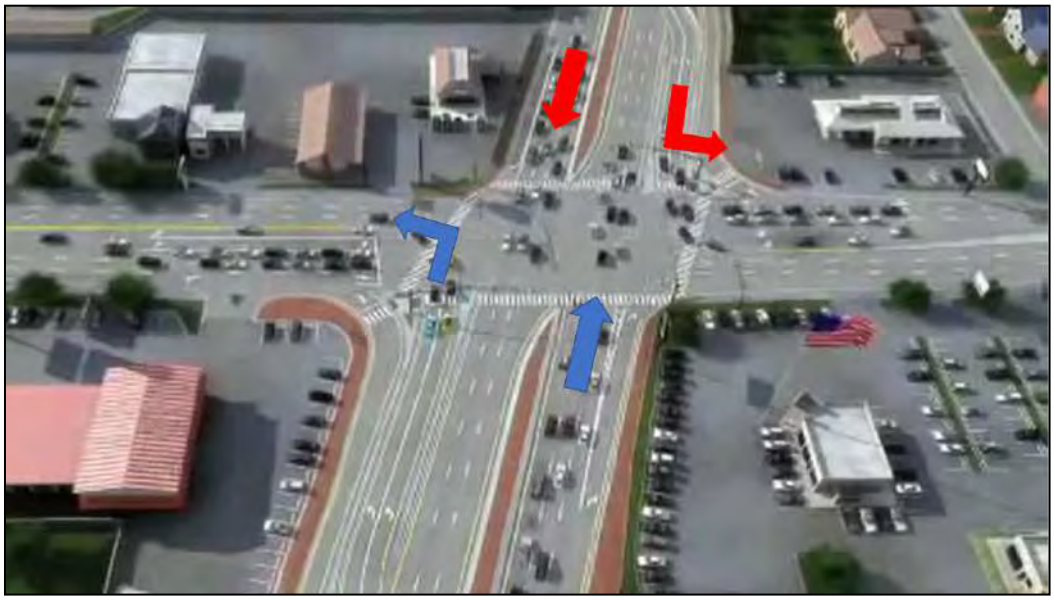
Otro aspecto importante que se da en esta intersección es que los giros a la derecha son totalmente protegidos, pudiendo hacer el giro libremente sin ningún punto de conflicto. (Ver **Figura 4.3**)

Figura 4.3: Giros a la derecha en una CFI. **Fuente:** Adaptado de UDOT



Eliminando los principales puntos de conflicto en la intersección, el flujo recto de ambos sentidos en la vía principal se puede hacer en simultáneo con los giros a la izquierda, con una longitud de ciclo semafórico corto y optimizado, lo cual es imposible en una intersección convencional. Esto se ilustra en la **Figura 4.4**

Figura 4.4: Fase de la vía principal de una CFI. **Fuente:** Adaptado de UDOT

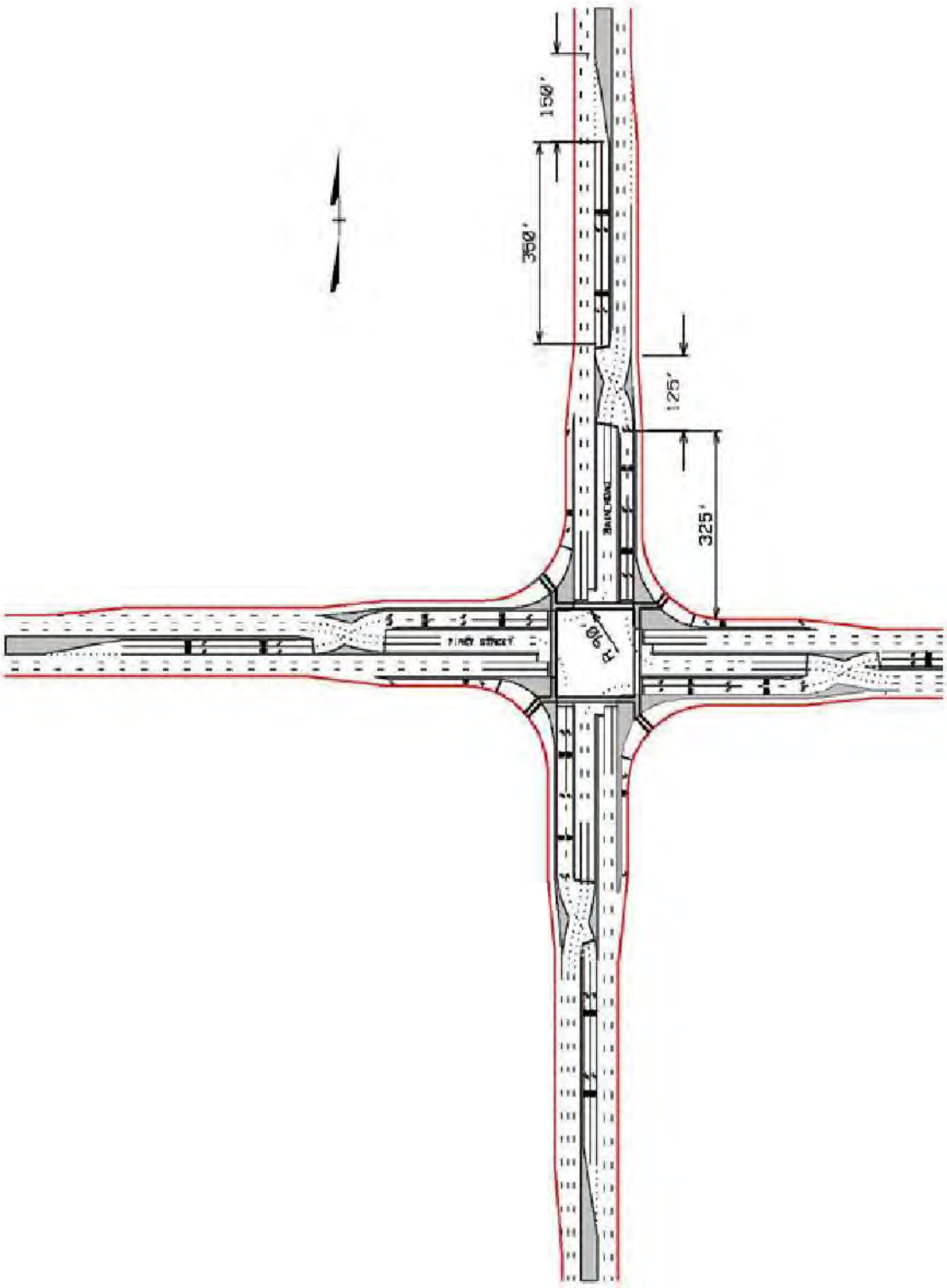


4.1.2.2. Consideraciones para el diseño geométrico

En la **Figura 4.5** se puede apreciar un diseño geométrico típico para una CFI en su versión "full"[51]. En varios lugares donde se ha implementado esta alternativa, la mediana existente se ha conservado, sólo es necesario adaptar la geometría para los carriles de giro a la izquierda.

[51] Full hace referencia al tipo de CFI. En este caso es con los giros desplazados a la izquierda en las 4 aproximaciones.

Figura 4.5: Diseño geométrico típico en una CFI (full). **Fuente:** FHWA



En una CFI, los vehículos que van a girar a la izquierda deberán cruzar el tráfico opuesto en una distancia de aproximadamente 300-400 ft (91.44-121.92 m) aguas arriba de la intersección principal, bajo el control de otro semáforo, de manera coordinada, tal como puede observarse en las **Figuras 4.6 y 4.7**. Según la investigación de la MDSHA (Maryland State Highway Administration), muestra que esta distancia depende de la cola de vehículos del análisis de tránsito en la intersección principal, y de los costos involucrados en la construcción de la calzada exclusiva para el giro a la izquierda.

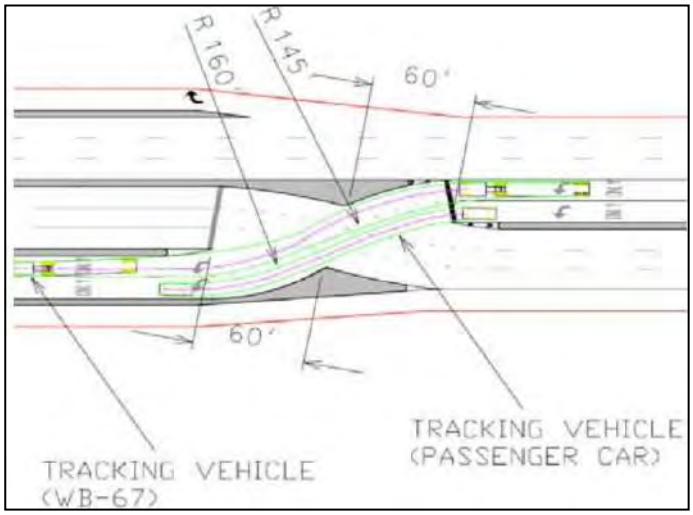
Los radios de los movimientos de cruce preliminares pueden oscilar entre 150-200 ft (45.72-60.96 m), mientras que el radio del siguiente movimiento de giro a la izquierda en la intersección principal depende del vehículo de diseño empleado en el análisis.

Los anchos de carril para la curva inversa de cruce deben contar con un ancho de más de 12 ft (3.60 m) para acomodar vehículos de diseño más grandes, y hasta 15 ft (4.50 m) para la curva receptora.

El ángulo entre los carriles de giro a l izquierda de la CFI y los carriles principales se conoce como “ángulo de cruce” y se ve influenciado por el ancho medio y la alineación de los carriles principales. El Departamento de Transporte y Desarrollo de Louisiana (LA DOTD) recomienda un ángulo de 10-15 grados.

Figura 4.6: Simulación del giro a la izquierda en una CFI. **Fuente:** FHWA

Figura 4.7: Detalle de giro a la izquierda en una CFI. **Fuente:** FHWA



No se recomienda contar con una mediana ancha para este tipo de intersecciones, deben ser las necesarias para colocar un sistema de control y lo mínimo según las normas vigentes. De no ser así, generaría las siguientes incompatibilidades:

- Las medianas anchas pueden dar como resultado grandes distancias para caminar para los peatones en la intersección. Esto puede dar como resultados, tiempos de ciclo peatonal largos, lo cual es contraproducente en el análisis operacional.
- También influyen en el ancho de la intersección, por tanto, conducen a un tiempo de despeje alto, lo cual también produce longitudes de ciclo largas.

Si la arteria existente posee una mediana muy ancha, ésta puede reducirse mediante el uso de curvas de transición, que pueden ser consultados en el AASHTO *Green Book*.

La CFI implementada en Louisiana fue diseñada y construida en base a los siguientes criterios:

- La velocidad de diseño de 50 mi/hr (80 km/hr) con carriles de 12 ft (3.60 m) y bermas de 8 ft (2.45 m) en U.S 61 (Airline Highway)
- La separación entre el crossover de giro a la izquierda y el flujo recto contrario fue de 20 ft (6 m)
- La separación entre el crossover de giro a la izquierda y el giro a la derecha opuesto fue de 12 ft (3.60 m)
- El ángulo de cruce fue lo más grande posible para ayudar a reducir la posibilidad de una entrada incorrecta y reducir el tiempo de cruce.
- Se proporcionaron carriles de giro a la derecha en todas las aproximaciones.

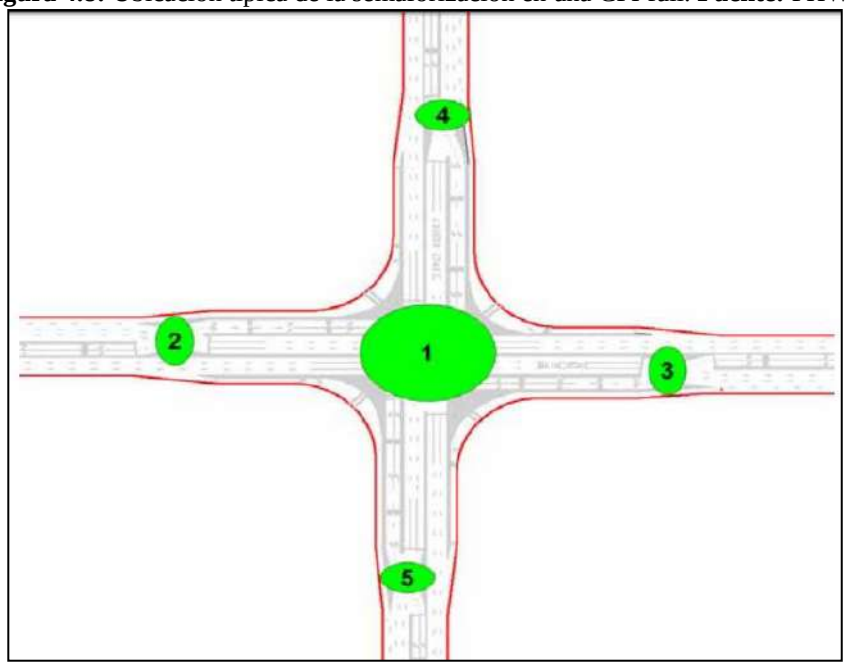
4.1.2.3. Semaforización y señalización

Una CFI tiene control de tráfico en la intersección principal y en los cruces de giro a la izquierda, tal como se muestra en la **Figura 4.8**. En las CFI de tipo full, existen cruces de giro a la izquierda en las 4 aproximaciones. El control de señal para cada una de las cinco ubicaciones opera en 2 fases, las cuales tendrían una longitud de ciclo típicas entre 60-90 segundos. Para el caso de una CFI parcial, donde sólo existen cruces de giro a la izquierda en la vía principal, la intersección principal opera en 3 fases, con longitudes típicas de ciclo entre 80-110 segundos. El sistema completo debe ser coordinado.

Este tipo de intersecciones tienen longitudes de ciclo más cortas de lo normal, debido a la menor cantidad de fases al eliminar los principales puntos de conflicto. Dependiendo de los volúmenes vehiculares de giros específicos y la geometría de la intersección, es posible establecer tiempos que dan como resultado los siguientes beneficios:

- Reducción de la demora para los vehículos que siguen recto.
- Reducción de la demora para los vehículos que esperan girar a la izquierda.
- Reducción de la demora para los vehículos que han ingresado al carril de la CFI y están viajando hacia la intersección principal para completar su giro a la izquierda.
- Reducción en el número de paradas para todos los vehículos.
- Aumento de la eficiencia de los pasos peatonales en todas las aproximaciones de la intersección.

Figura 4.8: Ubicación típica de la semaforización en una CFI full. **Fuente:** FHWA



a) Diseño de fases semafóricas

Debido a que este tipo de intersecciones son ideales para volúmenes altos en sentido recto y giro a la izquierda, la semaforización tanto en los cruces como en la intersección principal, juegan un papel muy importante en el éxito de esta alternativa. La **Figura 4.8** muestra la ubicación típica de las señales en la intersección principal y en los cruces de giro a la izquierda, los círculos verdes indican la semaforización.

El control de señal en una CFI puede operarse en un modo completamente accionado por el tránsito para minimizar el retraso. Los detectores pueden instalarse en todos los cruces. Las 5 señales, en la versión full CFI, pueden ser operadas con controladores separados o con un solo controlador. El diseño de fases para el caso separado se encuentra en la **Figura 4.9 y** el diseño para el caso conjunto, en la **Figura 4.10.**

Para el caso de una CFI de tipo parcial, se puede diseñar una sincronización de semáforos como se detallada en la **Figura 4.11.**

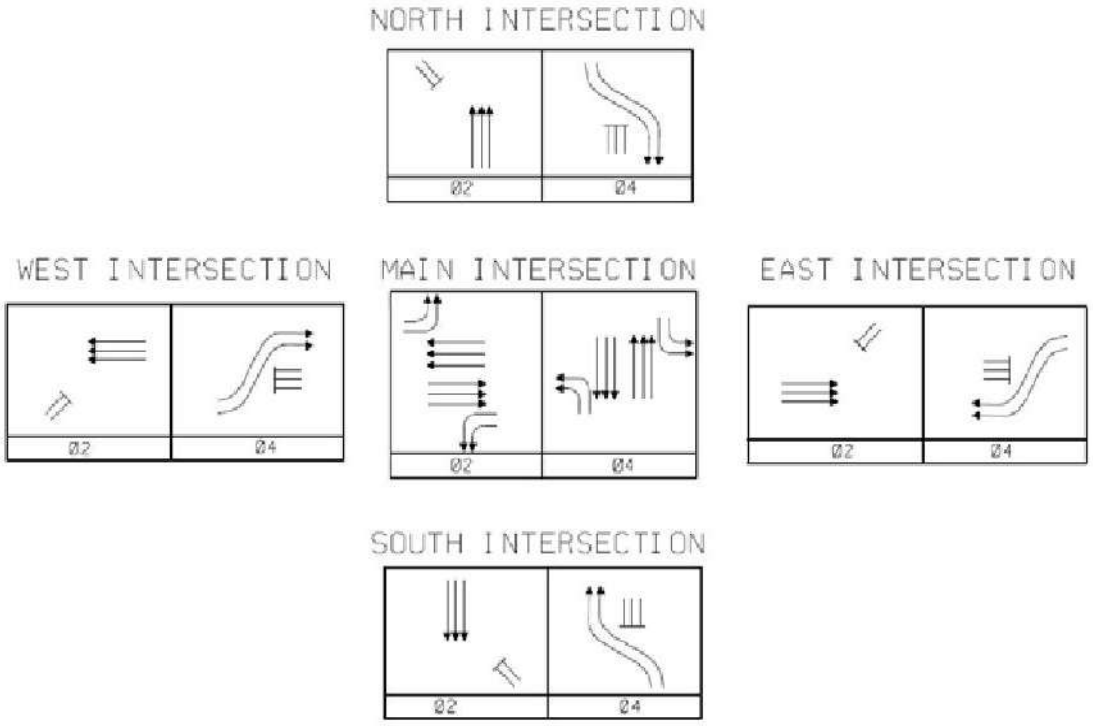


Figura 4.9: Sistema de dos fases controladas de manera independiente en una CFI full. Fuente: FHWA

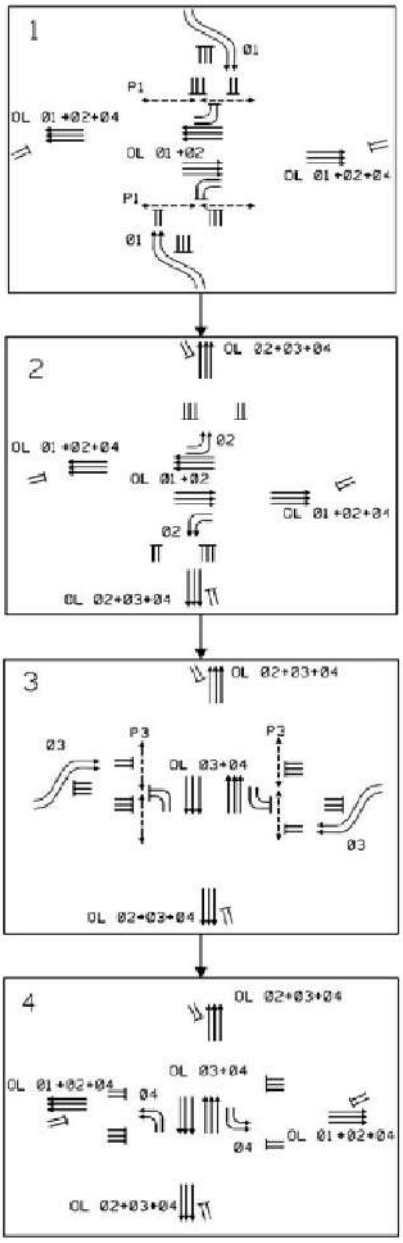


Figura 4.10: Diseño de fases para un único controlador en una CFI full. Fuente: FHWA

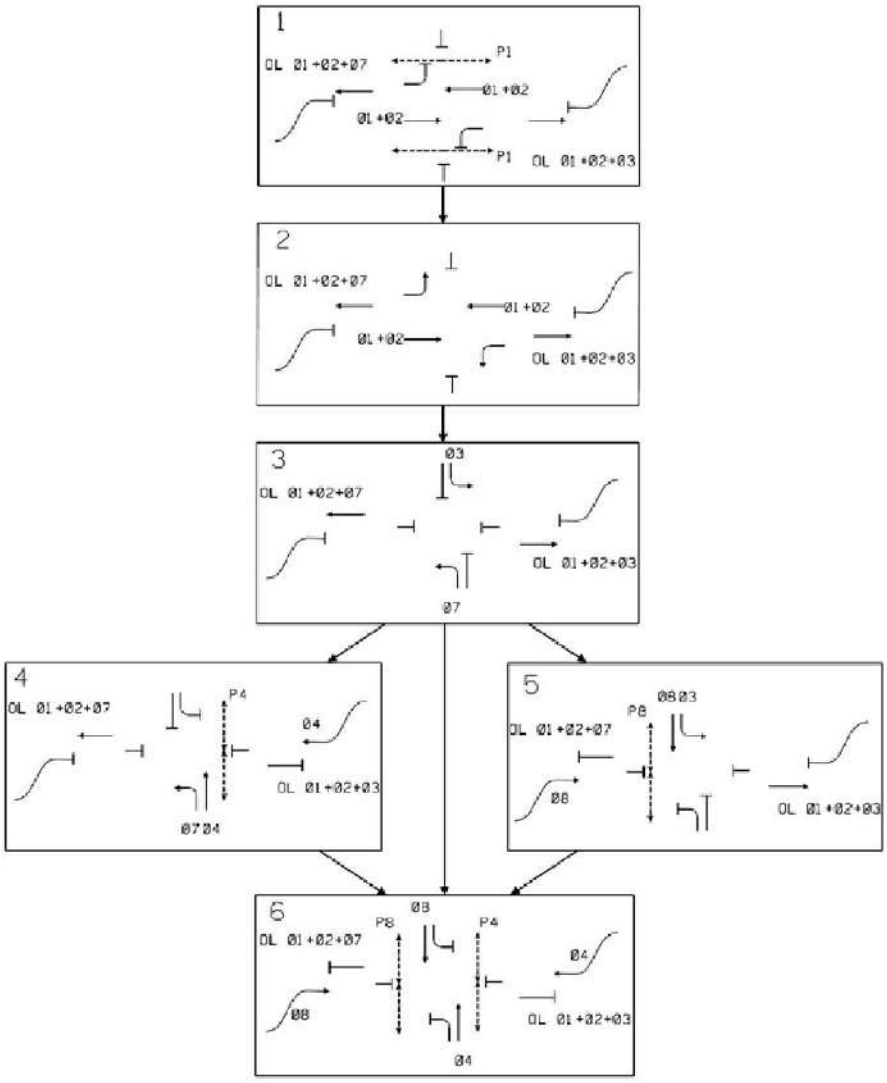


Figura 4.11: Diseño de fases para una CFI parcial. Fuente: FHWA

La **Figura 4.12** muestra un esquema de ubicaciones de polos de señales y brazos de mástil sugeridos en un esquema de disposición de cajas para una CFI full. Se muestra un posible conjunto de ubicaciones para pasos peatonales. La **Figura 4.13** muestra una estrategia alternativa que se utilizó para una CFI existente en el cruce de *William Floyd Parkway* y la entrada del *Dowling NAT Center* en Shirley, Nueva York. La Figura **4.14** muestra el poste de señal típico sugerido y las ubicaciones del brazo del mástil para el caso de una CFI parcial.

Las Figuras 4.15 y 4.16 muestran los detectores aplicados en el pavimento para el caso de múltiples controladores o para un único controlador de una CFI full, respectivamente. La **Figura 4.17** muestra una posible técnica de colocación y detección para una CFI parcial. La CFI aplicada en la intersección de la Ruta *U.S 30* y *Summit Drive* usan la tecnología de la video-detección. Una pantalla de señal de flecha angular, como se muestra en la **Figura 4.18**, se puede usar para dirigir el tráfico en los cruces de giro a la izquierda.

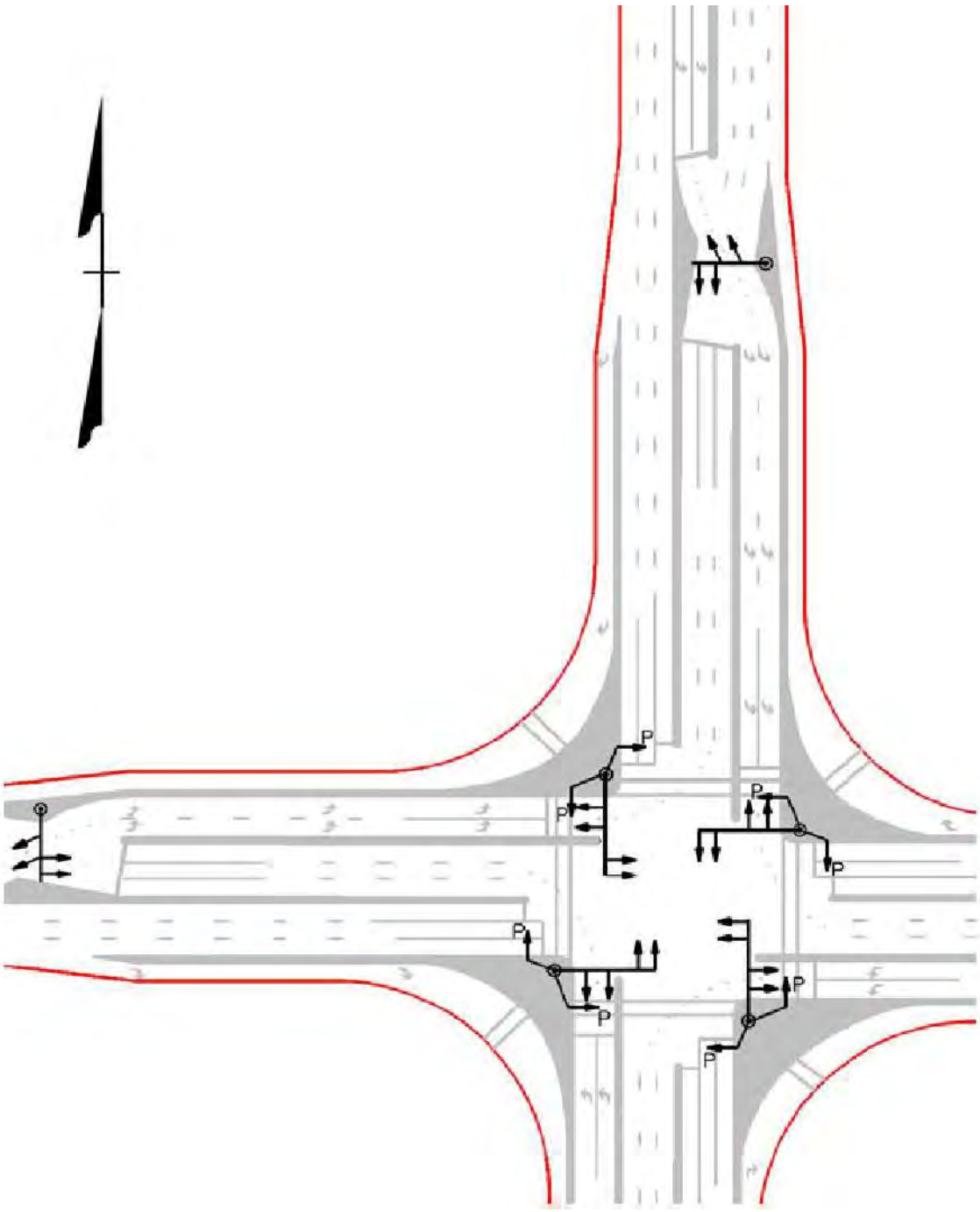
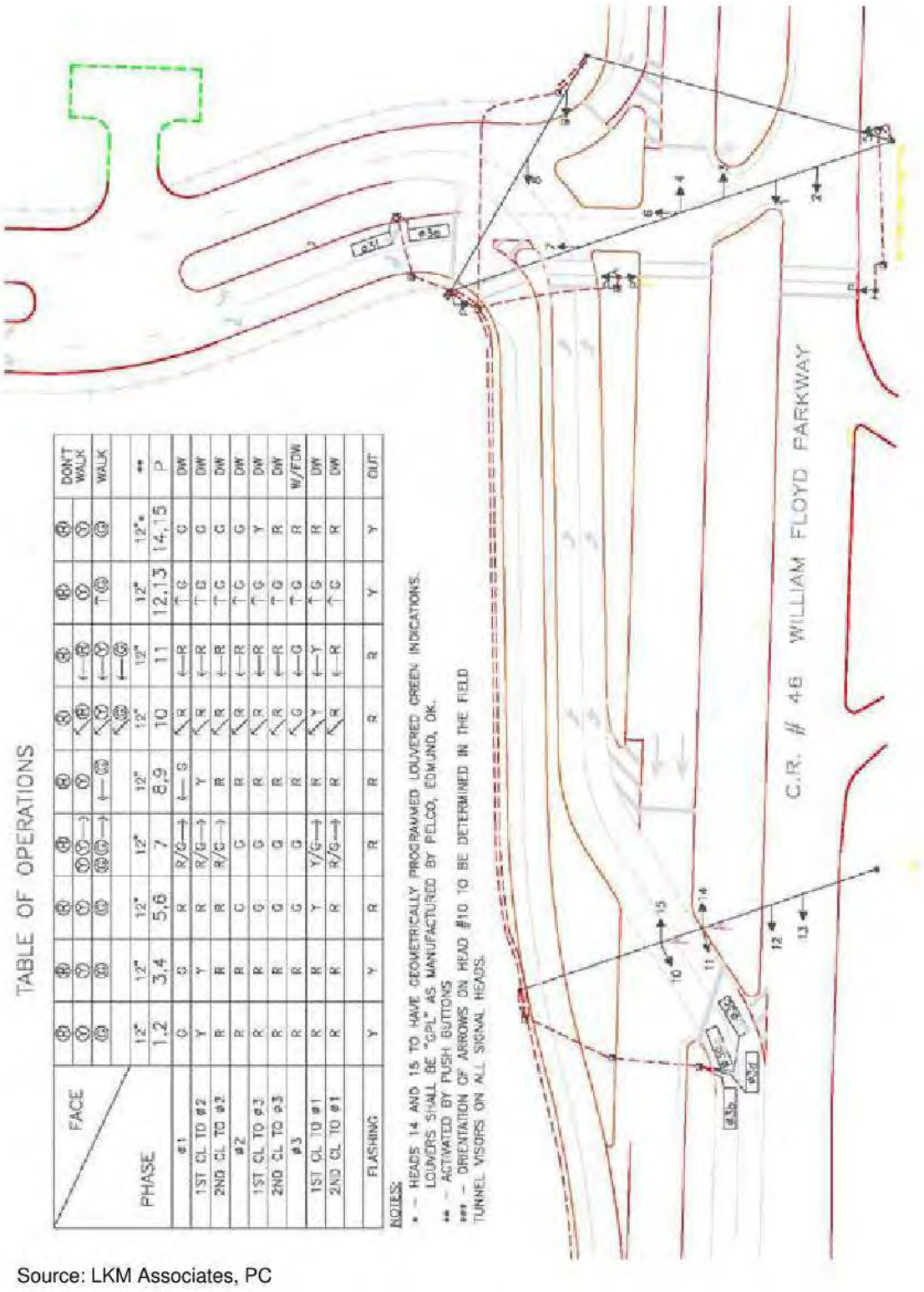


Figura 4.12: Ubicación conceptual de la semaforización en la intersección principal en CFI full.
Fuente: FHWA



Source: LKM Associates, PC

Figura 4.13: Sistema de semaforización existente en Shirley, NY. Fuente: FHWA

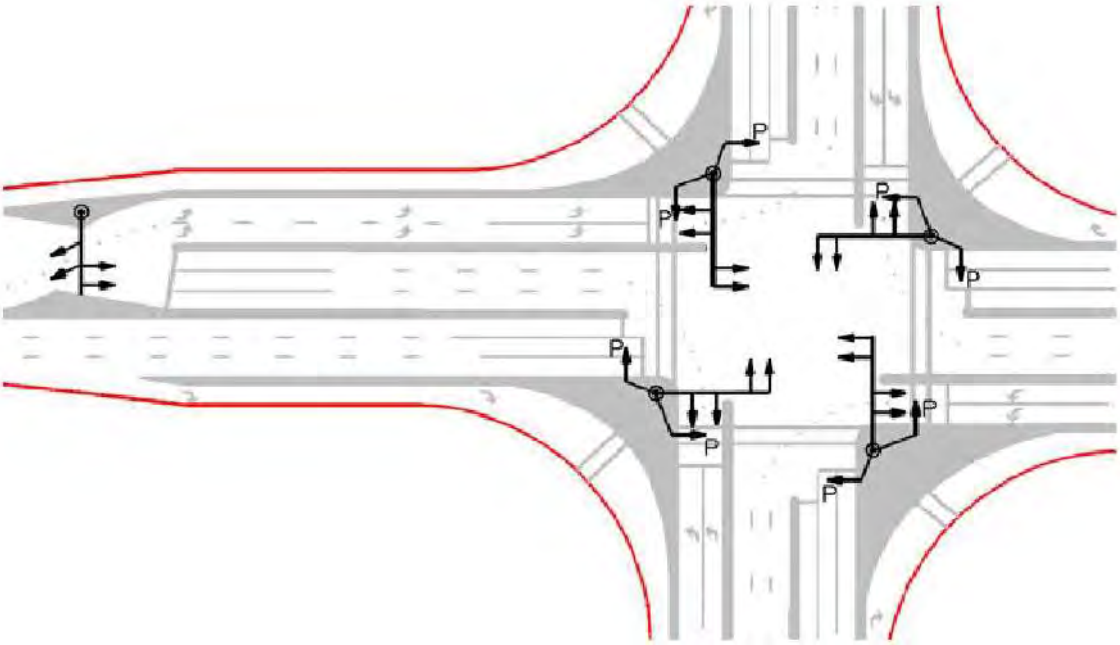


Figura 4.14: Ubicación conceptual de la semaforización en la intersección principal en CFI parcial. Fuente: FHWA

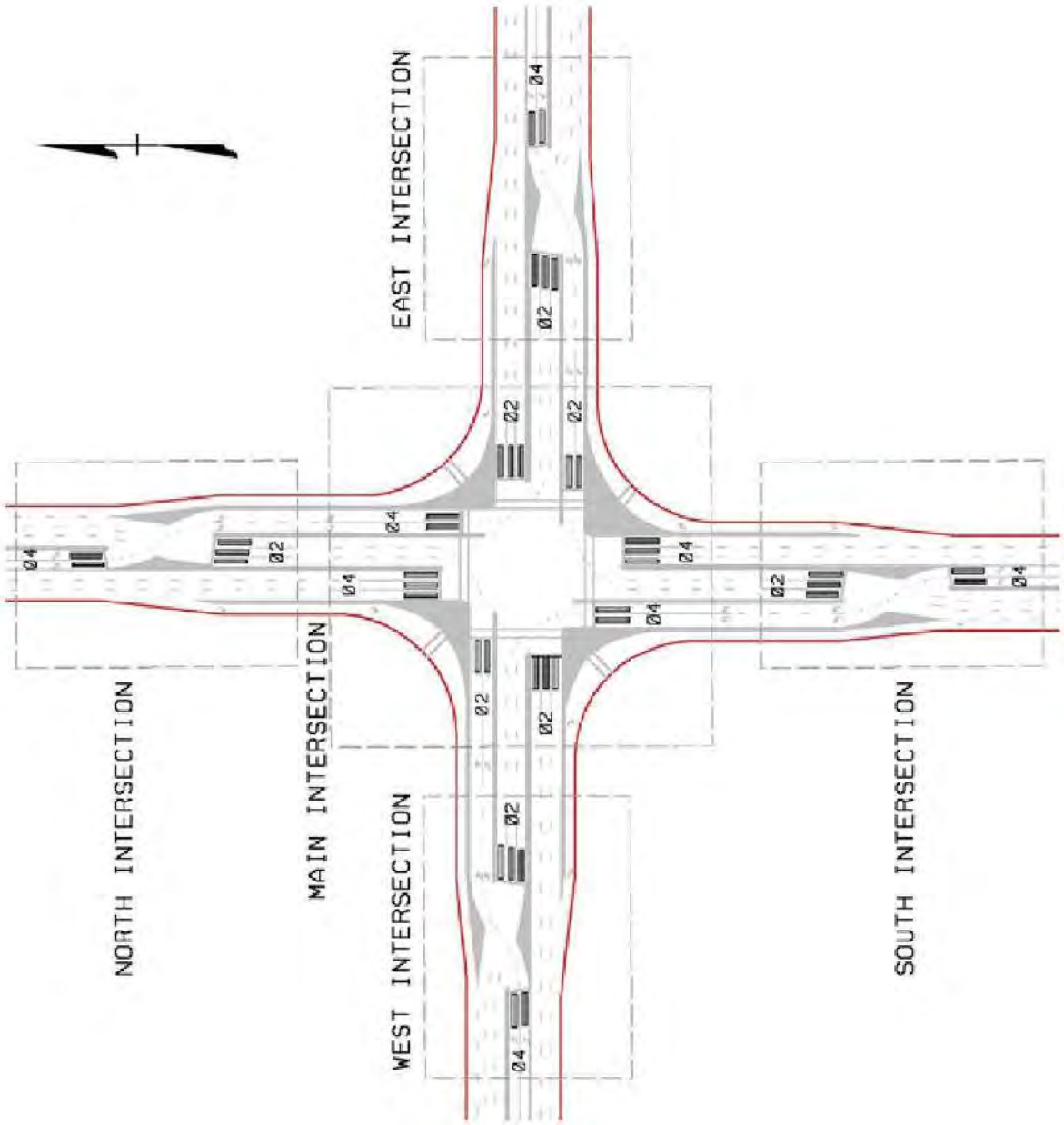


Figura 4.15: Posible ubicación de los detectores en una intersección CFI con cinco controladores separados. Fuente: FHWA

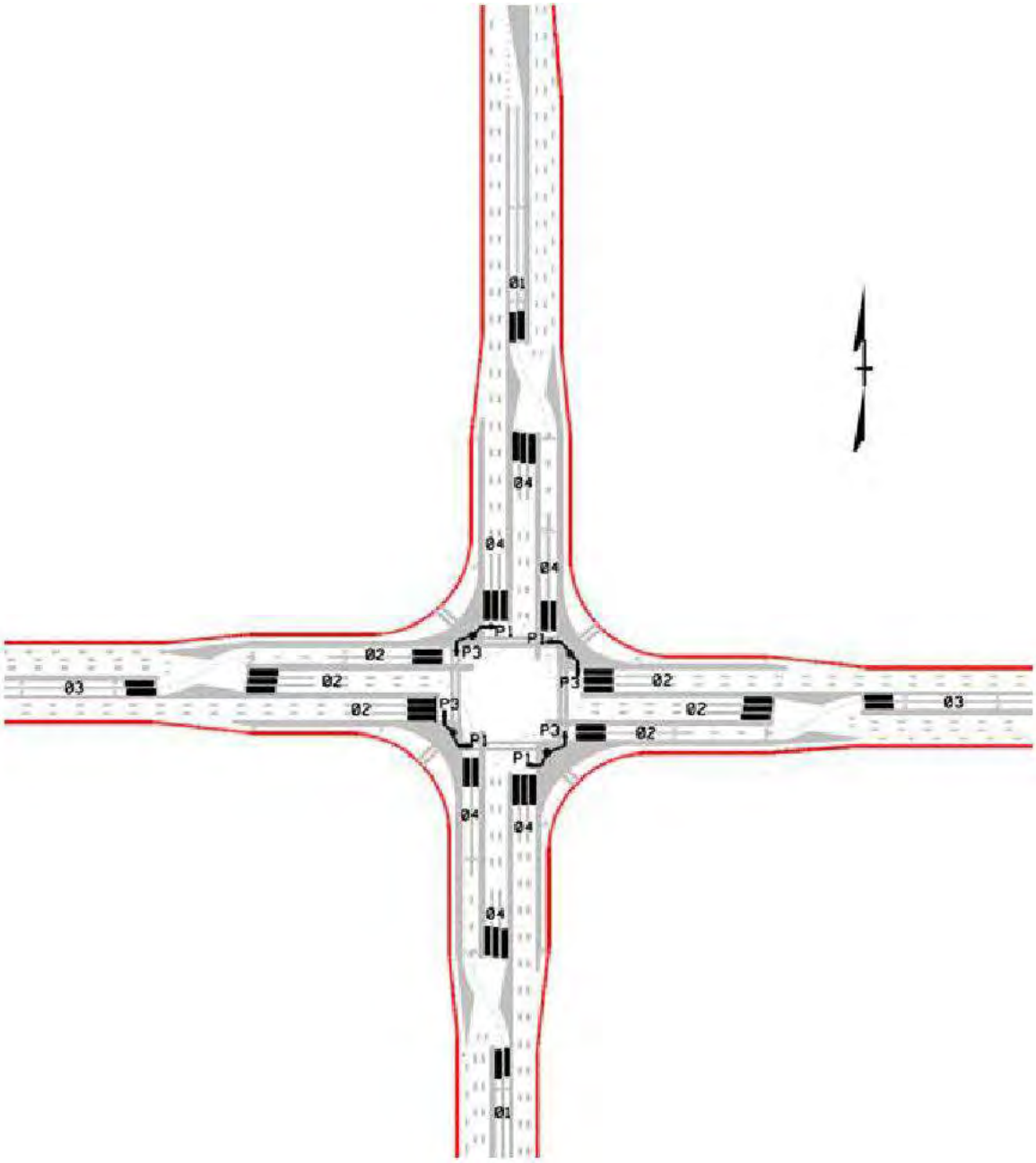


Figura 4.16: Posible ubicación de los detectores en una CFI full, con un único controlador. Fuente: FHWA

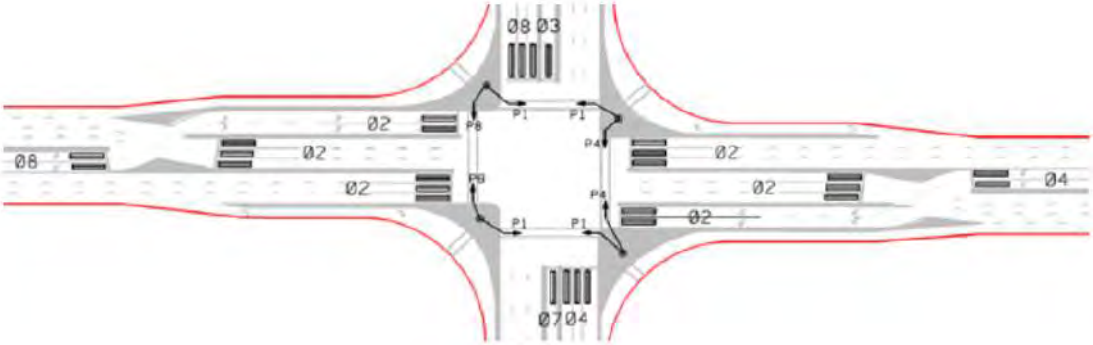


Figura 4.17: Posible ubicación de los detectores en una CFI parcial. Fuente: FHWA

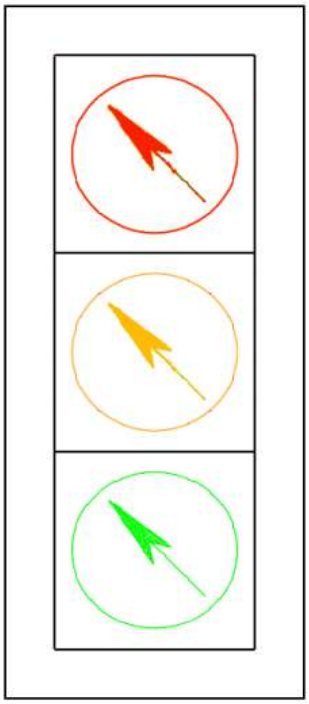


Figura 4.18: Visualización de señal de flecha angular. Fuente: FHWA

La geometría de la intersección CFI es diferente a la convencional, y si le sumamos el efecto de las fases del semáforo, los peatones cruzan la intersección en múltiples etapas.
Por lo general, los cruces peatonales a través de carreteras canalizadas a la derecha se instalan sin pulsadores peatonales. Los botones para que los peatones crucen la intersección se encuentran en las islas de canalización que también sirven como refugio para éstos. **La Figuras 4.19, 4.20, 4.21 y 4.22** muestran varias perspectivas de la señal y las ubicaciones del brazo del mástil en la intersección CFI en Accokeek, MD.

Figura 4.19: Ubicación de la semaforización implementada en la CFI de Accokeek, MD.
Fuente: FHWA

Figura 4.20: Ubicación de la semaforización implementada en la CFI de Accokeek, MD.
Fuente: FHWA

Figura 4.21: Ubicación de la semaforización implementada en la CFI de Accokeek, MD. Fuente: FHWA

Figura 4.22: Ubicación de la semaforización implementada en la CFI de Accokeek, MD, vista desde la calle secundaria. Fuente: FHWA

b) Señalización

Efectuar la señalización en una CFI puede resultar significativamente diferente en comparación con una intersección convencional, particularmente por los giros a la izquierda desde los carriles exclusivos, y la restricción de dicha maniobra por la principal. Para ellos se les debe entregar a los usuarios, un sistema entendible de las prohibiciones y rutas que deben seguir, para inducir un correcto comportamiento de parte de los conductores, peatones y ciclistas. La **Figura 4.23** muestra el plan de señalización basado en una orientación de MDSHA, y la **Figura 4.24** muestra la señalización existente en la CFI implementada en *Baton Rouge*, LA.

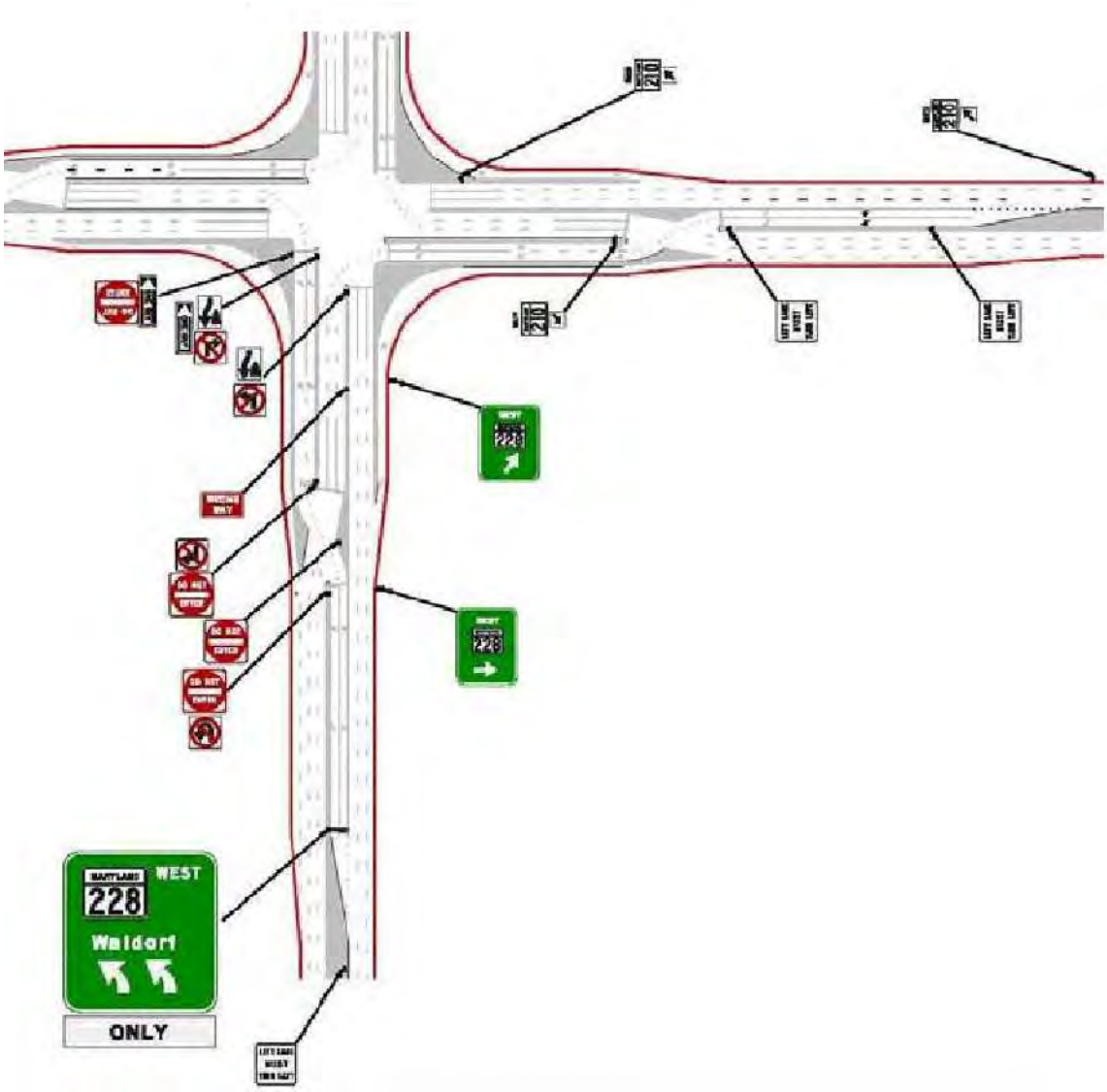


Figura 4.23: Plan de señalización en una CFI de Maryland. Fuente: FHWA.

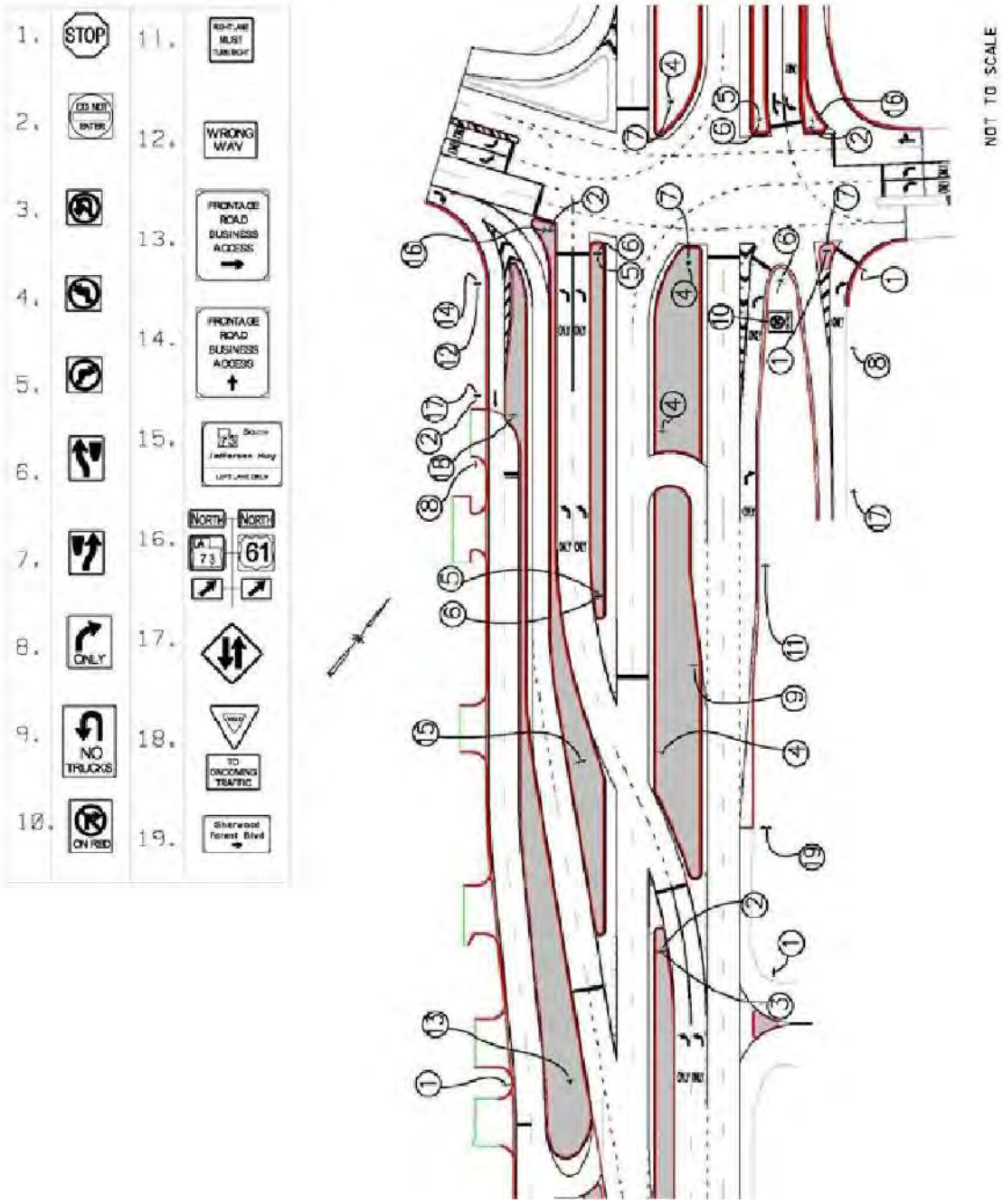


Figura 4.24: Señalización implementada en la CFI de Baton Rouge, LA. Fuente: FHWA.

4.1.2.4. Performance operacional

El análisis operacional en este tipo de intersecciones viene siendo estudiado por la FHWA durante varios años, mediante softwares de simulación de tráfico como SYNCHRO o VISSIM. El análisis que muestran en su estudio "*"Alternative Intersections/Interchanges: Informational Report (AIIR)"* toman 4 casos representativos donde comparan el desempeño de una CFI con una intersección convencional.

Los casos están nombrados por letras A, B, C y D y se detallan a continuación:

A. Intersección de una carretera principal de 6 carriles (3 por sentido) y una vía secundaria de 6 carriles con una CFI full (4 cruces de giro a la izquierda).
B. Intersección de una carretera principal de 6 carriles y una secundaria de 4 carriles con una CFI parcial (2 cruces de giro a la izquierda, uno en cada sentido de la vía principal).
C. Intersección de una carretera principal de 6 carriles y una secundaria (con 2 carriles segregados de giro a la izquierda) de 4 carriles con una CFI parcial (2 cruces de giro a la izquierda, uno en cada sentido de la vía principal).
D. Intersección de una carretera principal de 4 carriles y una secundaria de 4 carriles con una CFI parcial.

Tabla 4.2: Configuración geométrica de los casos de estudio. Fuente: FHWA

Geometric Design Cases	Approach Configuration					
	Major Road			Minor Road		
	DLT intersection and Conventional Intersection					
	Through Lanes	Left-Turn Lanes	Right-Turn Lanes	Through Lanes	Left-Turn Lanes	Right-Turn Lanes
A	3	2	1	3	2	1
B	3	2	1	2	1	1
C	3	2	1	2	2	1
D	2	1	1	2	1	1

En la **Tabla 4.2** se detalla la configuración geométrica de los casos de estudio, mientras que en la **Tabla 4.3** los volúmenes vehiculares de cada caso en específico.

Tabla 4.3: Volúmenes vehiculares para cada caso de estudio. **Fuente:** FHWA

Geometric Cases		Turning Movement Volume Set (veh/h)	Major Road Approach 1 Volume* (veh/h)	Major Road Approach 2 Volume* (veh/h)	Total Minor Road Volume** (veh/h)	Major Road Approach 1 Volume/Total Major Road Volume (veh/h)	Total Minor Road Volume/Total Intersection Volume (veh/h)
A	Three-lane major road, two left-turn lanes on major road, and three-lane minor road approaches	1	1,000	1,000	1,000	0.50	0.33
		2	1,750	1,750	1,500	0.50	0.30
		3	2,500	2,500	2,000	0.50	0.29
		4	3,500	3,500	7,000	0.50	0.50
		5	3,500	1,500	7,000	0.70	0.58
B	Three-lane major road, two left-turn lanes on major road, and two-lane minor road approaches	1	750	750	500	0.50	0.25
		2	1,500	1,500	1,500	0.50	0.33
		3	2,750	2,750	3,500	0.50	0.39
		4	3,000	3,000	4,000	0.50	0.40
		5	3,000	1,286	4,000	0.70	0.48
C	Three-lane major road, one left-turn lane on major road, and two-lane minor road approaches	1	1,000	1,000	500	0.50	0.20
		2	1,750	1,750	2,000	0.50	0.36
		3	2,500	2,500	3,000	0.50	0.38
		4	2,500	1,071	3,000	0.70	0.46
D	Three-lane major road, two left-turn lanes on major road, and two-lane minor road approaches	1	750	750	500	0.50	0.25
		2	1,500	1,500	1,500	0.50	0.33
		3	2,500	2,500	1,500	0.50	0.23
		4	3,000	3,000	4,000	0.50	0.40
		5	3,000	1,286	4,000	0.70	0.48

En las **Tablas 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7** se mostrarán los resultados del análisis comparativo, donde se concluyó que la mejora operacional de una CFI sobre una intersección convencional fue notable incluso con volúmenes vehiculares relativamente bajos, pero se lograron mayores beneficios para altos volúmenes. La reducción en las fases semafóricas logró eliminar en gran porcentaje las demoras y las colas promedio respecto a una intersección convencional, la cual fue simulada en óptimas condiciones:

a) Porcentajes de reducción de la demora promedio

1. Caso A: 48-85 %
2. Caso B: 58-71 %
3. Caso C: 19-90 %
4. Caso D: 54-78 %

b) Porcentajes de reducción de la longitud de cola promedio

1. Caso A: 62-88 %
2. Caso B: 66-88 %
3. Caso C: 34-82 %
4. Caso D: 64-86 %

Tabla 4.4: Comparación del rendimiento operacional para el Caso A. Fuente: FHWA

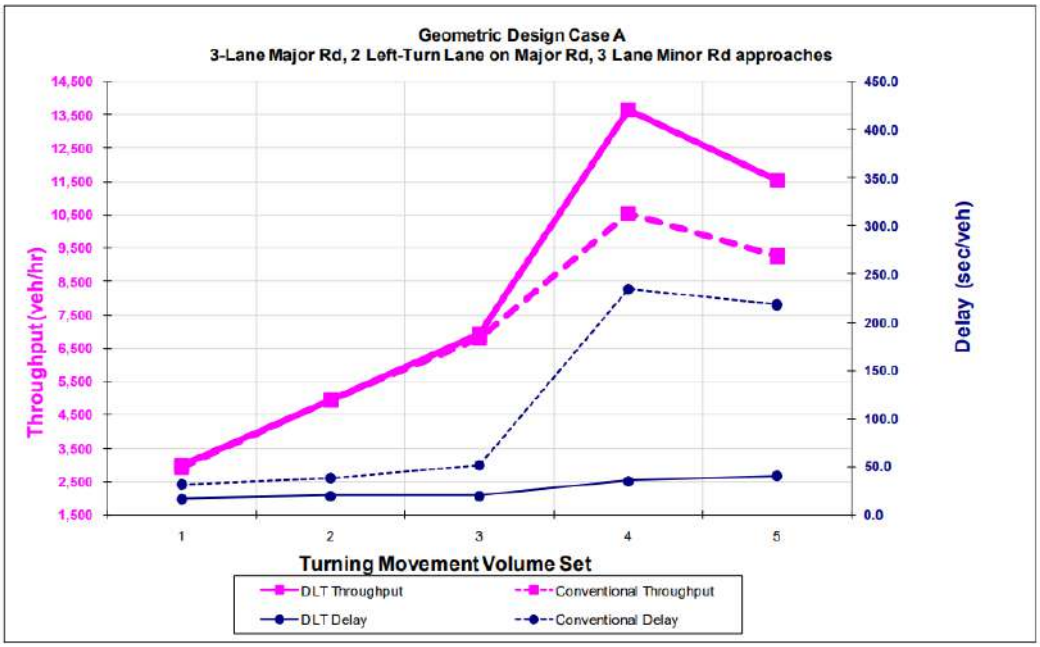


Tabla 4.5: Comparación del rendimiento operacional para el Caso B. Fuente: FHWA

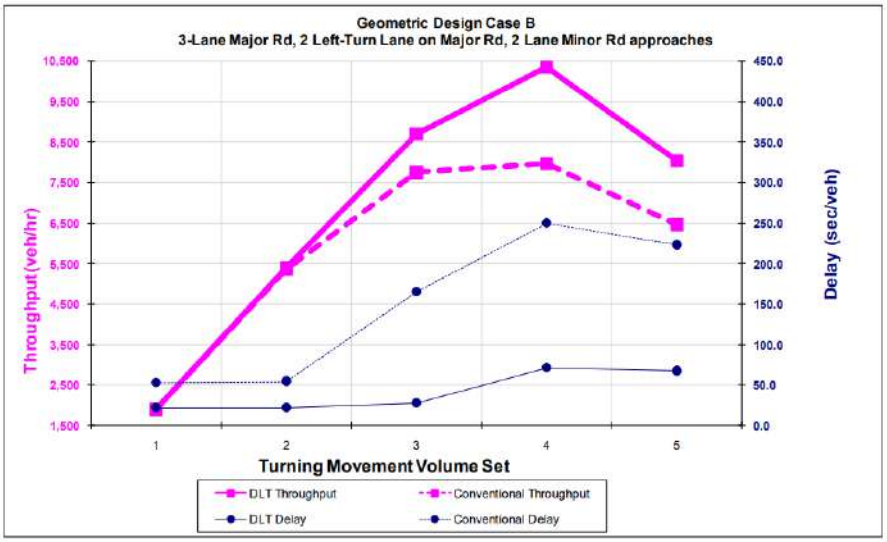


Tabla 4.6: Comparación del rendimiento operacional para el Caso C. Fuente: FHWA

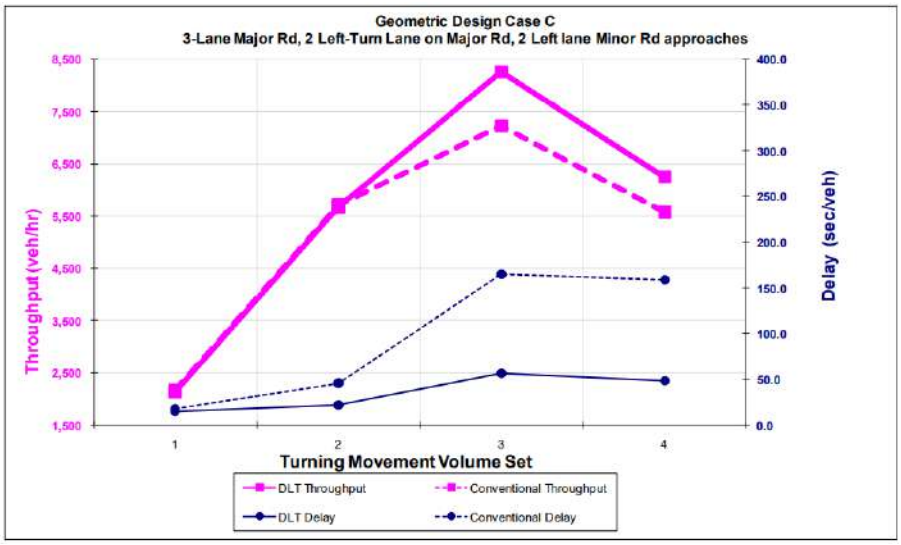
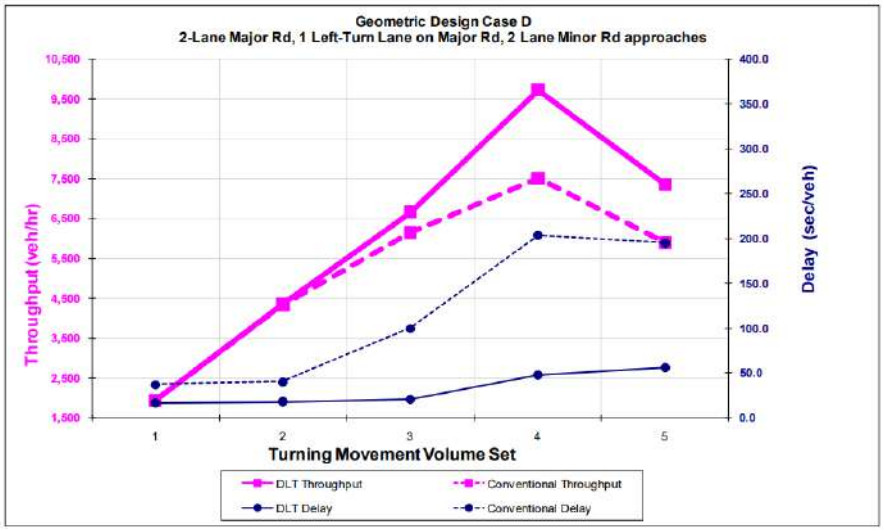


Tabla 4.7: Comparación del rendimiento operacional para el Caso D. Fuente: FHWA



4.1.2.5. Costos de construcción

El costo de construir una CFI puede ser relativamente mayor al de una intersección convencional; sin embargo, esto depende de la situación actual de la intersección y si lo que se va a proyectar es una CFI parcial o full. Si la geometría de la arteria principal se acomoda a una CFI, los costos de construcción adicionales son relativamente pequeños, y estarían relacionados a la nivelación, pavimentación, señalización y semaforización.

El costo de los siguientes proyectos completos de una CFI se proporciona a continuación para dar una perspectiva del costo total en una intersección de flujo continuo:

1. La reciente implementación de una CFI en Baton Rouge, LA, involucró la construcción de *crossovers* de giro a la izquierda, calzadas en sentido recto, ensanchamiento y trabajos de canalización. También se incluyeron obras de nivelación, drenaje, estructuras, tratamiento con cal, hormigón, señalización, semaforización, entre otros. El costo ofertado para este proyecto fue de $ 4.4 millones.
2. La intersección CFI entre la Ruta 30 de los Estados Unidos y la Ruta Summit Fenton, MO, tuvo un costo de construcción total de $ 4.5 millones.

En la **Figura 4.25** se muestra una comparación entre la intersección CFI y una convencional para tener una perspectiva de la variación de precios que pueden existir, donde se muestra de color rojo la construcción extra para el caso de una CFI full.

La FHWA hace una comparación en costos entre una intersección convencional y una CFI, la cual se detalla en la **Tabla 4.8**. Los presupuestos se realizan a detalle por especialidad. Se asume que no hay interferencias mayores que ocasionarían alza de precios, esto sólo es una aproximación para fines comparativos.

Figura 4.25: Comparación entre una intersección convencional y una CFI full.

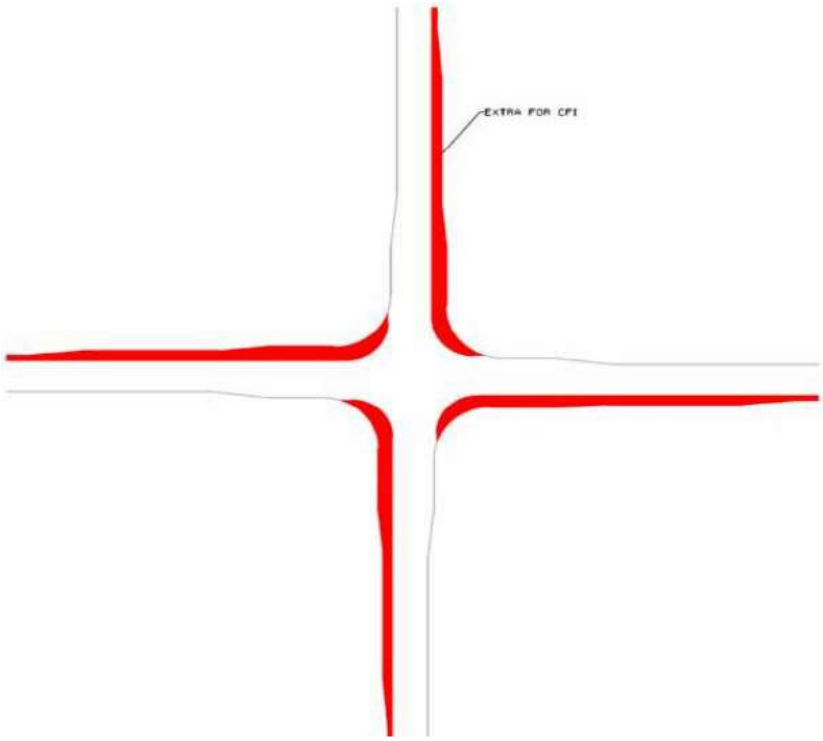


Tabla 4.8: Estimación de costos en una intersección CFI (DLT) y una convencional. Fuente: FHWA

#	Item	Unit	Unit Cost ($)	DLT Intersection		Equivalent Conventional Intersection	
				Quantity	Total Cost ($)	Quantity	Total Cost ($)
1	Mobilization (assumed to be the same for all)	LS	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
2	Earthwork • Site prep, excavation, etc.	CY	12.47	36,880	460,000	31,720	396,000
3	Pavement						
	• Surface (2 inches).	SY	6.93	54,890	380,000	50,370	349,000
	• Base (6 inches).	SY	15.50	54,890	851,000	50,370	781,000
	• Sub-base (8 inches).	SY	10.80	54,890	593,000	50,370	544,000
3	Curb and gutter	LF	11.10	25,270	280,000	15,850	176,000
	Concrete islands/raised medians (8-inch cement concrete pavement)	SF	37.50	22,970	861,000	12,850	482,000
4	Drainage (assumed to be the same for all)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
5	Traffic control devices • A new signal is assumed to be $200,000. Equipment required for a CFI is approximately two times more than that of a conventional intersection and consequently priced at $300,000.	EA	200,000	2	400,000	1	200,000
6	Utilities (assumed to be the same for all)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
7	ADA requirements						
	• Ramps: 5 inches wide.	LF	450	80	36,000	20	9,000
	• Concrete sidewalk.	LF	14.42	8,240	119,000	8,420	121,000
8	Pavement markings (assumed to be the same for all)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Total					**3,980,000**		**3,058,000**

N/A = Not applicable.

Con base en los supuestos de este ejemplo, el costo total de una CFI en una zona rural es aproximadamente $ 922,000 más que una intersección convencional. Lo que puede variar el precio son los trabajos de movimiento de tierras, materiales, señales adicionales, etc., llegando casi al 30% del costo mayor, relativamente a una intersección convencional. Por tanto, es necesario un análisis económico a mayor detalle para implementar esta medida en la Av. Cáceres, eso sería motivo de otra investigación. Para fines de este estudio, se evaluará la factibilidad técnica, posteriormente se debe realizar un diseño geométrico a nivel de expediente técnico que revele un precio más ajustado, teniendo en cuenta que la Av. Cáceres cuenta con una sección transversal que se ajusta bastante para la implementación de una CFI, sea parcial o full, dependiendo de la intersección.

4.1.3 Diverging Diamond Interchange (DDI)

Este concepto también está avalado por la FHWA y otras entidades competentes. Para implementar esta medida se necesita una mayor inversión y espacio; sin embargo, se explicará a nivel conceptual para una futura implementación en proyectos viales en el Perú.

Un intercambio de diamante divergente (DDI), también llamado intercambio de doble cruce de diamantes (DCD) tiene como propósito acomodar movimientos de giro a la izquierda en arterias y carreteras de acceso limitado, desviándolos hacia una rampa señalizada, tal como se muestra en la **Figura 4.26**, y un desvío similar en la calle transversal, eliminando con efectividad los puntos de conflicto. También esta regulado por semáforos, que, al funcionar en 2 fases, transmiten fluidez en la intersección, con longitudes de ciclo óptimos y coordinados entre sí. El tráfico en la vía principal cruza al sentido opuesto y vuelve al sentido original, al salir de la intersección. A este funcionamiento se le puede sumar un paso a desnivel, inclusive el costo puede disminuir notoriamente si se aplica a un puente existente (Ver **Figura 4.27**). Estos intercambios ya se aplican alrededor del mundo desde la década de los 70.

Figura 4.26: Funcionamiento de una DDI. Fuente: FHWA

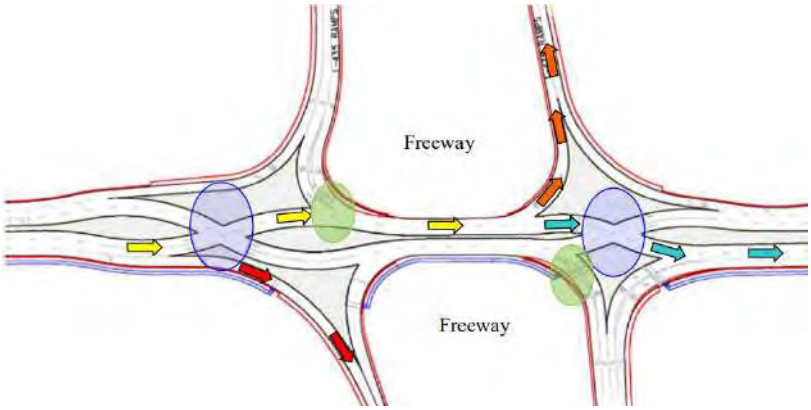


Figura 4.27: DDI implementada en Springfield, MO. Fuente: FHWA

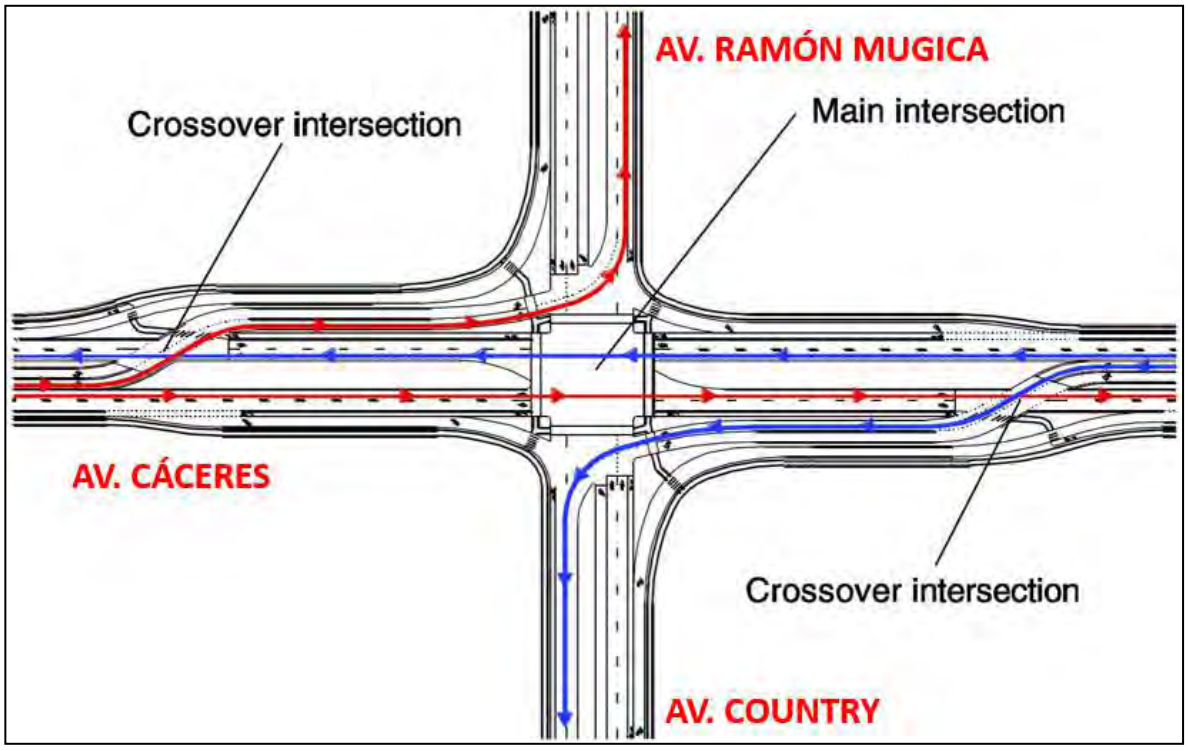
4.2 Aplicación de una CFI a la intersección con Av. Ramón Mugica

Esta intersección se ha detectado como una de las más complicadas del análisis. Con la propuesta 1 de gestión del tránsito vista en el capítulo anterior, se lograron mejoras notables; sin embargo, debido al crecimiento del tránsito, el nivel de servicio de aquella propuesta podría caer. Por lo tanto, p debido a los altos volúmenes de giro a la izquierda, se analizará la alternativa de colocar una CFI en esta intersección, ya sea parcial o full, para una solución a futuro.

La Av. Cáceres cuenta con el ancho necesario para instalar una CFI parcial, la cual tendría los cruces de giro a la izquierda en la vía principal. Para instalar una CFI full, se necesitarían mayores expropiaciones, entonces debemos analizar el costo-beneficio de instalar cualquiera de estas alternativas. También se analizarán las alternativas vistas en el punto 3.7.3 para obtener la mejor solución.

Un esquema de una CFI parcial en esta intersección sería como la **Figura 4.28**. No se ha efectuado un diseño geométrico a detalle debido al alcance de esta investigación, se analizará a nivel de factibilidad técnica.

Figura 4.28: Esquema básico de una CFI parcial en intersección con Av. Ramón Mugica. Fuente: Adaptado de FHWA.



4.2.1. Desempeño técnico

Tal como se ha visto anteriormente, una CFI funciona perfectamente para intersecciones con flujo recto y a la izquierda altos, teniendo un performance operacional superior al de una intersección convencional. La modelación SYNCHRO de esta propuesta se puede observar en la **Figura 4.29**, la cual no posee una geometría exacta, por limitaciones del software, lo cual no influye mucho al analizar el NDS de la intersección.

Cabe recordar que para el caso de una CFI parcial, se generan 3 intersecciones semaforizadas: 2 cruces (este y oeste) y la intersección principal. La semaforización propuesta para cada una de ellas se observa en la **Figura 4.30**, la cual es accionada por el tránsito y se puede ver a detalle en el Anexo III.

Figura 4.29: Modelación SYNCHRO CFI parcial en Intersección con Av. Ramón Mugica. Fuente: Elaboración propia

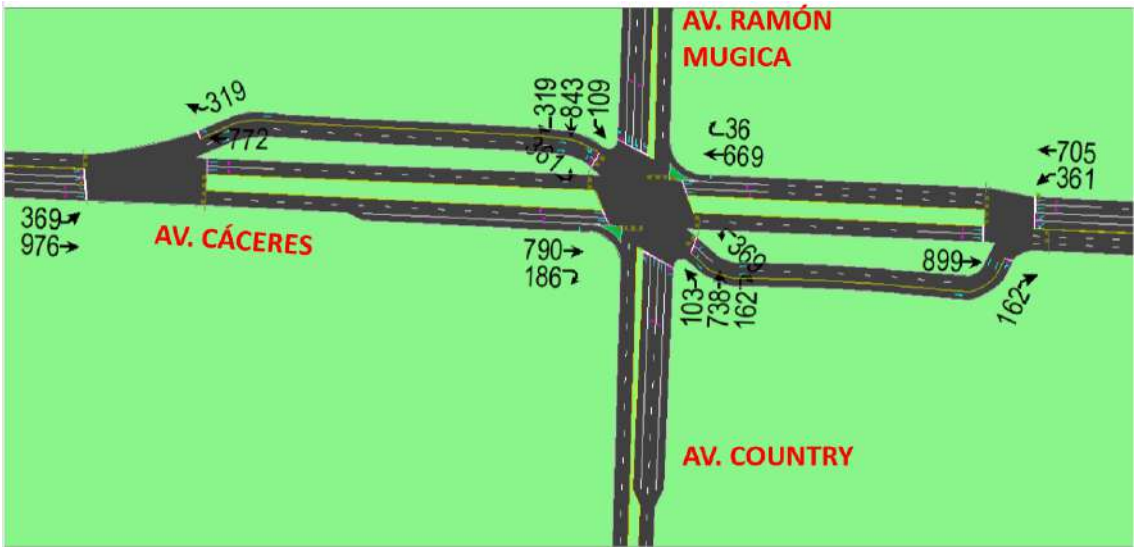
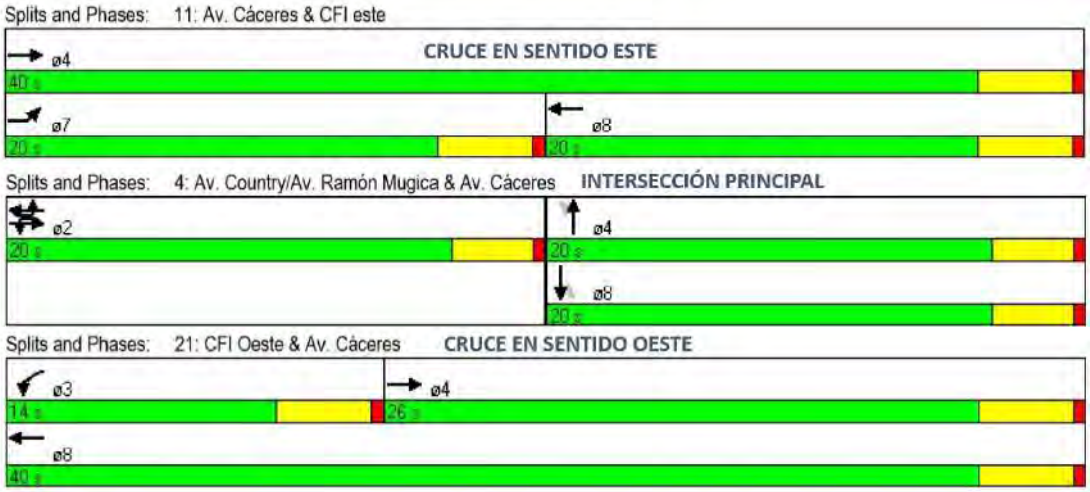


Figura 4.30: Diagrama de fases propuesto para una CFI parcial en intersección con Av. Ramón Mugica. Fuente: Elaboración propia.



En la siguiente tabla se detallan los aspectos técnicos más representativos que se estarían mejorando con esta alternativa, la cual, de lejos es la más óptima técnicamente entre la situación actual y la propuesta del capítulo anterior.

Tabla 4.9: Análisis de tránsito de la CFI parcial en intersección con Av. Ramón Mugica.
Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Situación Actual	Propuesta 1: Gestión del tránsito	Propuesta 2: CFI Parcial
Nivel de servicio y demora global en intersección principal (seg)	**F (258.9)**	**C (20.6)**	**A (9.5)**
Nivel de servicio y demora global en cruce Este (seg)	-	-	**A (6.2)**
Nivel de servicio y demora global en cruce Oeste (seg)	-	-	**A (3.6)**
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Este (seg)	F (229.1)	C (21.0)	A (8.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Cáceres Oeste (seg)	F (85.4)	C (22.6)	A (9.3)
Nivel de servicio y demora - Av. Country (seg)	F (283.7)	B (18.8)	B (11.5)
Nivel de servicio y demora - Av. Ramón Mugica (seg)	F (589.3)	B (19.8)	B (11.2)
Longitud de colas - Av. Cáceres Este	282 m	82.8 m	36.8 m
Longitud de colas - Av. Cáceres Oeste	228 m	57.8 m	30.1 m
Longitud de colas - Av. Ramón Mugica	267 m	52.5 m	25.5 m

El anexo III-A contiene el reporte completo del análisis y resultados de esta propuesta.

El desplazamiento de los giros a la izquierda conflictivos en la Av. Cáceres ha logrado disminuir en un 96.3% las demoras totales y en un 87% las colas en la vía principal, beneficiando además a la Av. Ramón Mugica, donde se pasó de una demora de 589.3 a 11.2 seg/veh. Incluso, el impacto sería mayor si se aplicara una CFI full, lo cual es discutible por temas de presupuesto y espacio.

4.2.2. Comparación de alternativas proyectadas según horizonte de planeamiento.

Para garantizar que las propuestas técnicas tengan un adecuado funcionamiento en el futuro, se aplicará el método para calcular el crecimiento del tránsito según el MTC. Se hallará un factor unificado que proviene de vincular una tasa de crecimiento de los vehículos livianos con el crecimiento poblacional, y el de los vehículos pesados con el crecimiento del PBI de Piura. Las tasas de crecimiento y porcentajes asumidos para el cálculo se pueden ver en la **Tabla 4.10.** El cálculo de este factor será ingresado en SYNCHRO para que sea afectado por los volúmenes equivalentes en cada caso, y de esta manera, determinar el NDS proyectado desde el año base, hasta un año donde alguna propuesta falle, y de esta manera establecer los criterios de planificación vial y urbano, asegurando que los proyectos funcionen por mucho tiempo.

Tabla 4.10: Cálculo para determinar el crecimiento del tránsito. **Fuente:** Elaboración propia.

$P_f = P_o(1+T_c)^n$	Tc Poblacional (%)	0.90%			
	Tc PBI (%)	2%			
n	0	10	30	50	70
Año	2018	2028	2048	2068	2088
Veh. Livianos (98%)	1.00	1.09	1.31	1.57	1.87
Veh. Pesados (2%)	1.00	1.22	1.81	2.69	4.00
% Crecimiento total	1.00	1.10	1.32	1.59	1.91

A continuación, se presentará un cuadro comparativo (Ver **Tabla 4.11**) de todas las alternativas estudiadas durante este trabajo de tesis para esta intersección en específico. La primera es la situación actual que se ha detallado en el Capítulo 2, y cuyo reporte técnico se encuentra en el Anexo I-A. La segunda y la tercera fueron explicadas en el punto 3.7.3, acerca de las discrepancias con algunas soluciones. Para el caso de la alternativa de tres carriles, se ha modelado una ampliación en toda la Av. Cáceres para contar con tres carriles por cada sentido, manteniendo las fallas técnicas en las intersecciones. (Ver reporte técnico en Anexo II-B)

Para el paso a desnivel, se ha optimizado una semaforización interior con tiempos bien calculados, carriles segregados de giro a la izquierda y asumiendo al puente vehicular como una vía nueva; es decir, en la intersección interior, el flujo que sigue recto es 0 porque se considera que pasa por el puente (Ver reporte técnico en Anexo II-C)

Para la alternativa 4, se basa en la primera propuesta que se hizo del corredor completo, con gestión del tránsito en las intersecciones y se puede ver a detalle en el Capítulo 3.

En la alternativa 5, se ha modelado una CFI parcial, tal como se indica anteriormente en el Capítulo 4. Y, adicionalmente, se ha optado por una sexta alternativa que vendría a ser una CFI full para completar la discusión técnica.

Los criterios por evaluar se darán en los siguientes ámbitos, los cuales son necesarios para elegir una solución vial:

- Aspecto Técnico
- Aspecto Económico
- Aspecto Ambiental
- Proyección y funcionamiento a futuro

ASPECTO	PARÁMETRO	ALTERNATIVAS					
		1	2	3	4	5	6
		Situación actual	Tres carriles en ambos sentidos.	Paso a desnivel	Propuesta 1: Gestión del tránsito	Propuesta 2-A: CFI Parcial	Propuesta 2-B: CFI full
Técnico	NDS 2018 (demora en seg.)	F (258.9)	F (265.1)	C (26.7)	C (20.6)	A (9.5)	A (8.8)
	Demanda inducida a futuro	-	ALTA	ALTA	BAJA	MEDIA	MEDIA
	Complicación a otra intersección adyacente	-	-	SI	NO	NO	NO
	Facilidad constructiva	-	MEDIA	NO	SI	MEDIA	MEDIA-BAJA
Económico	Costo Estimado (inicial)	-	$ 2.71 millones	$ 60-80 millones	$ 400-700 mil	$ 1-3 millones	$ 3-5 millones
Ambiental	Consumo de combustibles	1190 L	1211 L	228 L	201 L	106 L	97 L
	Emisión CO2	22009 g/hr	22416 g/hr	4219 g/hr	3719 g/hr	1961 g/hr	1794.5 g/hr
	Daño al contexto urbano	-	ALTO	ALTO	BAJO	BAJO	BAJO
Proyección y funcionamiento a futuro.	NDS Año 10 (demora en seg.)	F (333.3)	F (343.3)	D (36.7)	C (25.5)	A (10.0)	A (9.4)
	NDS Año 30 (demora en seg.)	F (484.8)	F (499.2)	E (76.3)	D (44.1)	B (12.8)	B (11.9)
	NDS Año 50 (demora en seg.)	F (664.4)	F (682.9)	F (148.1)	F (90.0)	C (21.6)	C (21.0)
	NDS Año 70 (demora en seg.)	F (880.7)	F (903.9)	F (252.6)	F (165.1)	D (52.1)	D (54.9)

Tabla 4.11: Cuadro comparativo de alternativas de solución para la Intersección con Av. Ramón Mugica. Fuente: Elaboración propia.

a) Aspecto Técnico

Según lo observado en la **Tabla 4.11**, las mejores alternativas técnicas son las CFI Parcial y la CFI Full debido a que presentan un NDS óptimo para la demanda actual, a pesar de ser intersecciones semaforizadas, teniendo un mejor desempeño que un paso a desnivel, o aumentar tres carriles durante toda la vía. El éxito del funcionamiento de una CFI se debe a la optimización del ciclo semafórico que ha omitido las fases de giro exclusivas que se plantearon en la gestión de tránsito. Esto es posible gracias a la eliminación de los puntos de conflicto, convirtiéndola en una intersección coordinada e idónea para volúmenes vehiculares de giro a la izquierda altos, que son la principal causa de la congestión en el corredor de estudio, y en muchas intersecciones del país. Cabe resaltar que se han analizado las alternativas con el mismo volumen vehicular, lo cual en realidad no debería ser así, debido a que las alternativas 2 y 3 traen consigo una mayor demanda inducida, la cual, incluso al no ser asumida, traen consigo niveles de servicio cortoplacistas.

También es idónea por su facilidad constructiva, debido a que la sección transversal de la Av. Cáceres se puede adaptar fácilmente. Esto se contrasta con el caso de una CFI full, donde se debería cambiar la sección transversal de toda la Av. Ramón Mugica y a pesar de presentar un NDS mejor que la CFI parcial, la dificultad para la construcción la va descartando. Técnicamente es más factible construir una CFI parcial que una CFI Full ya que las mejoras entre una y otra no varían mucho en el tiempo debido a que los giros a la izquierda en Ramón Mugica y Country no son tan elevados y se pueden controlar con semáforos. Además, para implementar una CFI Full se necesita mayor espacio, por tanto, mayores costos de expropiación, mayor tiempo de construcción, entre otros problemas.

La peor alternativa, desde este punto de vista, es aumentar tres carriles en la sección típica. En primer lugar, los flujos vehiculares no lo ameritan, en segundo que el problema real no es de capacidad sino de un mal diseño de intersecciones. Si éstas no están bien diseñadas, la vía seguirá funcionando igual o peor, así se añada 3 o 4 carriles. Y, peor aún, induciría una demanda mayor de vehículos, que traería consigo mayor congestión.

b) Aspecto Económico

La mejor solución que da un gran impacto debido a su bajo precio es la gestión del tránsito en las intersecciones (Alternativa 4). Tal como se explicó anteriormente, el problema real de los corredores viales en el Perú se debe a un mal diseño de intersecciones, escasa señalización y semaforización anticuada. Se puede ver que un paso a desnivel tiene un costo relativamente más alto que todas las soluciones, además de solucionar un punto específico, mientras que la gestión del tránsito optimiza un corredor completo, teniendo un impacto más grande.

Los costos han sido estimados de manera referencial, pudiendo variar según el proyecto. Por ejemplo, la propuesta de 3 carriles se puede estimar con el costo por km de carretera en el Perú, siendo de 1 millón de dólares aproximadamente. Los pasos a desnivel se pueden estimar con los últimos proyectos viales lanzados en la ciudad de Lima, tales como el Paso a Desnivel 28 de Julio. Las propuestas necesitan un análisis económico más detallado antes de implementarse, pudiendo variar a lo detallado anteriormente, se ha apoyado de la información proporcionado por la FHWA según proyectos similares; sin embargo, las condiciones pueden variar enormemente a favor o en contra. Por tanto, los costos

presentados, son referenciales debido al alcance de esta investigación, simplemente para tener una idea del gasto innecesario que se les da a otras alternativas.

c) Aspecto Ambiental

El siguiente análisis será de manera referencial, ya que los parámetros no son totalmente determinantes para este ámbito.

Debido a la congestión producida en esta intersección, muchos litros de gasolina se pierden en hora punta. Este consumo es directamente proporcional a las emisiones de CO2, que contaminan el medio ambiente. Una CFI reduce el 91% de este impacto, mientras que la gestión del tránsito, en esa intersección específica, un 81%; sin embargo, el efecto que causa a manera global en todo el corredor es aún más importante.

Al margen de evaluar los gases que se emiten, un paso a desnivel o aumentar tres carriles eliminan más áreas verdes que las otras alternativas, dañando el contexto urbano de la ciudad, induciendo una mayor demanda de vehículos y creando un estilo de ciudad que tiene prioridad a los vehículos, debiendo ser al revés, y pensar en las personas, con criterios de transporte masivo.

d) Proyección y funcionamiento a futuro

Tal como se explicó anteriormente, se ha calculado el nivel de servicio para los años 10, 30,50 y 70 para todas las alternativas.

La situación actual es alarmante, y si no se hace nada al respecto, la ciudad crecerá desordenadamente, pudiendo traer consigo niveles de servicio que bordean los 1000 segundos perdidos por vehículo, lo cual está por muy debajo de lo mínimo para obtener un NDS “F”, cuyo límite es 80 segundos.

A pesar del gran costo invertido en alternativas como aumentar tres carriles o implementar pasos a desnivel, según la Tabla 4.11, estas medidas son cortoplacistas, fallando a menos de 10 años de ser construidas. Entonces, si se sigue por esa línea, de aquí a 10 años seguramente se estaría pensando por colocar más pasos a desnivel, incluso por encima de los ya mencionados, trayendo un modelo de ciudad totalmente desorganizado y anticuado, donde el caos ya no tendría cómo parar,

La propuesta de gestión del tránsito puede tener NDS aceptables hasta el año 30, donde ya se podría pensar en criterios de planificación vial y transporte masivo para regular el volumen que pasa por la Av. Cáceres; sin embargo, una CFI puede tener una duración estimada de hasta 70 años manteniendo un nivel de servicio aceptable y asumiendo un crecimiento lineal del parque automotor. En otras palabras, si hoy pasan 1345 vehículos por la Av. Cáceres, la CFI en ese caso específico podría funcionar bien hasta con un volumen de 2568 vehículos por hora, cuyo volumen es bastante considerable.

Si bien es cierto, el pavimento no resistiría hasta tal punto (70 años), el costo asumido es sólo el inicial, faltando los de mantenimiento que se deben incluir en un análisis económico más detallado, el cual no será tocado en esta tesis. Estas consideraciones serán

asumidas para hacer un análisis netamente técnico, desde el punto de vista operacional y de seguridad vial.

Por lo tanto, el horizonte de planeamiento de la ciudad deberá ser de tal manera que se implemente un sistema de transporte alternativo al privado. Esta solución se verá mas adelante, visionando a Piura como una metrópoli ordenada y planificada.

e) Solución

La solución idónea para esta intersección es una CFI parcial, a esto se le debe sumar la implementación de la alternativa con gestión del tránsito en el resto de las intersecciones para crear un sistema moderno, eficiente y seguro para los usuarios. La solución no acaba ahí, debiendo pensar a futuro con la implementación del transporte masivo que se detallará más adelante. Piura y el país entero se vendrían beneficiados por implementar esta alternativa ya que sería la primera CFI de Latinoamérica, lo cual llamaría los ojos del mundo por mostrar un crecimiento en gestión del tránsito del país, con una solución innovadora que, lamentablemente, por desconocimiento no se está aplicando, y está demostrado que trae consigo mejores resultados en todos los aspectos.

4.3 Alternativas en el Óvalo Cáceres

En esta intersección se han planteado 4 alternativas de solución que se irán probando una tras otra para optimizar de una manera eficiente el tránsito, velar por la seguridad de los usuarios y, sobre todo, tratar de respetar el contexto urbano de la ciudad y el homenaje al héroe Andrés Avelino Cáceres.

Los criterios de diseño para solucionar esta intersección se basan en que ésta es la más aislada del análisis. Por lo tanto, lo que se proponga aquí, no tendrá mucho impacto sobre las otras intersecciones analizadas anteriormente. También hay que considerar la zona es de densidad baja, y prácticamente es saliendo de la ciudad para tomar la Av. Sánchez Cerro (Vía panamericana). Se demostró en el Capítulo 2 que una rotonda no es la mejor solución vial para los volúmenes vehiculares actuales y teniendo en cuenta que debemos respetar la estatua de Andrés Avelino Cáceres, héroe nacional. Éstas son las alternativas de solución planteadas:

1. Mantener el Óvalo Cáceres e implementar un paso a desnivel en Av. Cáceres y Av. César Vallejo.
2. Mantener el Óvalo Cáceres e implementar un paso a desnivel en Av. Sánchez Cerro con canalización de giros a la derecha en las aproximaciones Cáceres y Sánchez Cerro Oeste (desde Real Plaza)
3. Alternativa 2 + desvío a desnivel con giro a la izquierda hacia la Av. Cáceres.
4. CFI full

De éstas 4 alternativas, las 3 primeras conservan el monumento y la última lo elimina para implementar otro tipo de intersección; sin embargo, eso no quita se pueda rendir homenaje con estatuas más pequeñas implementadas en áreas verdes, aprovechando el gran espacio existente.

4.3.1. Alternativa 1

Esta primera alternativa nace por lo descrito anteriormente acerca que el Óvalo Cáceres es el más aislado del análisis y se encuentra algo alejado de la ciudad, y también porque es una manera de conservar el monumento existente. Un esquema de esta alternativa se puede observar en la **Figura 4.31.** La hipótesis es que si al elevar el flujo de Cáceres, la rotonda existente mejora el nivel de servicio; sin embargo, el análisis operacional revela que debido a que el principal problema son los 3 giros a la izquierda conflictivos, colocar un paso a desnivel en cualquier de las 2 arterias no genera una mejora sustancial. El análisis de tránsito de esta alternativa se puede encontrar en el Anexo III-B

Figura 4.31: Alternativa 1 para el Óvalo Cáceres. Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Alternativa 2

Debido a que la primera alternativa fue insuficiente, entonces se optará por canalizar los giros a la derecha en Cáceres y Sánchez Cerro. Esto generará una mejora importante, sobre todo en la aproximación Cáceres que cuenta con un volumen de 520 vehículos por hora que gira a la derecha. Un esquema de esta propuesta se puede ver en la **Figura 4.32.**

El análisis de tránsito del Anexo III-B revela que el problema aún persiste, demostrando así que el problema real y más importante son los giros a la izquierda.

Figura 4.32: Alternativa 2 para el Óvalo Cáceres. Fuente: Elaboración propia.

4.3.3. Alternativa 3

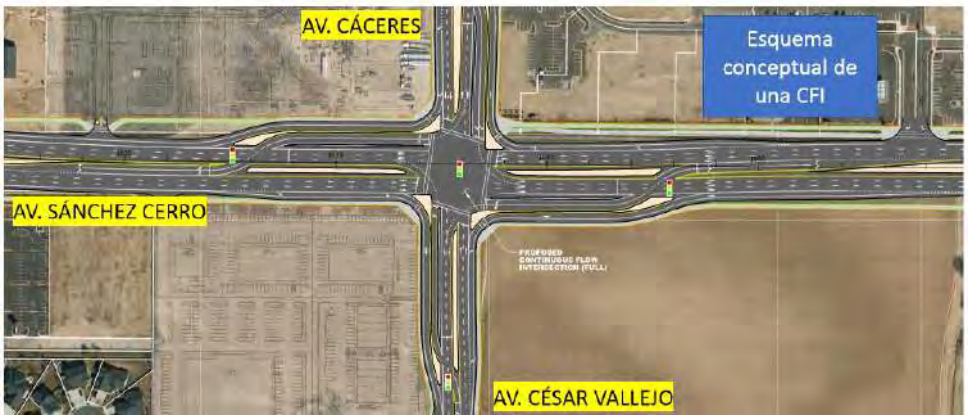
Esta medida es la más costosa de todas, lo que se hará es implementar la alternativa 2, pero para mejorarla se optará por mejorar el giro a la izquierda más problemático que es el de Sánchez Cerro (Este) hacia Cáceres. Un esquema de esta alternativa se puede ver en la **Figura 4.33.** El análisis de tránsito del Anexo III-B revela un nivel de servicio aceptable, pero que debido a su alto costo no sería una solución desde el punto de vista ingenieril; sin embargo, es lo mejor que se puede hacer para conservar el óvalo existente.

Figura 4.33: Alternativa 3 en el Óvalo Cáceres. Fuente: Elaboración propia.

4.3.4. Alternativa 4

Se ha demostrado anteriormente que, la única manera de generar un nivel de servicio aceptable en el Óvalo Cáceres es implementándole un intercambio vial complicado, el cual tendría un costo muy elevado. Ahora se probará con una CFI full, lo cual es lo más razonable desde el punto de vista técnico, debido a que el performance operacional para giros a la izquierda elevados es exitoso en este tipo de intersecciones. El estudio de tránsito del Anexo III-B en esta alternativa revela un resultado, desde el punto de vista técnico, como óptimo. El problema es que se está cambiando totalmente la geometría y por ende eliminando el actual monumento. La **Figura 4.34** muestra un esquema de esta alternativa. Cabe resaltar que no se ha realizado un diseño geométrico, simplemente se hizo un estudio de tránsito en SYNCHRO para ver su factibilidad técnica. Este diseño en específico está implementado en E.E.U.U. (U.S 20/26, Florida) y es adaptable al Óvalo Cáceres.

Figura 4.34: Esquema de una CFI (full) en el Óvalo Cáceres. Fuente: Parametrix



4.3.5. Discusión de resultados

Se presenta a continuación, una tabla resumen del análisis de tránsito en esta intersección:

Tabla 4.12: Resumen del análisis operacional en las alternativas para el Óvalo Cáceres.
Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Actual	ALT.1	ALT. 2	ALT. 3	ALT. 4
Nivel de servicio global (ICU%) o (demora en seg.)	H (134.1%)	H (125%)	E (89%)	C (68%)	A (7.2)
Máxima relación v/c	2.74	2.04	1.33	0.85	0.45

Las dos primeras alternativas otorgan niveles de servicio muy bajos, y sobre todo poseen un costo demasiado elevado que no justificaría su implementación. La discusión está en si implementar la alternativa 3 y 4.
Un ingeniero debe optimizar los costos con la factibilidad técnica, y bajo ese punto de vista una CFI (alternativa 4) es la mejor solución; sin embargo, el monumento existente es emblemático en la ciudad, por lo que la mayoría de piuranos estaría de acuerdo con la alternativa 3.

Al margen de elegir una solución u otra, el patrimonio cultural de una ciudad es fuente de su desarrollo. Al optar por la Alternativa 4, se necesitaría implementar un diseño arquitectónico que encaje en los espacios adecuados una obra emblemática en la ciudad que tenga elementos en homenaje al héroe nacional Andrés Avelino Cáceres; sin embargo, eso ya sería motivo de otra investigación, aquí solo se tratan de tocar temas netamente técnicos, pero por este motivo especial, se invita a los futuros investigadores, tomar este caso para implementar una gran obra, similar a la del Bypass del Óvalo Grau en Trujillo.(Ver **Figura 4.35**) pero con un sustento técnico y análisis económico que compatibilice el impacto en mejoras viales y el impacto cultural.

Al mencionar esta obra, se recalca la importancia cultural; sin embargo, se hace una crítica debida al alto costo que puede tener. El análisis técnico que justifique la instalación o no de un paso a desnivel ya ha sido estudiada en este capítulo, concluyendo como la óptima, la alternativa 4.
La ingeniería se deber unir con la arquitectura para otorgar en el futuro, un proyecto que no rompa con el contexto urbano. Además, se deben seguir las recomendaciones del capítulo 2, en cualquier escenario, que detallan la importancia de la seguridad vial en las rotondas.

Figura 4:35: Intercambio vial Óvalo Grau, emblemática obra en Trujillo. Fuente: Trujillo informa.

4.4. Aplicación conceptual del transporte masivo en el Corredor Cáceres

4.4.1. Introducción

En capítulos anteriores se ha demostrado que, debido a un incorrecto sistema vial, los niveles de servicio en el Corredor Vial Av. Cáceres son muy bajos en la actualidad, y que, sin la debida planificación, esto se puede volver insostenible. Las medidas recomendadas a lo largo de la tesis para solucionar el tráfico en las intersecciones tienen sostenibilidad en el tiempo, asumiendo un crecimiento lineal del parque automotor según las formulaciones del MTC.

Las propuestas, por sí solas pueden tener una duración que sobrepasan los 50 años; sin embargo, no debemos esperar que la ciudad crezca sin planificación. Es momento de comenzar a planificar qué avenidas serán los ejes viales de la ciudad, implementar más puentes entre Piura y Castilla para redistribuir los flujos, combatir la informalidad, y lo más importante que es realizar una gestión del transporte masivo, lo cual hará que las medidas recomendadas en la Av. Cáceres tengan una sostenibilidad de muchos años más para las cuales fueron calculadas.

Los siguientes conceptos serán aplicados en específico a la Av. Cáceres; sin embargo, se debería implementar a toda la red vial de Piura, sobre todo en sus principales ejes como Av. Sánchez Cerro, Av. Grau, Av. Circunvalación, Av. Chulucanas, futura Av. José Aguilar Santiesteban, entre otras. Cabe resaltar, que esto será estudiado a nivel conceptual, pudiendo recoger este documento para desarrollar estas ideas a mayor detalle en futuras investigaciones.

4.4.2. Situación actual del transporte masivo.

Como se explicó anteriormente, implementar el transporte masivo en una ciudad significa otorgarle un crecimiento sostenible; sin embargo, la situación actual es completamente anacrónica. Actualmente no hay ningún sistema implementado, ni siquiera planificado.

A pesar de no tener ningún sistema actualmente, lo que se conoce como transporte público hoy en día es 100% informal. Y peor aún, la infraestructura vial no aporta nada para su correcta implementación.

En las principales avenidas no existen paraderos señalizados o acondicionados para recoger pasajeros, ni líneas exclusivas para los buses. Esto ocasiona mucho desórden ya que los buses recogen pasajeros en cualquier parte de la vía, peor aún lo hacen en esquinas semaforizadas, interrumpiendo el tránsito y generando mayor congestión. Se planteará a continuación un claro ejemplo de este problema para analizar la gravedad de este problema, específicamente en la intersección de Av. Cáceres y Av. Ramón Mugica.

En la **Figura 4.36** se puede ver que hay una línea de buses que van por la Av. Cáceres sentido Oeste (Desde Castilla) y hacen un giro a la izquierda para tomar la Av. Country. Esta ruta, en primer lugar, no está señalizada ni cuenta con paraderos acondicionados para recibir pasajeros, en segundo lugar, debería prohibirse recoger pasajeros de la manera que se está haciendo actualmente ya que entorpece enormemente el tránsito, pone en riesgo la vida de los usuarios, que, si le sumamos a la ineficiencia de la semaforización en dicha intersección, se genera un problema totalmente insostenible.

Figura 4.36: Problemática del transporte público actual en intersección de las Av. Cáceres y Av. Ramón Mugica. Fuente: Elaboración propia

La flecha gruesa azul muestra la maniobra realizada por estos buses para pasar de un paradero a otro, los cuales no están acondicionados y generan desórden.

Al no existir ningún tipo de señalización ni plan para estos buses, ellos pueden optar por realizar el giro desde la vía principal o desde la vía auxiliar, y debido a la alta demanda de personas que toman el transporte público en la zona del Grifo Mega, no les queda de otra que estacionarse, bloqueando el tránsito recto de la Av. Cáceres.

Pero el principal problema no es ese, lo complicado es la falta de educación vial de estos buses que los hace realizar el giro a la izquierda desde el carril derecho de la vía auxiliar, bloqueando a los vehículos que siguen por la auxiliar, a los de la vía principal en ambos sentidos y al giro a la derecha en sentido Este. En total, sólo en la fase de Cáceres, están bloqueando 8 maniobras posibles, disminuyendo enormemente el NDS de la intersección.

Y para complicar aún más el problema, al término de la fase de Cáceres, empieza la fase de Ramón Mugica, y debido a la alta congestión del cruce, eso hace que los buses aún se encuentren tratando de hacer el giro a la izquierda, posicionándose en otro paradero no acondicionado, bloqueando dicho acceso, donde según el flujograma vehicular, tratan de pasar 1390 vehículos, y al estar estacionados aquí, reducen la capacidad de dicho acceso de dos carriles a uno

4.4.3. Línea exclusiva de buses y gestión del transporte público.

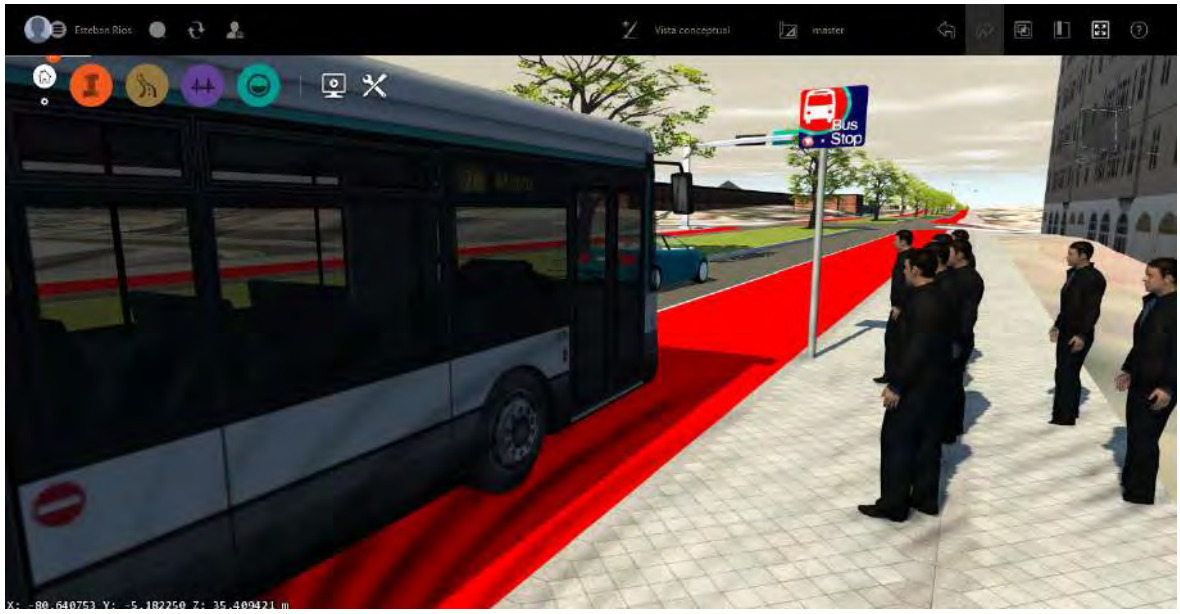
Es evidente que el sistema actual es totalmente ineficiente. En primer lugar, no aporta seguridad a los usuarios, y, en segundo lugar, entorpece el tránsito. Y justamente, esta es la razón por la que muchos aún prefieren usar el vehículo privado, ante una carencia de implementación de gestión en transporte masivo en la ciudad, el parque automotor seguirá creciendo exponencialmente.

La Av. Cáceres cuenta con una sección transversal importante para aplicar cualquier tipo de solución al transporte masivo. La primera recomendación es implementar una línea de buses de uso exclusivo a lo largo de todo el eje vial, debido a que el tramo entre el Óvalo Cáceres, hasta el Puente Cáceres une a los principales 3 distritos de la ciudad como Piura, Veintiséis de Octubre y Castilla, con un sinnúmero de puntos de atracción como Universidad de Piura, Real Plaza, Open Plaza, Universidad Nacional de Piura, entre otros.

La medida recomendada es tomar un carril de la vía auxiliar de la Av. Cáceres para implementar una línea exclusiva de buses, dejando el otro carril para uso de los vehículos privados, tal como se muestra en las **Figuras 4.37 y 4.38.**

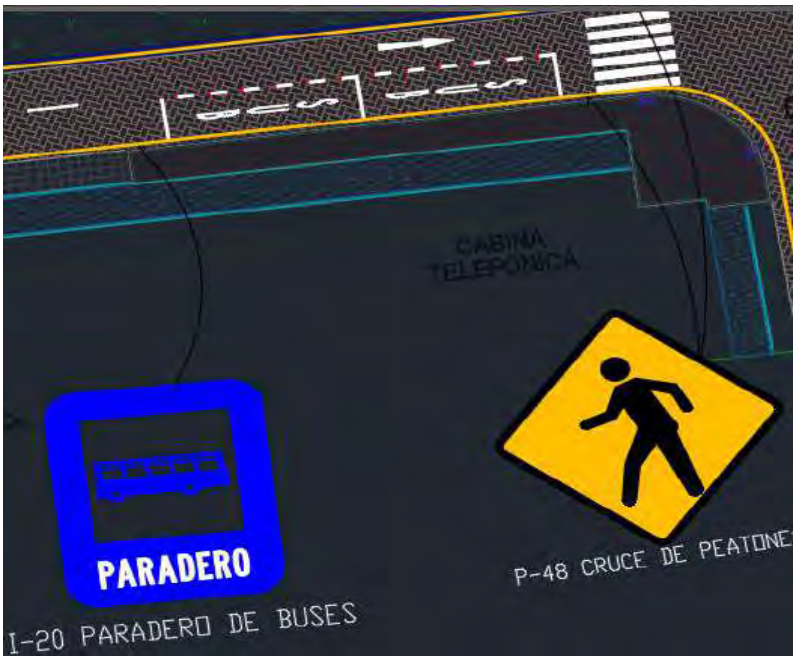
Figura 4.37: Vista 3D de la línea exclusiva de buses en el Corredor Cáceres.
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.38: Vista 3D de la línea exclusiva de buses en el Corredor Cáceres.
Fuente: Elaboración propia.



Esta medida deberá estar concatenada con una eficiente gestión del tránsito para optimizar el transporte privado y público. El primer criterio es eliminar los paraderos en las intersecciones semaforizadas, éstas deberán ubicarse en zonas de menor congestión como una calle local, con una respectiva señalización como se muestra en la **Figura 4.39.**

Figura 4.39: Señalización implementada para un paradero de buses. Fuente: Expediente técnico "Mejoramiento de la Av. Sánchez Cerro, tramo Av. Chulucanas hasta Av. Gullman"



Esta línea de buses no debe ser ajena en la Av. Cáceres, debiendo tener una planificación para implementarse a toda la ciudad para conectar las principales arterias. La **Figura 4.40** muestra un esquema tentativo de cómo se distribuiría esta propuesta, a lo largo de las principales arterias: Av. Cáceres, Av. Sánchez Cerro y Av. Grau; sin embargo, se necesita un plan de rutas a detalle para validarlo, esto sólo es un esquema conceptual de lo beneficioso que puede ser implementar estos buses en Piura.

Figura 4.40: Esquema tentativo de línea de buses en las diferentes arterias de Piura. Fuente: Elaboración propia.

4.4.4. Tren eléctrico con sistema interconectado.

Para dar una solución definitiva al problema del transporte masivo, se debe pensar en que sólo el 20% de peruanos actualmente se transporta en vehículo privado y el 80% en transporte público, por lo tanto, se debe destinar gran parte del presupuesto a esa parte del país, con soluciones sostenibles y teniendo en cuenta que hace ya varios años, las grandes potencias mundiales se dieron cuenta que la solución es implementar el transporte masivo. Debemos seguir esa línea y formular proyectos que conviertan a Piura en una metrópoli moderna y ordenada.

Ya se explicó anteriormente el potencial de la Av. Cáceres, el cual cuenta con un separador centrar lo suficientemente ancho (8-10 metros en promedio) para poder implementar una línea de tren eléctrico en la ciudad, que pase en zonas rurales por la Av. Sánchez Cerro y Cáceres y que luego se conecte a través del cruce del actual Óvalo Cáceres para derivar los flujos hasta Sullana y otras provincias de la ciudad.

La **Figura 4.41** muestra el modelo de un tren eléctrico con pilares colocados sobre el separador central de la vía principal de la Av. Cáceres.

Figura 4.41: Tren eléctrico del Corredor vial Av. Cáceres. Fuente: Elaboración propia.

Esta medida definitivamente beneficiaría a todos los distritos de Piura, ya que les otorgaría un sistema de transporte alternativo para zonas rurales, y se justifica por la gran conexión existente entre las provincias de Piura y Castilla, que los hace optar por usar esta ruta. Más adelante a la altura del Óvalo Cáceres, se puede unir con la provincia de Sullana, Catacaos y Paita. En la **Figura 4.42** muestra un esquema tentativo de cómo podría distribuirse esta propuesto; sin embargo, esto ameritaría un mayor estudio que revele la capacidad del tren, los involucrados en el proyecto, planes de ruta, entre otros. La presente investigación solo

da un alcance conceptual. El objetivo de este tren es unir el centro de la ciudad con las principales provincias y distritos, tal como se puede ver en la siguiente imagen.

Figura 4.42: Esquema tentativo de un tren eléctrico en la ciudad de Piura. Fuente: Elaboración propia

Capítulo 5
Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

- El sistema vial actual en el Perú necesita acoplarse a los estándares técnicos de las grandes potencias mundiales. Este sistema se compone por el tránsito y el transporte, conceptos que deben llevarse de la mano para velar por un crecimiento sostenido de las ciudades en nuestro país. Aquí, el papel del ingeniero civil es vital, para planificar cuáles son los principales ejes viales en cada departamento, realizar una gestión óptima del tránsito para garantizar la seguridad de los usuarios, peatones y ciclistas. Esto es posible con la ingeniería de tránsito que, a través de los conceptos establecidos en el marco teórico de la presente tesis, podrá concatenar un adecuado diseño geométrico, señalización y semaforización para cada intersección o vía, llevando consigo a soluciones eficientes, que perduren en el tiempo y beneficien a la gran parte del país. Otro criterio vital es el transporte masivo en la ciudad, que debe implementarse con urgencia en el país para solucionar el problema de manera integral, así como se ha concluido en la presente investigación aplicada a un corredor específico como lo es la Av. Cáceres en Piura.

- El análisis de la situación actual que se ha realizado en cada intersección de la Av. Cáceres revela, mediante un análisis operacional, niveles de servicio muy bajos que podrían complicarse aún más sin la debida planificación del crecimiento del tránsito en la ciudad. Las fallas técnicas inducen demoras innecesarias que ocasionan que los conductores se comporten inadecuadamente y el tráfico sea más caótico. Si queremos que los conductores entiendan cómo efectuar sus maniobras, debemos entregarles un sistema eficiente y sincronizado para garantizar un bienestar común con los peatones y ciclistas.

- Con los volúmenes vehiculares calculados en el estudio de tráfico, se pudo concluir que las fallas técnicas en las intersecciones no se deben a un exceso de vehículos (esto también puede mejorarse si se elimina la informalidad) ya que los volúmenes calculados están por debajo de lo requerido para una vía urbana con intersecciones semaforizadas de 2 carriles, tal como se explicó en el análisis vial. Entonces, eso nos hizo lanzar una primera propuesta aplicando una gestión eficiente del tránsito

en las intersecciones, sin la necesidad de implementar soluciones costosas, las cuales también se han tocado en la presente tesis, dando una opinión netamente técnica para descartarlas. Esta primera propuesta básicamente trata de que, habiendo identificado las principales fallas técnicas, se propongan medidas que no dañen el contexto urbano residencial de la zona haciendo un rediseño de las intersecciones que consistiría en añadir carriles segregados de giro a la izquierda, optimización y sincronización de semáforos accionados por el tránsito, algunas canalizaciones, etc. El tema específico de la semaforización se ha tocado de manera especial en el punto 3.6, debido a que es la principal causa de los problemas.

- Los resultados de implementar esta primera propuesta a lo largo de la Av. Cáceres mostraron resultados notables. Las demoras totales se redujeron en un 92%, generando un menor consumo de combustible, y de esta manera disminuir las emisiones de gases nocivos para el medio ambiente. La velocidad promedio, a lo largo de toda la vía ha pasado de 9 km/hr en la situación actual a 35 km/hr con las mejoras planteadas.

- Teniendo en cuenta que la solución anterior mejora notablemente el tránsito, se hizo un análisis en el tiempo que determinó que estas medidas son sostenibles con el crecimiento del tránsito debido a que se ha analizado eficientemente las fallas, dándole solución a cada una de ellas. Si uno no entiende la problemática vial de las intersecciones, tiende a proponer soluciones cortoplacistas y que además son muy costosas. Esta tesis ha tocado temas netamente ingenieriles, optimizando los costos y la eficiencia de la vía; sin embargo, para dar un mayor impacto se ha realizado una segunda propuesta, un poco más costosa que la anterior, pero que está técnicamente justificada. Esto consiste en implementar intersecciones novedosas a nivel como una CFI (*Continuos Flow Intersection*).

- Dicha intersección se ha implementado en la intersección con Av. Ramón Mugica y en el Óvalo Cáceres, dando resultados excelentes, incluso se ha comparado con otras alternativas que son mucho más costosas, y se ha concluido que implementar este tipo de intersecciones en el Perú solucionaría el tránsito de manera eficaz y eficiente, ya que se basa en criterios técnicos estudiados por las entes competentes en esta materia como la FHWA (Federal Highway Administration) en EE.UU., país potencia en este ámbito.

- Las alternativas de solución en esos casos se han basado en aspectos técnicos, ambientales, proyección a futuro, incluso culturales, realizando un análisis completo de la vía. La solución recomendada que se concluye con esta tesis es aplicar la propuesta 1 de la gestión del tránsito; sin embargo, se debe analizar económicamente la implementación de las CFI en Piura, cuyo costo es relativamente bajo, por lo tanto, se recomienda su implementación en la intersección con Av. Ramón Mugica y Ovalo Cáceres.

- Según el análisis en el tiempo, se reveló que estas medidas pueden tener una duración que sobrepasa los 50-70 años, asumiendo un crecimiento del tránsito con las formulaciones del MTC, por lo tanto, se aplica conceptualmente un sistema de transporte masivo en el corredor, el cual deberá aplicarse a todas las arterias de la ciudad para garantizar un desarrollo sostenido.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda recoger este estudio para no sólo implementarse en la Av. Cáceres, sino en todas las vías arteriales de Piura, tales como Av. Sánchez Cerro, Av. Grau, Av. Chulucanas, Av. Circunvalación, entre otras. El análisis operacional indica que las soluciones integrales dan mejores resultados que optar por mejorar una intersección específica. El 20% de costo de un paso a desnivel serviría para implementar las medidas recomendadas en la Av. Cáceres a toda la red vial de Piura y el efecto sería mucho mayor que proponer una solución cortoplacista a un punto específico.

- Otra recomendación, que también es un criterio de planificación vial, sería instalar más puentes que unan Piura y Castilla, de esta manera redistribuiremos el flujo en las principales vías de la ciudad. Esto se logrará con una adecuada planificación vial. También debe implementarse el transporte masivo como solución eficaz al problema, generando una alternativa al vehículo privado y regulando el sistema vial.

- El presente estudio ha sido enfocado en factibilidad técnica, por lo tanto, se recomienda que en futuras investigaciones se pueda desarrollar un diseño geométrico a detalle, sobre todo en las CFI, que sería el primer paso para su instalación. El alcance de la tesis se basa en criterios técnicos, en evaluar alternativas de solución y que para implementarse también necesitan un análisis económico que las justifique.

- Una línea de investigación sería la implementación de las CFI en el Perú, en esta tesis no se ha tocado a detalle debido al alcance, pero sería bueno que alguien investigue, con más detenimiento, el confort operacional para varios casos de estudio, fortaleciendo esta medida, así como muchas más que se usan en EE. UU.

- La siguiente línea de investigación sería recoger la propuesta del transporte masivo en la Av. Cáceres y analizarla a detalle para dar una propuesta más formal que involucre mayores estudios de factibilidad implementándola a nivel de toda la red vial de Piura.

Referencias bibliográficas

- AASHTO 6th Ed. (2011) "*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets".* Washington D.C. E.E.U.U.
- Asociación Cruzada Vial (2015). "*Evaluación de la Ingeniería de Tránsito Aplicada en el Proyecto IVD Benavides*." Lima, Perú.
- Asociación Cruzada Vial (2018). "*Análisis de tránsito y propuesta de mejoras en Av. Aramburú*". Lima, Perú.
- Avramovic, Samantha (2017) "*Evaluation of Autodesk Infraworks 360 and PTV Vissim*". Master's Thesis in Programme Infraestructure and Environmental Engineering. Chalmers University of Tecnology, Sweden.
- Cal R., Cárdenas J. (2007). "*Ingeniería de tránsito, fundamentos y aplicaciones*". México.
- FHWA (2010)."*Alternative Intersections/Interchanges: Informational Report (AIIR)".* EE. UU.
- García, Melina (2017) "*Propuesta de modificación de la norma de diseño geométrico DG-2014 de rotondas aplicada al nuevo diseño de rotonda Sullana en la Autopista del Sol"*. Universidad de Piura, Piura.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2016). "*Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor*". Lima, Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018). "*Manual de Diseño Geométrico*". Lima, Perú.
- Municipalidad Provincial de Piura (2014)."*Plan de Desarrollo Urbano de Piura, Veintiséis de Octubre, Castilla y Catacaos al 2032*". Piura, Perú.
- Otero, L (2015) "*Alternativa de solución vial en la intersección de las Av. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura*". Tesis de pregrado en Ingeniería Civil, Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Piura, Perú.
- Ruiz, A. (2018). "*Propuesta de plan de desvíos para mejoramiento de la Av. Sánchez Cerro usando Synchro 8.0."* Trabajo de Suficiencia Profesional. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Piura, Perú.
- Segundo, D. (2002). "*Criterios para el planeamiento de la ciudad de Piura*". Tesis de pregrado. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería, Piura, Perú.
- Transportation Research Board, National Research Counsil (2010). "*Highway Capacity Manual 2010*". E.E.U.U.
- Universidad de Piura (2012). "*Estudio de Impacto Vial y Diseño Geométrico en Dos Nuevos Ingresos al Campus UDEP*". Piura, Perú.

- VCHI (2015)."*Manual de diseño Geométrico de Vías Urbanas*". Lima, Perú.
- Vera Lino, F.J. 2012. “Aplicabilidad de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 para analizar intersecciones semaforizadas en Lima”. Pontificia universidad católica del Perú, Facultad Ingeniería Civil. Lima, Perú.

Anexo I. Reporte SYNCHRO del primer escenario: Situación actual

Network Totals

Number of Intersections	5
Total Delay (hr)	905
Stops (#)	15379
Average Speed (km/hr	9
Total Travel Time (hr)	1123
Distance Traveled (km)	10104
Fuel Consumed (l)	3794
Fuel Economy (km/l)	2.7
CO Emissions (kg)	70.57
NOx Emissions (kg)	13.62
VOC Emissions (kg)	16.28
Unserved Vehicles (#)	3557
Vehicles in dilemma zone (#)	0
Performance Index	947.4

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	481	595	167	86	704	108	399	320	69	398	316	519
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.6	4.0	3.6	3.6	4.0	3.6	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Frt		0.980			0.982			0.987			0.937	
Flt Protected		0.981			0.995			0.975			0.984	
Satd. Flow (prot)	0	3554	0	0	3612	0	0	3330	0	0	3191	0
Flt Permitted		0.981			0.995			0.975			0.984	
Satd. Flow (perm)	0	3554	0	0	3612	0	0	3330	0	0	3191	0
Link Speed (k/h)		45			45			40			45	
Link Distance (m)		218.5			853.8			66.7			159.1	
Travel Time (s)		17.5			68.3			6.0			12.7	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	523	647	182	93	765	117	434	348	75	433	343	564
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1352	0	0	975	0	0	857	0	0	1340	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		5.0			5.0			8.0			7.5	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.00	0.94	1.00	1.00	0.94	1.00	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Sign Control		Yield			Yield			Yield			Yield	

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Control Type: Roundabout			
Intersection Capacity Utilization 134.1%		ICU Level of Service H	
Analysis Period (min) 15			

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	131	827	278	328	831	67	391	287	223	93	261	85
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Ped Bike Factor		0.92			0.98			0.84			0.92	
Frt		0.966			0.992			0.963			0.971	
Flt Protected		0.995			0.987			0.979			0.990	
Satd. Flow (prot)	0	3056	0	0	3321	0	0	2971	0	0	3094	0
Flt Permitted		0.520			0.526			0.634			0.530	
Satd. Flow (perm)	0	1597	0	0	1770	0	0	1780	0	0	1639	0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)		22			10			10			9	
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		427.6			445.8			143.3			230.0	
Travel Time (s)		34.2			35.7			11.5			18.4	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400		400	400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	142	899	302	357	903	73	425	312	242	101	284	92
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1343	0	0	1333	0	0	979	0	0	477	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		6.5			6.5			6.5			6.5	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Turn Type	Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA	
Protected Phases		4			8			2			6	
Permitted Phases	4			8			2			6		
Minimum Split (s)	20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0	
Total Split (s)	44.0	44.0		44.0	44.0		34.0	34.0		34.0	34.0	
Total Split (%)	56.4%	56.4%		56.4%	56.4%		43.6%	43.6%		43.6%	43.6%	
Maximum Green (s)	40.0	40.0		40.0	40.0		30.0	30.0		30.0	30.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)		2.0			3.0			2.0			2.0	
Total Lost Time (s)		6.0			7.0			6.0			6.0	
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0	0		0	0		0	0	
Act Effct Green (s)		38.0			37.0			28.0			28.0	
Actuated g/C Ratio		0.49			0.47			0.36			0.36	
v/c Ratio		1.70			3.68dl			1.69dl			1.07dl	
Control Delay		342.6			287.6			265.1			34.6	

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Queue Delay		0.0			0.0			0.0			0.0	
Total Delay		342.6			287.6			265.1			34.6	
LOS		F			F			F			C	
Approach Delay		342.6			287.6			265.1			34.6	
Approach LOS		F			F			F			C	
Stops (vph)		897			911			682			365	
Fuel Used(l)		484			343			250			28	
CO Emissions (g/hr)		8958			6339			4622			526	
NOx Emissions (g/hr)		1743			1233			899			102	
VOC Emissions (g/hr)		2077			1470			1072			122	
Dilemma Vehicles (#)		0			0			0			0	
Queue Length 50th (m)		~165.7			~159.5			~114.6			33.9	
Queue Length 95th (m)		#207.5			#201.1			#153.2			#60.6	
Internal Link Dist (m)		403.6			421.8			119.3			206.0	
Turn Bay Length (m)												
Base Capacity (vph)		789			845			645			594	
Starvation Cap Reductn		0			0			0			0	
Spillback Cap Reductn		0			0			0			0	
Storage Cap Reductn		0			0			0			0	
Reduced v/c Ratio		1.70			1.58			1.52			0.80	

Intersection Summary

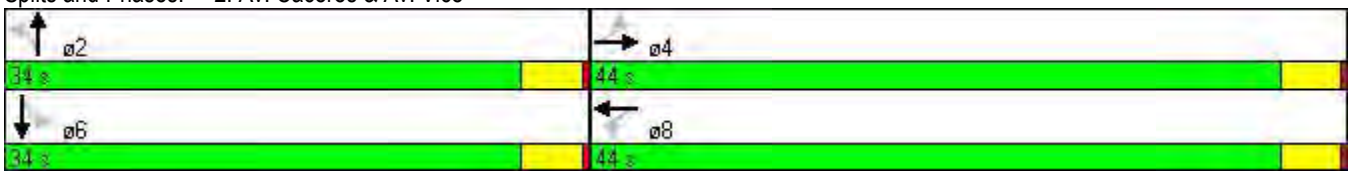
Area Type: Other
Cycle Length: 78
Actuated Cycle Length: 78
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL and 6:SBTL, Start of Green
Natural Cycle: 130
Control Type: Pretimed
Maximum v/c Ratio: 1.70
Intersection Signal Delay: 271.0 Intersection LOS: F
Intersection Capacity Utilization 136.8% ICU Level of Service H
Analysis Period (min) 15

~ Volume exceeds capacity, queue is theoretically infinite.
Queue shown is maximum after two cycles.

95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.

dl Defacto Left Lane. Recode with 1 though lane as a left lane.

Splits and Phases: 2: Av. Cáceres & Av. Vice



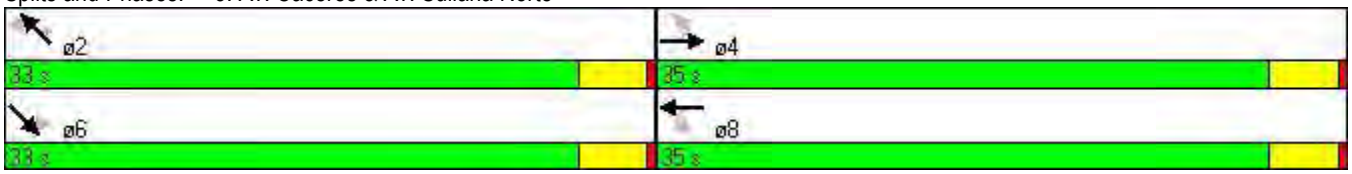
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	SEL	SET	SER	NWL	NWT	NWR
Lane Configurations												
Volume (vph)	33	839	271	228	847	16	83	88	24	355	86	423
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.91	0.91
Frt		0.964			0.998			0.982			0.964	0.850
Flt Protected		0.999			0.990			0.979			0.970	
Satd. Flow (prot)	0	3333	0	0	3419	0	0	3327	0	0	3100	1409
Flt Permitted		0.840			0.524			0.657			0.695	
Satd. Flow (perm)	0	2802	0	0	1810	0	0	2233	0	0	2221	1409
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)		80			3			26			72	76
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		445.8			551.7			489.7			579.3	
Travel Time (s)		35.7			44.1			39.2			46.3	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	36	912	295	248	921	17	90	96	26	386	93	460
Shared Lane Traffic (%)												33%
Lane Group Flow (vph)	0	1243	0	0	1186	0	0	212	0	0	631	308
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		3.4			6.0			7.0			7.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Turn Type	Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA	Perm
Protected Phases		4			8			6			2	
Permitted Phases	4			8			6			2		2
Minimum Split (s)	20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0	20.0
Total Split (s)	35.0	35.0		35.0	35.0		33.0	33.0		33.0	33.0	33.0
Total Split (%)	51.5%	51.5%		51.5%	51.5%		48.5%	48.5%		48.5%	48.5%	48.5%
Maximum Green (s)	31.0	31.0		31.0	31.0		29.0	29.0		29.0	29.0	29.0
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5	3.5
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5	0.5
Lost Time Adjust (s)		0.0			0.0			0.0			0.0	0.0
Total Lost Time (s)		4.0			4.0			4.0			4.0	4.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0	5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0	11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0	0		0	0		0	0	0
Act Effct Green (s)		31.0			31.0			29.0			29.0	29.0
Actuated g/C Ratio		0.46			0.46			0.43			0.43	0.43
v/c Ratio		0.94			2.28dl			0.22			0.64	0.48
Control Delay		32.4			223.9			11.5			17.1	13.3
Queue Delay		0.0			0.0			0.0			0.0	0.0
Total Delay		32.4			223.9			11.5			17.1	13.3

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	SEL	SET	SER	NWL	NWT	NWR
LOS		C			F			B			B	B
Approach Delay		32.4			223.9			11.5			15.8	
Approach LOS		C			F			B			B	
Stops (vph)		904			851			102			393	151
Fuel Used(l)		96			264			13			48	22
CO Emissions (g/hr)		1776			4878			243			897	408
NOx Emissions (g/hr)		346			949			47			174	79
VOC Emissions (g/hr)		412			1131			56			208	95
Dilemma Vehicles (#)		0			0			0			0	0
Queue Length 50th (m)		75.0			~117.3			7.8			30.7	22.5
Queue Length 95th (m)		#123.0			#156.2			14.4			48.8	45.3
Internal Link Dist (m)		421.8			527.7			465.7			555.3	
Turn Bay Length (m)												
Base Capacity (vph)		1321			827			967			988	644
Starvation Cap Reductn		0			0			0			0	0
Spillback Cap Reductn		0			0			0			0	0
Storage Cap Reductn		0			0			0			0	0
Reduced v/c Ratio		0.94			1.43			0.22			0.64	0.48

Intersection Summary

Area Type: Other
Cycle Length: 68
Actuated Cycle Length: 68
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NWTL and 6:SETL, Start of Green
Natural Cycle: 75
Control Type: Pretimed
Maximum v/c Ratio: 1.43
Intersection Signal Delay: 90.3 Intersection LOS: F
Intersection Capacity Utilization 102.0% ICU Level of Service G
Analysis Period (min) 15
~ Volume exceeds capacity, queue is theoretically infinite.
Queue shown is maximum after two cycles.
95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.
dl Defacto Left Lane. Recode with 1 though lane as a left lane.

Splits and Phases: 3: Av. Cáceres & Av. Sullana Norte



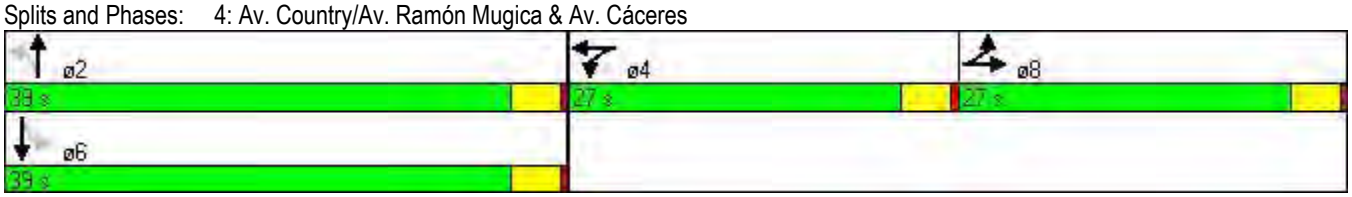
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	369	790	186	361	669	36	103	738	162	109	843	319
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Storage Length (m)	25.0		0.0	25.0		0.0	15.0		0.0	0.0		0.0
Storage Lanes	1		0	1		0	1		0	0		0
Taper Length (m)	7.5			7.5			7.5			7.5		
Lane Util. Factor	1.00	0.95	0.95	1.00	0.95	0.95	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Ped Bike Factor	0.87	0.93		0.91				0.93			0.90	
Frt		0.971			0.992			0.973			0.962	
Flt Protected	0.950			0.950			0.950				0.996	
Satd. Flow (prot)	1730	3115	0	1730	3433	0	1730	3135	0	0	2996	0
Flt Permitted	0.950			0.950			0.125				0.558	
Satd. Flow (perm)	1504	3115	0	1580	3433	0	228	3135	0	0	1678	0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)		28			5			31			54	
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		551.7			412.6			420.2			233.5	
Travel Time (s)		44.1			33.0			33.6			18.7	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400			400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	401	859	202	392	727	39	112	802	176	118	916	347
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	401	1061	0	392	766	0	112	978	0	0	1381	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		8.5			7.5			6.5			6.5	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Turn Type	Split	NA		Split	NA		Perm	NA		Perm	NA	
Protected Phases	8	8		4	4			2			6	
Permitted Phases							2			6		
Minimum Split (s)	20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0	
Total Split (s)	27.0	27.0		27.0	27.0		39.0	39.0		39.0	39.0	
Total Split (%)	29.0%	29.0%		29.0%	29.0%		41.9%	41.9%		41.9%	41.9%	
Maximum Green (s)	23.0	23.0		23.0	23.0		35.0	35.0		35.0	35.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)	3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0			3.0	
Total Lost Time (s)	7.0	7.0		7.0	7.0		7.0	7.0			7.0	
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0	0		0	0		0	0	
Act Effct Green (s)	20.0	20.0		20.0	20.0		32.0	32.0			32.0	

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Actuated g/C Ratio	0.22	0.22		0.22	0.22		0.34	0.34			0.34	
v/c Ratio	1.08	1.53		1.05	1.03		1.44	0.89			2.25	
Control Delay	105.8	275.7		98.8	78.5		283.7	39.6			589.3	
Queue Delay	0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	0.0			0.0	
Total Delay	105.8	275.7		98.8	78.5		283.7	39.6			589.3	
LOS	F	F		F	E		F	D			F	
Approach Delay		229.1			85.4			64.6			589.3	
Approach LOS		F			F			E			F	
Stops (vph)	306	711		303	611		72	774			861	
Fuel Used(l)	56	274		48	83		28	79			622	
CO Emissions (g/hr)	1036	5067		885	1532		520	1467			11502	
NOx Emissions (g/hr)	202	986		172	298		101	286			2238	
VOC Emissions (g/hr)	240	1175		205	355		121	340			2667	
Dilemma Vehicles (#)	0	0		0	0		0	0			0	
Queue Length 50th (m)	~85.1	~148.2		~81.5	~81.9		~28.8	88.2			~223.5	
Queue Length 95th (m)	#142.1	#189.5		#138.5	#119.8		#62.8	#126.9			#267.0	
Internal Link Dist (m)		527.7			388.6			396.2			209.5	
Turn Bay Length (m)	25.0			25.0			15.0					
Base Capacity (vph)	372	692		372	742		78	1099			613	
Starvation Cap Reductn	0	0		0	0		0	0			0	
Spillback Cap Reductn	0	0		0	0		0	0			0	
Storage Cap Reductn	0	0		0	0		0	0			0	
Reduced v/c Ratio	1.08	1.53		1.05	1.03		1.44	0.89			2.25	

Intersection Summary

Area Type: Other
Cycle Length: 93
Actuated Cycle Length: 93
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL and 6:SBTL, Start of Green
Natural Cycle: 150
Control Type: Pretimed
Maximum v/c Ratio: 2.25
Intersection Signal Delay: 258.9 Intersection LOS: F
Intersection Capacity Utilization 139.1% ICU Level of Service H
Analysis Period (min) 15
~ Volume exceeds capacity, queue is theoretically infinite.
Queue shown is maximum after two cycles.
95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



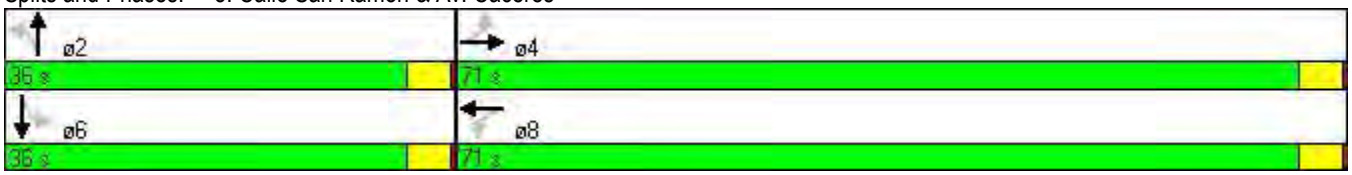
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	151	918	212	272	899	82	82	183	181	147	195	85
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Storage Length (m)	0.0		0.0	10.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0
Storage Lanes	0		0	1		0	0		1	0		1
Taper Length (m)	7.5			7.5			7.5			7.5		
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	1.00	0.95	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ped Bike Factor		0.88			0.94			0.84			0.92	
Frt		0.975			0.987			0.945			0.973	
Flt Protected		0.994		0.950				0.991			0.983	
Satd. Flow (prot)	0	2980	0	1730	3223	0	0	1425	0	0	1602	0
Flt Permitted		0.597		0.125				0.771			0.518	
Satd. Flow (perm)	0	1770	0	228	3223	0	0	1109	0	0	844	0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)		9			10			20			11	
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		412.6			230.9			506.7			224.2	
Travel Time (s)		33.0			18.5			40.5			17.9	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400		400	400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	164	998	230	296	977	89	89	199	197	160	212	92
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1392	0	296	1066	0	0	485	0	0	464	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		6.0			6.0			0.0			0.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Turn Type	Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA	
Protected Phases		4			8			2			6	
Permitted Phases	4			8			2			6		
Minimum Split (s)	20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0	
Total Split (s)	71.0	71.0		71.0	71.0		36.0	36.0		36.0	36.0	
Total Split (%)	66.4%	66.4%		66.4%	66.4%		33.6%	33.6%		33.6%	33.6%	
Maximum Green (s)	67.0	67.0		67.0	67.0		32.0	32.0		32.0	32.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)		3.0		3.0	3.0			3.0			3.0	
Total Lost Time (s)		7.0		7.0	7.0			7.0			7.0	
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0	0		0	0		0	0	
Act Effct Green (s)		64.0		64.0	64.0			29.0			29.0	

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Actuated g/C Ratio		0.60		0.60	0.60			0.27			0.27	
v/c Ratio		1.31		2.18	0.55			1.54			1.96	
Control Delay		169.9		572.3	14.1			287.2			470.7	
Queue Delay		0.0		0.0	0.0			0.0			0.0	
Total Delay		169.9		572.3	14.1			287.2			470.7	
LOS		F		F	B			F			F	
Approach Delay		169.9			135.4			287.2			470.7	
Approach LOS		F			F			F			F	
Stops (vph)		989		181	554			315			284	
Fuel Used(l)		238		129	43			127			169	
CO Emissions (g/hr)		4409		2393	803			2348			3134	
NOx Emissions (g/hr)		858		466	156			457			610	
VOC Emissions (g/hr)		1023		555	186			545			727	
Dilemma Vehicles (#)		0		0	0			0			0	
Queue Length 50th (m)		~208.5		~75.3	68.2			~148.0			~158.4	
Queue Length 95th (m)		#253.0		#130.4	86.4			#213.8			#223.3	
Internal Link Dist (m)		388.6			206.9			482.7			200.2	
Turn Bay Length (m)				10.0								
Base Capacity (vph)		1062		136	1932			315			237	
Starvation Cap Reductn		0		0	0			0			0	
Spillback Cap Reductn		0		0	0			0			0	
Storage Cap Reductn		0		0	0			0			0	
Reduced v/c Ratio		1.31		2.18	0.55			1.54			1.96	

Intersection Summary

Area Type: Other
Cycle Length: 107
Actuated Cycle Length: 107
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL, Start of Green, Master Intersection
Natural Cycle: 150
Control Type: Pretimed
Maximum v/c Ratio: 2.18
Intersection Signal Delay: 210.3 Intersection LOS: F
Intersection Capacity Utilization 127.4% ICU Level of Service H
Analysis Period (min) 15
~ Volume exceeds capacity, queue is theoretically infinite.
Queue shown is maximum after two cycles.
95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.

Splits and Phases: 5: Calle San Ramón & Av. Cáceres



Anexo II-A. Reporte SYNCHRO del segundo escenario: Propuesta 1 con gestión del tránsito en las intersecciones.

Network Totals

Number of Intersections	5
Total Delay (hr)	74
Stops (#)	13752
Average Speed (km/hr	35
Total Travel Time (hr)	290
Distance Traveled (km)	10017
Fuel Consumed (l)	1453
Fuel Economy (km/l)	6.9
CO Emissions (kg)	27.02
NOx Emissions (kg)	5.22
VOC Emissions (kg)	6.23
Unserved Vehicles (#)	0
Vehicles in dilemma zone (#)	0
Performance Index	111.8

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	481	595	167	86	704	108	399	320	69	398	316	519
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.6	4.0	3.6	3.6	4.0	3.6	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Storage Length (m)	0.0		40.0	0.0		40.0	40.0		0.0	40.0		40.0
Storage Lanes	1		1	0		1	1		1	0		1
Taper Length (m)	7.5			7.5			7.5			7.5		
Lane Util. Factor	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.95	0.95	1.00	0.95	0.95	1.00
Frt		0.980			0.982				0.850			0.850
Flt Protected		0.981			0.995			0.973			0.973	
Satd. Flow (prot)	0	5106	0	0	5190	0	0	3367	1548	0	3367	1548
Flt Permitted		0.981			0.995			0.973			0.973	
Satd. Flow (perm)	0	5106	0	0	5190	0	0	3367	1548	0	3367	1548
Link Speed (k/h)		45			45			40			45	
Link Distance (m)		218.5			853.8			66.7			159.1	
Travel Time (s)		17.5			68.3			6.0			12.7	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	523	647	182	93	765	117	434	348	75	433	343	564
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1352	0	0	975	0	0	782	75	0	776	564
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		5.0			5.0			8.0			7.5	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.00	0.94	1.00	1.00	0.94	1.00	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Sign Control		Yield			Yield			Yield			Yield	

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Control Type: Roundabout			
Intersection Capacity Utilization 101.9%		ICU Level of Service G	
Analysis Period (min) 15			

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	131	827	278	328	831	67	391	287	223	103	261	93
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Storage Length (m)	65.0		65.0	65.0		65.0	60.0		0.0	50.0		0.0
Storage Lanes	1		1	2		1	2		0	1		0
Taper Length (m)	7.5			7.5			7.5			7.5		
Lane Util. Factor	1.00	0.95	1.00	0.97	0.95	1.00	0.97	0.95	0.95	0.91	0.91	0.95
Ped Bike Factor	0.92		0.87			0.64	0.75	0.84		0.83	0.90	
Frt			0.850			0.850		0.934			0.962	
Flt Protected	0.950			0.950			0.950			0.950	0.999	
Satd. Flow (prot)	1730	3461	1548	3357	3461	1548	3357	2721	0	1575	2892	0
Flt Permitted	0.214			0.136			0.315			0.950	0.999	
Satd. Flow (perm)	359	3461	1348	481	3461	988	833	2721	0	1314	2878	0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)			269			51		171			50	
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		427.6			445.8			143.3			230.0	
Travel Time (s)		34.2			35.7			11.5			18.4	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400		400	400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	142	899	302	357	903	73	425	312	242	112	284	101
Shared Lane Traffic (%)										10%		
Lane Group Flow (vph)	142	899	302	357	903	73	425	554	0	101	396	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		6.5			6.5			6.5			6.5	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Number of Detectors	1	2	1	1	2	1	1	2		1	2	
Detector Template	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru		Left	Thru	
Leading Detector (m)	6.1	30.5	6.1	6.1	30.5	2.0	6.1	30.5		6.1	30.5	
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
Detector 1 Size(m)	6.1	0.6	6.1	6.1	0.6	2.0	6.1	0.6		6.1	0.6	
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex		Cl+Ex	Cl+Ex	
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
Detector 2 Position(m)		28.7			28.7			28.7			28.7	
Detector 2 Size(m)		0.6			0.6			0.6			0.6	
Detector 2 Type		Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex	
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Turn Type	pm+pt	NA	Free	pm+pt	NA	Perm	pm+pt	NA		Split	NA	

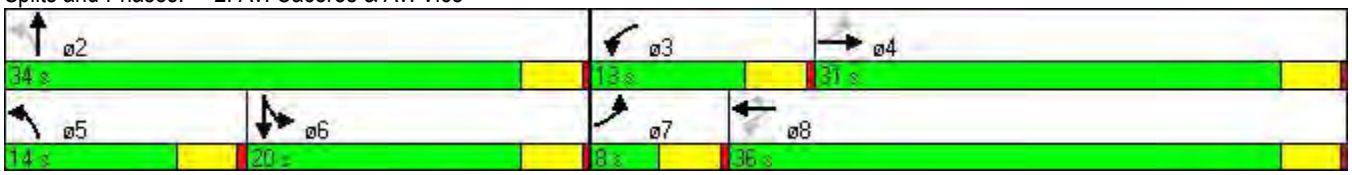
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Protected Phases	7	4		3	8		5	2!		6!	6	
Permitted Phases	4		Free	8		8	2					
Detector Phase	7	4		3	8	8	5	2		6	6	
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0	4.0		4.0	4.0	4.0	4.0	4.0		4.0	4.0	
Minimum Split (s)	8.0	20.0		8.0	20.0	20.0	8.0	20.0		20.0	20.0	
Total Split (s)	8.0	31.0		13.0	36.0	36.0	14.0	34.0		20.0	20.0	
Total Split (%)	10.3%	39.7%		16.7%	46.2%	46.2%	17.9%	43.6%		25.6%	25.6%	
Maximum Green (s)	4.0	27.0		9.0	32.0	32.0	10.0	30.0		16.0	16.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5	3.5	3.5	3.5		3.5	3.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
Total Lost Time (s)	4.0	4.0		4.0	4.0	4.0	4.0	4.0		4.0	4.0	
Lead/Lag	Lead	Lag		Lead	Lag	Lag	Lead			Lag	Lag	
Lead-Lag Optimize?	Yes											
Vehicle Extension (s)	3.0	3.0		3.0	3.0	3.0	3.0	3.0		3.0	3.0	
Recall Mode	None	None		None	None	None	None	C-Max		C-Max	C-Max	
Walk Time (s)		5.0			5.0	5.0		5.0		5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)		11.0			11.0	11.0		11.0		11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)		0			0	0		0		0	0	
Act Effct Green (s)	29.5	25.5	78.0	38.3	30.3	30.3	31.7	31.7		17.8	17.8	
Actuated g/C Ratio	0.38	0.33	1.00	0.49	0.39	0.39	0.41	0.41		0.23	0.23	
v/c Ratio	0.69	0.80	0.22	0.63	0.67	0.18	0.64	0.46		0.28	0.57	
Control Delay	32.5	29.7	0.4	16.9	22.3	7.8	21.3	13.2		28.7	27.6	
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
Total Delay	32.5	29.7	0.4	16.9	22.3	7.8	21.3	13.2		28.7	27.6	
LOS	C	C	A	B	C	A	C	B		C	C	
Approach Delay		23.4			20.1			16.7			27.8	
Approach LOS		C			C			B			C	
90th %ile Green (s)	4.0	27.0		9.0	32.0	32.0	10.0	30.0		16.0	16.0	
90th %ile Term Code	Max	Max		Max	Max	Max	Max	Coord		Coord	Coord	
70th %ile Green (s)	4.0	27.0		9.0	32.0	32.0	10.0	30.0		16.0	16.0	
70th %ile Term Code	Max	Max		Max	Hold	Hold	Max	Coord		Coord	Coord	
50th %ile Green (s)	4.0	27.0		9.0	32.0	32.0	10.0	30.0		16.0	16.0	
50th %ile Term Code	Max	Max		Max	Hold	Hold	Max	Coord		Coord	Coord	
30th %ile Green (s)	4.0	25.1		9.0	30.1	30.1	10.8	31.9		17.1	17.1	
30th %ile Term Code	Max	Gap		Max	Hold	Hold	Gap	Coord		Coord	Coord	
10th %ile Green (s)	4.0	21.2		8.3	25.5	25.5	8.7	36.5		23.8	23.8	
10th %ile Term Code	Max	Gap		Gap	Hold	Hold	Gap	Coord		Coord	Coord	
Stops (vph)	81	720	0	176	651	19	257	251		77	279	
Fuel Used(l)	20	127	32	22	63	4	34	40		6	21	
CO Emissions (g/hr)	366	2356	583	409	1169	69	633	733		103	392	
NOx Emissions (g/hr)	71	458	113	80	228	13	123	143		20	76	
VOC Emissions (g/hr)	85	546	135	95	271	16	147	170		24	91	
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	
Queue Length 50th (m)	11.0	63.8	0.0	14.6	57.2	2.0	23.4	22.1		14.7	26.9	
Queue Length 95th (m)	#26.6	86.2	0.0	23.3	77.0	9.9	34.5	36.3		30.0	42.4	
Internal Link Dist (m)		403.6			421.8			119.3			206.0	
Turn Bay Length (m)	65.0		65.0	65.0		65.0	60.0			50.0		

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Base Capacity (vph)	206	1198	1348	568	1420	435	667	1207		359	698	
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	
Reduced v/c Ratio	0.69	0.75	0.22	0.63	0.64	0.17	0.64	0.46		0.28	0.57	

Intersection Summary

Area Type: Other
Cycle Length: 78
Actuated Cycle Length: 78
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL and 6:SBTL, Start of Green
Natural Cycle: 60
Control Type: Actuated-Coordinated
Maximum v/c Ratio: 0.80
Intersection Signal Delay: 21.3 Intersection LOS: C
Intersection Capacity Utilization 78.0% ICU Level of Service D
Analysis Period (min) 15
\# 95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.
! Phase conflict between lane groups.

Splits and Phases: 2: Av. Cáceres & Av. Vice



Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	SEL	SET	SER	NWL	NWT	NWR
Lane Configurations												
Volume (vph)	33	839	271	228	847	16	83	88	24	355	86	423
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Storage Length (m)	25.0		25.0	50.0		50.0	0.0		0.0	50.0		50.0
Storage Lanes	1		1	1		1	0		0	1		2
Taper Length (m)	7.5			7.5			7.5			7.5		
Lane Util. Factor	1.00	0.95	1.00	0.91	0.91	1.00	0.95	0.95	0.95	0.97	1.00	0.88
Frt			0.850			0.850		0.982				0.850
Flt Protected	0.950			0.950	0.999			0.979		0.950		
Satd. Flow (prot)	1730	3461	1548	1575	3312	1548	0	3327	0	3357	1821	2725
Flt Permitted	0.290			0.173	0.936			0.819		0.619		
Satd. Flow (perm)	528	3461	1548	287	3103	1548	0	2783	0	2187	1821	2725
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)			268			17		25				460
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		445.8			551.7			489.7			579.3	
Travel Time (s)		35.7			44.1			39.2			46.3	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	36	912	295	248	921	17	90	96	26	386	93	460
Shared Lane Traffic (%)				10%								
Lane Group Flow (vph)	36	912	295	223	946	17	0	212	0	386	93	460
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		6.8			6.0			7.0			7.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Number of Detectors	1	2	1	1	2	1	1	2		1	1	1
Detector Template	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru		Left	Thru	Right
Leading Detector (m)	6.1	30.5	2.0	6.1	30.5	2.0	2.0	30.5		10.0	10.0	6.1
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
Detector 1 Size(m)	6.1	0.6	2.0	6.1	0.6	2.0	2.0	0.6		10.0	10.0	6.1
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex		Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
Detector 2 Position(m)		28.7			28.7			28.7				
Detector 2 Size(m)		0.6			0.6			0.6				
Detector 2 Type		Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex				
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)		0.0			0.0			0.0				
Turn Type	Perm	NA	Perm	pm+pt	NA	Perm	Perm	NA		Perm	NA	Free
Protected Phases		4		3	8			6			2	
Permitted Phases	4		4	8		8	6			2		Free

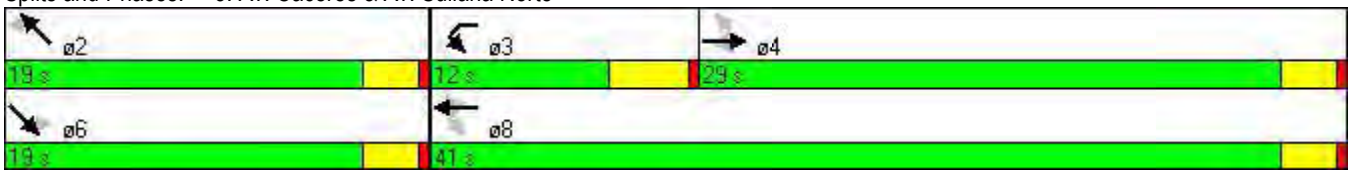
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	SEL	SET	SER	NWL	NWT	NWR
Detector Phase	4	4	4	3	8	8	6	6		2	2	
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0		4.0	4.0	
Minimum Split (s)	20.0	20.0	20.0	8.0	20.0	20.0	20.0	20.0		20.0	20.0	
Total Split (s)	29.0	29.0	29.0	12.0	41.0	41.0	19.0	19.0		19.0	19.0	
Total Split (%)	48.3%	48.3%	48.3%	20.0%	68.3%	68.3%	31.7%	31.7%		31.7%	31.7%	
Maximum Green (s)	26.0	26.0	26.0	8.0	38.0	38.0	16.0	16.0		16.0	16.0	
Yellow Time (s)	2.5	2.5	2.5	3.5	2.5	2.5	2.5	2.5		2.5	2.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0		0.0	0.0	
Total Lost Time (s)	3.0	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0		3.0		3.0	3.0	
Lead/Lag	Lag	Lag	Lag	Lead								
Lead-Lag Optimize?	Yes	Yes	Yes	Yes								
Vehicle Extension (s)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0		3.0	3.0	
Recall Mode	Max	Max	Max	Max	Max	Max	C-Max	C-Max		C-Max	C-Max	
Walk Time (s)	5.0	5.0	5.0		5.0	5.0	5.0	5.0		5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0	11.0		11.0	11.0	11.0	11.0		11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0	0		0	0	0	0		0	0	
Act Effct Green (s)	26.0	26.0	26.0	37.0	38.0	38.0		16.0		16.0	16.0	60.0
Actuated g/C Ratio	0.43	0.43	0.43	0.62	0.63	0.63		0.27		0.27	0.27	1.00
v/c Ratio	0.16	0.61	0.36	0.64	0.47	0.02		0.28		0.66	0.19	0.17
Control Delay	12.6	15.2	3.6	11.9	5.5	0.4		16.5		26.0	18.3	0.1
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0		0.0	0.0	0.0
Total Delay	12.6	15.2	3.6	11.9	5.5	0.4		16.5		26.0	18.3	0.1
LOS	B	B	A	B	A	A		B		C	B	A
Approach Delay		12.4			6.7			16.5			12.6	
Approach LOS		B			A			B			B	
90th %ile Green (s)	26.0	26.0	26.0	8.0	38.0	38.0	16.0	16.0		16.0	16.0	
90th %ile Term Code	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	Coord	Coord		Coord	Coord	
70th %ile Green (s)	26.0	26.0	26.0	8.0	38.0	38.0	16.0	16.0		16.0	16.0	
70th %ile Term Code	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	Coord	Coord		Coord	Coord	
50th %ile Green (s)	26.0	26.0	26.0	8.0	38.0	38.0	16.0	16.0		16.0	16.0	
50th %ile Term Code	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	Coord	Coord		Coord	Coord	
30th %ile Green (s)	26.0	26.0	26.0	8.0	38.0	38.0	16.0	16.0		16.0	16.0	
30th %ile Term Code	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	Coord	Coord		Coord	Coord	
10th %ile Green (s)	26.0	26.0	26.0	8.0	38.0	38.0	16.0	16.0		16.0	16.0	
10th %ile Term Code	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	MaxR	Coord	Coord		Coord	Coord	
Stops (vph)	22	605	37	79	577	2		130		306	64	0
Fuel Used(l)	2	58	14	15	62	1		14		33	7	25
CO Emissions (g/hr)	41	1078	250	271	1151	17		266		615	136	455
NOx Emissions (g/hr)	8	210	49	53	224	3		52		120	27	88
VOC Emissions (g/hr)	9	250	58	63	267	4		62		143	32	105
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0		0		0	0	0
Queue Length 50th (m)	2.4	40.5	1.7	3.0	6.4	0.3		8.8		20.4	8.3	0.0
Queue Length 95th (m)	7.8	57.6	13.9	m4.9	12.1	m0.0		16.7		33.7	18.4	0.0
Internal Link Dist (m)		421.8			527.7			465.7			555.3	
Turn Bay Length (m)	25.0		25.0	50.0		50.0				50.0		50.0
Base Capacity (vph)	229	1500	823	349	1997	987		760		583	486	2725
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0		0		0	0	0

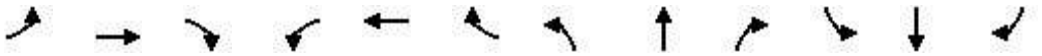
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	SEL	SET	SER	NWL	NWT	NWR
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0		0		0	0	0
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0		0		0	0	0
Reduced v/c Ratio	0.16	0.61	0.36	0.64	0.47	0.02		0.28		0.66	0.19	0.17

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 60			
Actuated Cycle Length: 60			
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NWTL and 6:SETL, Start of Green			
Natural Cycle: 55			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 0.66			
Intersection Signal Delay: 10.8		Intersection LOS: B	
Intersection Capacity Utilization 73.4%		ICU Level of Service D	
Analysis Period (min) 15			

m Volume for 95th percentile queue is metered by upstream signal.

Splits and Phases: 3: Av. Cáceres & Av. Sullana Norte





Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	369	790	186	361	669	36	103	738	162	109	843	319
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Storage Length (m)	70.0		70.0	70.0		70.0	50.0		50.0	80.0		80.0
Storage Lanes	2		1	2		1	1		1	1		1
Taper Length (m)	7.5			7.5			7.5			7.5		
Lane Util. Factor	0.97	0.95	1.00	0.97	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00
Ped Bike Factor	0.85		0.87	0.89			0.94		0.87	0.93		0.87
Frt			0.850			0.850			0.850			0.850
Flt Protected	0.950			0.950			0.950			0.950		
Satd. Flow (prot)	3357	3461	1548	3357	3461	1548	1730	3461	1548	1730	3461	1548
Flt Permitted	0.237			0.237			0.212			0.212		
Satd. Flow (perm)	710	3461	1348	743	3461	1548	364	3461	1348	357	3461	1348
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)			202			39			176			347
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		551.7			412.6			420.2			233.5	
Travel Time (s)		44.1			33.0			33.6			18.7	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400			400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	401	859	202	392	727	39	112	802	176	118	916	347
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	401	859	202	392	727	39	112	802	176	118	916	347
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		8.5			7.5			6.5			6.5	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Number of Detectors	1	2	1	1	2	1	1	2	1	1	2	1
Detector Template	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right
Leading Detector (m)	6.1	30.5	2.0	6.1	30.5	2.0	6.1	30.5	2.0	6.1	30.5	6.1
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Size(m)	6.1	0.6	2.0	6.1	0.6	2.0	6.1	0.6	2.0	6.1	0.6	6.1
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 2 Position(m)		28.7			28.7			28.7			28.7	
Detector 2 Size(m)		0.6			0.6			0.6			0.6	
Detector 2 Type		Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex	
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Turn Type	pm+pt	NA	Free	pm+pt	NA	Free	pm+pt	NA	Free	pm+pt	NA	Free

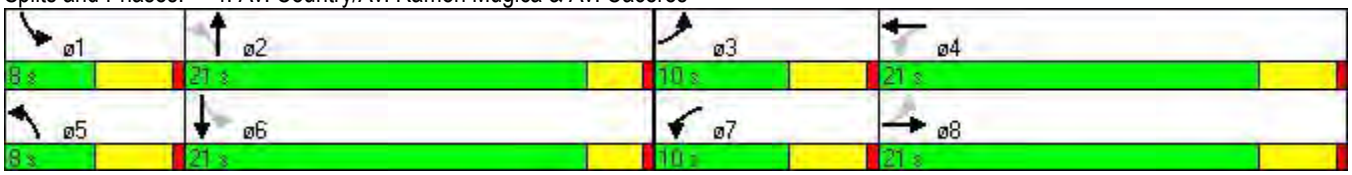
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Protected Phases	3	8		7	4		5	2		1	6	
Permitted Phases	8		Free	4		Free	2		Free	6		Free
Detector Phase	3	8		7	4		5	2		1	6	
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	4.0	
Minimum Split (s)	10.0	20.0		10.0	20.0		8.0	20.0		8.0	20.0	
Total Split (s)	10.0	21.0		10.0	21.0		8.0	21.0		8.0	21.0	
Total Split (%)	16.7%	35.0%		16.7%	35.0%		13.3%	35.0%		13.3%	35.0%	
Maximum Green (s)	6.0	17.0		6.0	17.0		4.0	18.0		4.0	18.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	2.5		3.5	2.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	0.0	
Total Lost Time (s)	4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	3.0		4.0	3.0	
Lead/Lag	Lead	Lag		Lead	Lag		Lead	Lag		Lead	Lag	
Lead-Lag Optimize?		Yes		Yes			Yes	Yes		Yes	Yes	
Vehicle Extension (s)	3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0	
Recall Mode	None	None		None	None		None	C-Max		None	Max	
Walk Time (s)		5.0			5.0			5.0			5.0	
Flash Dont Walk (s)		11.0			11.0			11.0			11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)		0			0			0			0	
Act Effct Green (s)	22.9	16.9	60.0	22.9	16.9	60.0	21.9	19.7	60.0	21.9	19.7	60.0
Actuated g/C Ratio	0.38	0.28	1.00	0.38	0.28	1.00	0.36	0.33	1.00	0.36	0.33	1.00
v/c Ratio	0.75	0.88	0.15	0.72	0.74	0.03	0.50	0.71	0.13	0.53	0.81	0.26
Control Delay	16.6	27.9	0.2	20.0	25.2	0.0	19.8	22.8	0.2	21.6	26.9	0.5
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Total Delay	16.6	27.9	0.2	20.0	25.2	0.0	19.8	22.8	0.2	21.6	26.9	0.5
LOS	B	C	A	B	C	A	B	C	A	C	C	A
Approach Delay		21.0			22.6			18.8			19.8	
Approach LOS		C			C			B			B	
90th %ile Green (s)	6.0	17.0		6.0	17.0		4.0	18.0		4.0	18.0	
90th %ile Term Code	Max	Max		Max	Max		Max	Coord		Max	Coord	
70th %ile Green (s)	6.0	17.0		6.0	17.0		4.0	18.0		4.0	18.0	
70th %ile Term Code	Max	Max		Max	Max		Max	Coord		Max	Coord	
50th %ile Green (s)	6.0	17.0		6.0	17.0		4.0	18.0		4.0	18.0	
50th %ile Term Code	Max	Max		Max	Max		Max	Coord		Max	Coord	
30th %ile Green (s)	6.0	17.0		6.0	17.0		4.0	18.0		4.0	18.0	
30th %ile Term Code	Max	Max		Max	Hold		Max	Coord		Max	Coord	
10th %ile Green (s)	6.0	16.6		6.0	16.6		0.0	26.4		0.0	26.4	
10th %ile Term Code	Max	Gap		Max	Hold		Skip	Coord		Skip	Coord	
Stops (vph)	190	705	0	217	578	0	66	616	0	69	702	0
Fuel Used(l)	29	73	10	24	51	1	7	55	7	6	50	8
CO Emissions (g/hr)	528	1357	191	451	946	28	131	1021	127	104	923	140
NOx Emissions (g/hr)	103	264	37	88	184	5	26	199	25	20	180	27
VOC Emissions (g/hr)	122	315	44	105	219	6	30	237	29	24	214	32
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Queue Length 50th (m)	6.2	52.4	0.0	13.7	39.8	0.0	7.7	43.9	0.0	8.2	52.5	0.0
Queue Length 95th (m)	#24.8	#82.8	m0.0	#24.8	57.8	0.0	#16.9	#64.0	0.0	#18.9	#85.5	0.0
Internal Link Dist (m)		527.7			388.6			396.2			209.5	
Turn Bay Length (m)	70.0		70.0	70.0		70.0	50.0		50.0	80.0		80.0

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Base Capacity (vph)	536	981	1348	545	981	1548	225	1135	1348	223	1135	1348
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Reduced v/c Ratio	0.75	0.88	0.15	0.72	0.74	0.03	0.50	0.71	0.13	0.53	0.81	0.26

Intersection Summary

Area Type: Other
Cycle Length: 60
Actuated Cycle Length: 60
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL, Start of Green
Natural Cycle: 60
Control Type: Actuated-Coordinated
Maximum v/c Ratio: 0.88
Intersection Signal Delay: 20.6 Intersection LOS: C
Intersection Capacity Utilization 74.5% ICU Level of Service D
Analysis Period (min) 15
95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.
m Volume for 95th percentile queue is metered by upstream signal.

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



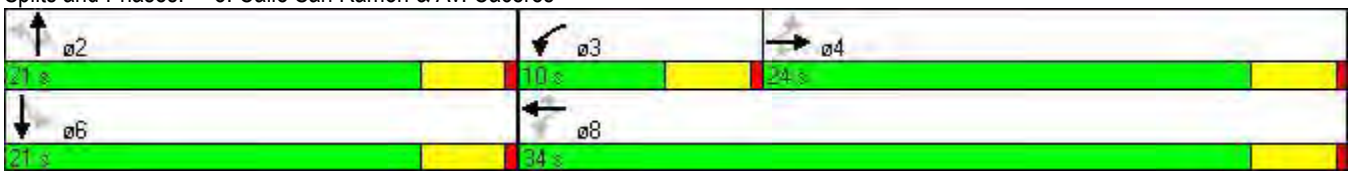
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	81	844	136	272	899	82	82	183	181	147	195	85
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Storage Length (m)	50.0		50.0	50.0		50.0	0.0		50.0	0.0		50.0
Storage Lanes	1		1	2		1	0		1	0		1
Taper Length (m)	7.5			7.5			7.5			7.5		
Lane Util. Factor	1.00	0.95	1.00	0.97	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	0.95	0.95	0.95
Ped Bike Factor	0.86		0.67	0.91		0.45		0.95	0.67		0.87	
Frt			0.850			0.850			0.850		0.970	
Flt Protected	0.950			0.950				0.985			0.983	
Satd. Flow (prot)	1730	3461	1548	3357	3461	1548	0	1794	1548	0	3085	0
Flt Permitted	0.293			0.172				0.753			0.693	
Satd. Flow (perm)	460	3461	1040	553	3461	702	0	1304	1040	0	2029	0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)			42			13			197		13	
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		412.6			230.9			506.7			224.2	
Travel Time (s)		33.0			18.5			40.5			17.9	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400		400	400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	88	917	148	296	977	89	89	199	197	160	212	92
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	88	917	148	296	977	89	0	288	197	0	464	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		6.0			6.0			0.0			0.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Number of Detectors	1	2	1	1	2	1	1	1	1	1	1	
Detector Template	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru	
Leading Detector (m)	6.1	30.0	2.0	6.1	30.0	2.0	2.0	10.0	2.0	2.0	10.0	
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Detector 1 Size(m)	6.1	0.6	2.0	6.1	0.6	2.0	2.0	10.0	2.0	2.0	10.0	
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Detector 2 Position(m)		28.2			28.2							
Detector 2 Size(m)		0.6			0.6							
Detector 2 Type		Cl+Ex			Cl+Ex							
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)		0.0			0.0							
Turn Type	Perm	NA	Perm	pm+pt	NA	Perm	Perm	NA	Perm	Perm	NA	

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Protected Phases		4		3	8			2			6	
Permitted Phases	4		4	8		8	2		2	6		
Detector Phase	4	4	4	3	8	8	2	2	2	6	6	
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	
Minimum Split (s)	20.0	20.0	20.0	10.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	
Total Split (s)	24.0	24.0	24.0	10.0	34.0	34.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	
Total Split (%)	43.6%	43.6%	43.6%	18.2%	61.8%	61.8%	38.2%	38.2%	38.2%	38.2%	38.2%	
Maximum Green (s)	20.0	20.0	20.0	6.0	30.0	30.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	
Total Lost Time (s)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	
Lead/Lag	Lag	Lag	Lag	Lead								
Lead-Lag Optimize?	Yes	Yes	Yes	Yes								
Vehicle Extension (s)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	
Recall Mode	None	None	None	None	None	None	C-Max	C-Max	C-Max	C-Max	C-Max	
Walk Time (s)	5.0	5.0	5.0		5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0	11.0		11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	
Act Effct Green (s)	19.3	19.3	19.3	29.3	29.3	29.3		17.7	17.7		17.7	
Actuated g/C Ratio	0.35	0.35	0.35	0.53	0.53	0.53		0.32	0.32		0.32	
v/c Ratio	0.55	0.76	0.38	0.49	0.53	0.23		0.68	0.42		0.70	
Control Delay	30.0	20.4	12.8	9.4	9.5	7.6		27.8	6.0		23.6	
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	
Total Delay	30.0	20.4	12.8	9.4	9.5	7.6		27.8	6.0		23.6	
LOS	C	C	B	A	A	A		C	A		C	
Approach Delay		20.1			9.4			18.9			23.6	
Approach LOS		C			A			B			C	
90th %ile Green (s)	20.0	20.0	20.0	6.0	30.0	30.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	
90th %ile Term Code	Max	Max	Max	Max	Max	Max	Coord	Coord	Coord	Coord	Coord	
70th %ile Green (s)	20.0	20.0	20.0	6.0	30.0	30.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	
70th %ile Term Code	Max	Max	Max	Max	Hold	Hold	Coord	Coord	Coord	Coord	Coord	
50th %ile Green (s)	20.0	20.0	20.0	6.0	30.0	30.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	
50th %ile Term Code	Max	Max	Max	Max	Hold	Hold	Coord	Coord	Coord	Coord	Coord	
30th %ile Green (s)	20.0	20.0	20.0	6.0	30.0	30.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	
30th %ile Term Code	Max	Max	Max	Max	Hold	Hold	Coord	Coord	Coord	Coord	Coord	
10th %ile Green (s)	16.3	16.3	16.3	6.0	26.3	26.3	20.7	20.7	20.7	20.7	20.7	
10th %ile Term Code	Gap	Gap	Gap	Max	Hold	Hold	Coord	Coord	Coord	Coord	Coord	
Stops (vph)	66	700	73	123	527	37		215	31		342	
Fuel Used(l)	6	61	8	10	37	3		23	11		24	
CO Emissions (g/hr)	119	1125	153	194	683	56		426	196		436	
NOx Emissions (g/hr)	23	219	30	38	133	11		83	38		85	
VOC Emissions (g/hr)	28	261	36	45	158	13		99	45		101	
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0		0	0		0	
Queue Length 50th (m)	7.0	42.4	7.6	7.0	30.3	3.6		26.3	0.0		21.8	
Queue Length 95th (m)	#24.6	61.3	20.1	12.0	43.7	10.4		#59.3	12.4		#42.3	
Internal Link Dist (m)		388.6			206.9			482.7			200.2	
Turn Bay Length (m)	50.0		50.0	50.0		50.0			50.0			

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Base Capacity (vph)	167	1259	405	600	1888	389		421	469		663	
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0		0	0		0	
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0		0	0		0	
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0		0	0		0	
Reduced v/c Ratio	0.53	0.73	0.37	0.49	0.52	0.23		0.68	0.42		0.70	

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 55			
Actuated Cycle Length: 55			
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL and 6:SBTL, Start of Green			
Natural Cycle: 55			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 0.76			
Intersection Signal Delay: 16.2		Intersection LOS: B	
Intersection Capacity Utilization 72.8%		ICU Level of Service C	
Analysis Period (min) 15			
# 95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.			
Queue shown is maximum after two cycles.			

Splits and Phases: 5: Calle San Ramón & Av. Cáceres



Anexo II-B. Reporte SYNCHRO de alternativa con tres carriles en cada sentido.

Network Totals

Number of Intersections	5
Total Delay (hr)	558
Stops (#)	15602
Average Speed (km/hr	13
Total Travel Time (hr)	777
Distance Traveled (km)	10104
Fuel Consumed (l)	2838
Fuel Economy (km/l)	3.6
CO Emissions (kg)	52.79
NOx Emissions (kg)	10.19
VOC Emissions (kg)	12.18
Unserved Vehicles (#)	1934
Vehicles in dilemma zone (#)	0
Performance Index	601.4

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	481	595	167	86	704	108	399	320	69	398	316	519
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.6	4.0	3.6	3.6	4.0	3.6	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.91	0.91	0.91
Frt		0.980			0.982			0.987			0.937	
Flt Protected		0.981			0.995			0.975			0.984	
Satd. Flow (prot)	0	3554	0	0	3612	0	0	3330	0	0	4584	0
Flt Permitted		0.981			0.995			0.975			0.984	
Satd. Flow (perm)	0	3554	0	0	3612	0	0	3330	0	0	4584	0
Link Speed (k/h)		45			45			40			45	
Link Distance (m)		218.5			853.8			66.7			159.1	
Travel Time (s)		17.5			68.3			6.0			12.7	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	523	647	182	93	765	117	434	348	75	433	343	564
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1352	0	0	975	0	0	857	0	0	1340	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		5.0			5.0			8.0			7.5	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.00	0.94	1.00	1.00	0.94	1.00	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Sign Control		Yield			Yield			Yield			Yield	

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Control Type: Roundabout			
Intersection Capacity Utilization 123.0%		ICU Level of Service H	
Analysis Period (min) 15			

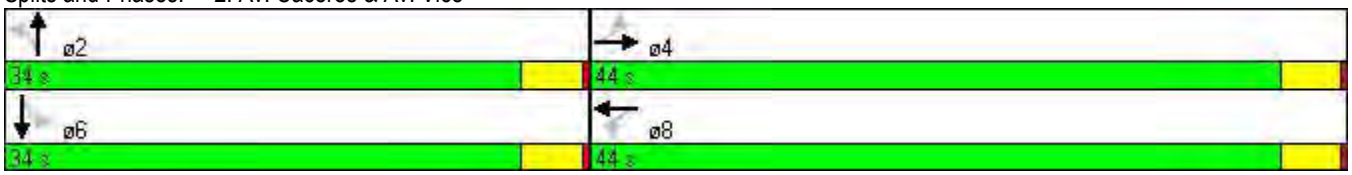
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	131	827	278	328	831	67	391	287	223	93	261	85
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Ped Bike Factor		0.91			0.97			0.84			0.92	
Frt		0.966			0.992			0.963			0.971	
Flt Protected		0.995			0.987			0.979			0.990	
Satd. Flow (prot)	0	4390	0	0	4772	0	0	2971	0	0	3094	0
Flt Permitted		0.653			0.669			0.634			0.530	
Satd. Flow (perm)	0	2869	0	0	3200	0	0	1780	0	0	1639	0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)		22			15			10			9	
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		427.6			445.8			143.3			230.0	
Travel Time (s)		34.2			35.7			11.5			18.4	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400		400	400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	142	899	302	357	903	73	425	312	242	101	284	92
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1343	0	0	1333	0	0	979	0	0	477	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		6.5			6.5			6.5			6.5	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Turn Type	Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA	
Protected Phases		4			8			2			6	
Permitted Phases	4			8			2			6		
Minimum Split (s)	20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0	
Total Split (s)	44.0	44.0		44.0	44.0		34.0	34.0		34.0	34.0	
Total Split (%)	56.4%	56.4%		56.4%	56.4%		43.6%	43.6%		43.6%	43.6%	
Maximum Green (s)	40.0	40.0		40.0	40.0		30.0	30.0		30.0	30.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)		2.0			3.0			2.0			2.0	
Total Lost Time (s)		6.0			7.0			6.0			6.0	
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0	0		0	0		0	0	
Act Effct Green (s)		38.0			37.0			28.0			28.0	
Actuated g/C Ratio		0.49			0.47			0.36			0.36	
v/c Ratio		1.06dl			2.77dl			1.69dl			1.07dl	
Control Delay		35.5			26.3			265.1			34.6	

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Queue Delay		0.0			0.0			0.0			0.0	
Total Delay		35.5			26.3			265.1			34.6	
LOS		D			C			F			C	
Approach Delay		35.5			26.3			265.1			34.6	
Approach LOS		D			C			F			C	
Stops (vph)		1022			1009			682			365	
Fuel Used(l)		195			98			250			28	
CO Emissions (g/hr)		3601			1811			4622			526	
NOx Emissions (g/hr)		701			352			899			102	
VOC Emissions (g/hr)		835			420			1072			122	
Dilemma Vehicles (#)		0			0			0			0	
Queue Length 50th (m)		68.6			64.3			~114.6			33.9	
Queue Length 95th (m)		#105.1			#96.5			#153.2			#60.6	
Internal Link Dist (m)		403.6			421.8			119.3			206.0	
Turn Bay Length (m)												
Base Capacity (vph)		1409			1526			645			594	
Starvation Cap Reductn		0			0			0			0	
Spillback Cap Reductn		0			0			0			0	
Storage Cap Reductn		0			0			0			0	
Reduced v/c Ratio		0.95			0.87			1.52			0.80	

Intersection Summary

Area Type: Other
Cycle Length: 78
Actuated Cycle Length: 78
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL and 6:SBTL, Start of Green
Natural Cycle: 100
Control Type: Pretimed
Maximum v/c Ratio: 1.52
Intersection Signal Delay: 86.8 Intersection LOS: F
Intersection Capacity Utilization 115.7% ICU Level of Service H
Analysis Period (min) 15
~ Volume exceeds capacity, queue is theoretically infinite.
Queue shown is maximum after two cycles.
95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.
dl Defacto Left Lane. Recode with 1 though lane as a left lane.

Splits and Phases: 2: Av. Cáceres & Av. Vice



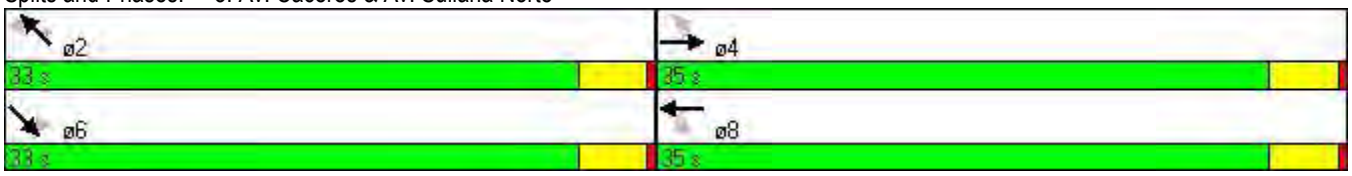
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	SEL	SET	SER	NWL	NWT	NWR
Lane Configurations												
Volume (vph)	33	839	271	228	847	16	83	88	24	355	86	423
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.95	0.95	0.95	0.95	0.91	0.91
Frt		0.964			0.998			0.982			0.964	0.850
Flt Protected		0.999			0.990			0.979			0.970	
Satd. Flow (prot)	0	4788	0	0	4913	0	0	3327	0	0	3100	1409
Flt Permitted		0.874			0.665			0.657			0.695	
Satd. Flow (perm)	0	4189	0	0	3300	0	0	2233	0	0	2221	1409
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)		152			4			26			72	76
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		445.8			551.7			489.7			579.3	
Travel Time (s)		35.7			44.1			39.2			46.3	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	36	912	295	248	921	17	90	96	26	386	93	460
Shared Lane Traffic (%)												33%
Lane Group Flow (vph)	0	1243	0	0	1186	0	0	212	0	0	631	308
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		0.0			6.0			7.0			7.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Turn Type	Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA	Perm
Protected Phases		4			8			6			2	
Permitted Phases	4			8			6			2		2
Minimum Split (s)	20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0	20.0
Total Split (s)	35.0	35.0		35.0	35.0		33.0	33.0		33.0	33.0	33.0
Total Split (%)	51.5%	51.5%		51.5%	51.5%		48.5%	48.5%		48.5%	48.5%	48.5%
Maximum Green (s)	31.0	31.0		31.0	31.0		29.0	29.0		29.0	29.0	29.0
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5	3.5
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5	0.5
Lost Time Adjust (s)		0.0			0.0			0.0			0.0	0.0
Total Lost Time (s)		4.0			4.0			4.0			4.0	4.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0	5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0	11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0	0		0	0		0	0	0
Act Effct Green (s)		31.0			31.0			29.0			29.0	29.0
Actuated g/C Ratio		0.46			0.46			0.43			0.43	0.43
v/c Ratio		0.62			1.91dl			0.22			0.64	0.48
Control Delay		13.8			20.3			11.5			17.1	13.3
Queue Delay		0.0			0.0			0.0			0.0	0.0
Total Delay		13.8			20.3			11.5			17.1	13.3

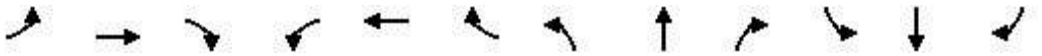
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	SEL	SET	SER	NWL	NWT	NWR
LOS		B			C			B			B	B
Approach Delay		13.8			20.3			11.5			15.8	
Approach LOS		B			C			B			B	
Stops (vph)		723			879			102			393	151
Fuel Used(l)		76			93			13			48	22
CO Emissions (g/hr)		1413			1726			243			897	408
NOx Emissions (g/hr)		275			336			47			174	79
VOC Emissions (g/hr)		328			400			56			208	95
Dilemma Vehicles (#)		0			0			0			0	0
Queue Length 50th (m)		38.1			46.5			7.8			30.7	22.5
Queue Length 95th (m)		51.8			64.0			14.4			48.8	45.3
Internal Link Dist (m)		421.8			527.7			465.7			555.3	
Turn Bay Length (m)												
Base Capacity (vph)		1992			1507			967			988	644
Starvation Cap Reductn		0			0			0			0	0
Spillback Cap Reductn		0			0			0			0	0
Storage Cap Reductn		0			0			0			0	0
Reduced v/c Ratio		0.62			0.79			0.22			0.64	0.48

Intersection Summary

Area Type: Other
Cycle Length: 68
Actuated Cycle Length: 68
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NWTL and 6:SETL, Start of Green
Natural Cycle: 45
Control Type: Pretimed
Maximum v/c Ratio: 0.79
Intersection Signal Delay: 16.4 Intersection LOS: B
Intersection Capacity Utilization 82.9% ICU Level of Service E
Analysis Period (min) 15
dl Defacto Left Lane. Recode with 1 though lane as a left lane.

Splits and Phases: 3: Av. Cáceres & Av. Sullana Norte





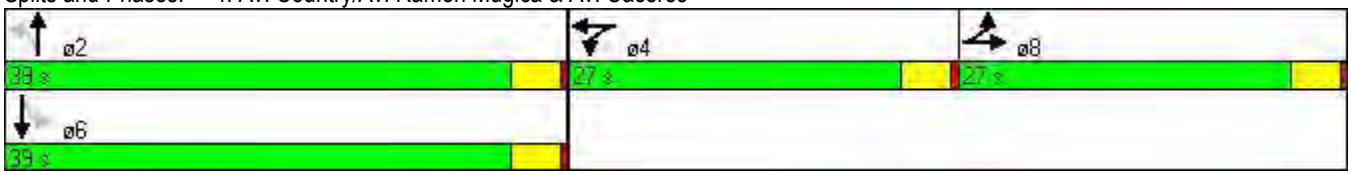
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	369	790	186	361	669	36	103	738	162	109	843	319
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Storage Length (m)	0.0		0.0	0.0		0.0	15.0		0.0	0.0		0.0
Storage Lanes	0		0	0		0	1		0	0		0
Taper Length (m)	7.5			7.5			7.5			7.5		
Lane Util. Factor	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Ped Bike Factor		0.93			0.98			0.93			0.90	
Frt		0.979			0.995			0.973			0.962	
Flt Protected		0.986			0.983		0.950				0.996	
Satd. Flow (prot)	0	4545	0	0	4863	0	1730	3135	0	0	2996	0
Flt Permitted		0.986			0.983		0.125				0.558	
Satd. Flow (perm)	0	4450	0	0	4781	0	228	3135	0	0	1678	0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)		30			5			31			54	
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		551.7			412.6			420.2			233.5	
Travel Time (s)		44.1			33.0			33.6			18.7	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400			400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	401	859	202	392	727	39	112	802	176	118	916	347
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1462	0	0	1158	0	112	978	0	0	1381	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		8.5			7.5			6.5			6.5	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Turn Type	Split	NA		Split	NA		Perm	NA		Perm	NA	
Protected Phases	8	8		4	4			2			6	
Permitted Phases							2			6		
Minimum Split (s)	20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0	
Total Split (s)	27.0	27.0		27.0	27.0		39.0	39.0		39.0	39.0	
Total Split (%)	29.0%	29.0%		29.0%	29.0%		41.9%	41.9%		41.9%	41.9%	
Maximum Green (s)	23.0	23.0		23.0	23.0		35.0	35.0		35.0	35.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)		3.0			3.0		3.0	3.0			3.0	
Total Lost Time (s)		7.0			7.0		7.0	7.0			7.0	
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0	0		0	0		0	0	
Act Effct Green (s)		20.0			20.0		32.0	32.0			32.0	

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Actuated g/C Ratio		0.22			0.22		0.34	0.34			0.34	
v/c Ratio		1.46			1.10		1.44	0.89			2.25	
Control Delay		242.3			95.7		283.7	39.6			589.3	
Queue Delay		0.0			0.0		0.0	0.0			0.0	
Total Delay		242.3			95.7		283.7	39.6			589.3	
LOS		F			F		F	D			F	
Approach Delay		242.3			95.7			64.6			589.3	
Approach LOS		F			F			E			F	
Stops (vph)		1006			920		72	774			861	
Fuel Used(l)		343			139		28	79			622	
CO Emissions (g/hr)		6353			2574		520	1467			11502	
NOx Emissions (g/hr)		1236			501		101	286			2238	
VOC Emissions (g/hr)		1473			597		121	340			2667	
Dilemma Vehicles (#)		0			0		0	0			0	
Queue Length 50th (m)		~139.0			~91.8		~28.8	88.2			~223.5	
Queue Length 95th (m)		#169.6			#121.0		#62.8	#126.9			#267.0	
Internal Link Dist (m)		527.7			388.6			396.2			209.5	
Turn Bay Length (m)							15.0					
Base Capacity (vph)		1001			1050		78	1099			613	
Starvation Cap Reductn		0			0		0	0			0	
Spillback Cap Reductn		0			0		0	0			0	
Storage Cap Reductn		0			0		0	0			0	
Reduced v/c Ratio		1.46			1.10		1.44	0.89			2.25	

Intersection Summary

Area Type: Other
Cycle Length: 93
Actuated Cycle Length: 93
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL and 6:SBTL, Start of Green
Natural Cycle: 150
Control Type: Pretimed
Maximum v/c Ratio: 2.25
Intersection Signal Delay: 265.1 Intersection LOS: F
Intersection Capacity Utilization 138.8% ICU Level of Service H
Analysis Period (min) 15
~ Volume exceeds capacity, queue is theoretically infinite.
Queue shown is maximum after two cycles.
95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



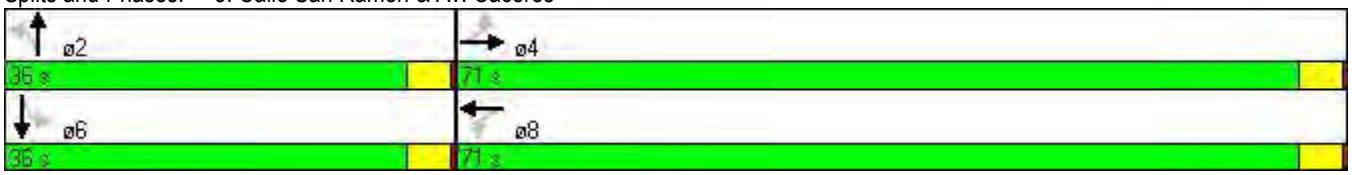
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	151	918	212	272	899	82	82	183	181	147	195	85
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ped Bike Factor		0.88			0.94			0.84			0.92	
Frt		0.975			0.990			0.945			0.973	
Flt Protected		0.994			0.989			0.991			0.983	
Satd. Flow (prot)	0	4282	0	0	4654	0	0	1425	0	0	1602	0
Flt Permitted		0.646			0.642			0.771			0.518	
Satd. Flow (perm)	0	2760	0	0	2977	0	0	1109	0	0	844	0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)		9			10			20			11	
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		412.6			230.9			506.7			224.2	
Travel Time (s)		33.0			18.5			40.5			17.9	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400		400	400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	164	998	230	296	977	89	89	199	197	160	212	92
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1392	0	0	1362	0	0	485	0	0	464	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		6.0			6.0			0.0			0.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Turn Type	Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA		Perm	NA	
Protected Phases		4			8			2			6	
Permitted Phases	4			8			2			6		
Minimum Split (s)	20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0	
Total Split (s)	71.0	71.0		71.0	71.0		36.0	36.0		36.0	36.0	
Total Split (%)	66.4%	66.4%		66.4%	66.4%		33.6%	33.6%		33.6%	33.6%	
Maximum Green (s)	67.0	67.0		67.0	67.0		32.0	32.0		32.0	32.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)		3.0			3.0			3.0			3.0	
Total Lost Time (s)		7.0			7.0			7.0			7.0	
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0	0		0	0		0	0	
Act Effct Green (s)		64.0			64.0			29.0			29.0	
Actuated g/C Ratio		0.60			0.60			0.27			0.27	
v/c Ratio		1.04dl			1.84dl			1.54			1.96	
Control Delay		23.3			19.4			287.2			470.7	

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Queue Delay		0.0			0.0			0.0			0.0	
Total Delay		23.3			19.4			287.2			470.7	
LOS		C			B			F			F	
Approach Delay		23.3			19.4			287.2			470.7	
Approach LOS		C			B			F			F	
Stops (vph)		996			886			315			284	
Fuel Used(l)		94			64			127			169	
CO Emissions (g/hr)		1739			1179			2348			3134	
NOx Emissions (g/hr)		338			229			457			610	
VOC Emissions (g/hr)		403			273			545			727	
Dilemma Vehicles (#)		0			0			0			0	
Queue Length 50th (m)		84.0			74.9			~148.0			~158.4	
Queue Length 95th (m)		109.6			95.7			#213.8			#223.3	
Internal Link Dist (m)		388.6			206.9			482.7			200.2	
Turn Bay Length (m)												
Base Capacity (vph)		1654			1785			315			237	
Starvation Cap Reductn		0			0			0			0	
Spillback Cap Reductn		0			0			0			0	
Storage Cap Reductn		0			0			0			0	
Reduced v/c Ratio		0.84			0.76			1.54			1.96	

Intersection Summary

Area Type: Other
Cycle Length: 107
Actuated Cycle Length: 107
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL, Start of Green, Master Intersection
Natural Cycle: 120
Control Type: Pretimed
Maximum v/c Ratio: 1.96
Intersection Signal Delay: 112.5 Intersection LOS: F
Intersection Capacity Utilization 113.5% ICU Level of Service H
Analysis Period (min) 15
~ Volume exceeds capacity, queue is theoretically infinite.
Queue shown is maximum after two cycles.
95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.
dl Defacto Left Lane. Recode with 1 though lane as a left lane.

Splits and Phases: 5: Calle San Ramón & Av. Cáceres



Anexo II-C. Reporte SYNCHRO de alternativa con paso a desnivel

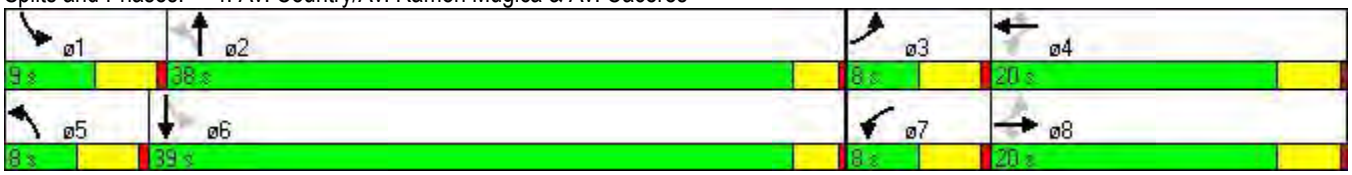
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	369	0	186	361	0	36	103	738	162	109	843	319
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Storage Length (m)	0.0		0.0	0.0		0.0	25.0		0.0	0.0		0.0
Storage Lanes	2		1	2		1	1		0	1		1
Taper Length (m)	7.5			7.5			7.5			7.5		
Lane Util. Factor	0.91	0.86	0.95	0.91	0.86	0.95	1.00	0.95	0.95	1.00	0.95	0.95
Ped Bike Factor	0.71	0.71	0.64	0.71	0.72			0.94		0.95	0.90	
Frt		0.940	0.850		0.995	0.850		0.973			0.959	
Flt Protected	0.950	0.971		0.950	0.954		0.950			0.950		
Satd. Flow (prot)	2834	1103	1324	2834	1338	1324	1557	2835	0	1557	2693	0
Flt Permitted	0.659	0.754		0.645	0.611		0.114			0.179		
Satd. Flow (perm)	1390	706	851	1376	620	1324	187	2835	0	278	2693	0
Right Turn on Red			Yes			Yes			Yes			Yes
Satd. Flow (RTOR)		43	111		2	35		47			101	
Link Speed (k/h)		45			45			45			45	
Link Distance (m)		551.7			412.6			335.4			142.8	
Travel Time (s)		44.1			33.0			26.8			11.4	
Confl. Peds. (#/hr)	400		400	400			400		400	400		400
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	401	0	202	392	0	39	112	802	176	118	916	347
Shared Lane Traffic (%)	23%		30%	33%		10%						
Lane Group Flow (vph)	309	153	141	263	133	35	112	978	0	118	1263	0
Enter Blocked Intersection	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		25.0			22.6			3.3			3.3	
Link Offset(m)		11.0			-4.5			-2.0			-2.6	
Crosswalk Width(m)		7.0			7.0			7.0			7.0	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Turn Type	pm+pt	NA	Perm	pm+pt	NA	Perm	pm+pt	NA		pm+pt	NA	
Protected Phases	3	8		7	4		5	2		1	6	
Permitted Phases	8		8	4		4	2			6		
Minimum Split (s)	8.0	20.0	20.0	8.0	20.0	20.0	8.0	20.0		8.0	20.0	
Total Split (s)	8.0	20.0	20.0	8.0	20.0	20.0	8.0	38.0		9.0	39.0	
Total Split (%)	10.7%	26.7%	26.7%	10.7%	26.7%	26.7%	10.7%	50.7%		12.0%	52.0%	
Maximum Green (s)	4.0	16.0	16.0	4.0	16.0	16.0	4.0	35.0		5.0	36.0	
Yellow Time (s)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	2.5		3.5	2.5	
All-Red Time (s)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		0.5	0.5	
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
Total Lost Time (s)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	3.0		4.0	3.0	
Lead/Lag	Lead	Lag	Lag	Lead	Lag	Lag	Lead	Lag		Lead	Lag	
Lead-Lag Optimize?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes		Yes	Yes	
Walk Time (s)		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0			5.0	
Flash Dont Walk (s)		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0			11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)		0	0		0	0		0			0	
Act Effct Green (s)	20.0	20.0	16.0	20.0	20.0	16.0	38.0	35.0		40.0	36.0	

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Actuated g/C Ratio	0.27	0.27	0.21	0.27	0.27	0.21	0.51	0.47		0.53	0.48	
v/c Ratio	0.69	0.63	0.52	0.59	0.65	0.11	0.67	0.73		0.50	0.94	
Control Delay	31.0	29.6	16.3	26.9	38.3	10.1	31.0	19.2		15.4	32.2	
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
Total Delay	31.0	29.6	16.3	26.9	38.3	10.1	31.0	19.2		15.4	32.2	
LOS	C	C	B	C	D	B	C	B		B	C	
Approach Delay		27.2			29.0			20.4			30.8	
Approach LOS		C			C			C			C	
Stops (vph)	247	79	42	203	97	10	46	666		50	910	
Fuel Used(l)	27	12	10	19	10	2	7	61		5	75	
CO Emissions (g/hr)	498	230	177	346	192	32	136	1120		93	1395	
NOx Emissions (g/hr)	97	45	34	67	37	6	26	218		18	271	
VOC Emissions (g/hr)	116	53	41	80	45	8	31	260		22	323	
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	
Queue Length 50th (m)	19.0	14.1	3.8	15.9	16.9	0.0	7.0	56.1		7.4	83.0	
Queue Length 95th (m)	#30.9	#39.1	21.7	25.8	#41.0	7.3	#20.7	79.0		14.7	#133.7	
Internal Link Dist (m)		527.7			388.6			311.4			118.8	
Turn Bay Length (m)							25.0					
Base Capacity (vph)	448	241	269	445	205	310	168	1348		234	1345	
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	
Reduced v/c Ratio	0.69	0.63	0.52	0.59	0.65	0.11	0.67	0.73		0.50	0.94	

Intersection Summary

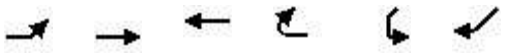
Area Type: CBD
Cycle Length: 75
Actuated Cycle Length: 75
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBTL, Start of Green
Natural Cycle: 75
Control Type: Pretimed
Maximum v/c Ratio: 0.94
Intersection Signal Delay: 26.7 Intersection LOS: C
Intersection Capacity Utilization 75.3% ICU Level of Service D
Analysis Period (min) 15
95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



Anexo III-A. Reporte SYNCHRO del tercer escenario: Propuesta 2 con CFI en intersección con Av. Ramón Mugica. (actual y proyectado)

Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SWL	SWR
Lane Configurations						
Volume (vph)	369	976	772	0	0	319
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Storage Length (m)	100.0			0.0	0.0	0.0
Storage Lanes	2			0	0	1
Taper Length (m)	7.5				7.5	
Lane Util. Factor	0.97	0.95	0.95	1.00	1.00	1.00
Frt						0.865
Flt Protected	0.950					
Satd. Flow (prot)	3433	3539	3539	0	0	1611
Flt Permitted	0.950					
Satd. Flow (perm)	3433	3539	3539	0	0	1611
Right Turn on Red				Yes		Yes
Satd. Flow (RTOR)						579
Link Speed (k/h)		45	45		50	
Link Distance (m)		310.4	241.4		68.0	
Travel Time (s)		24.8	19.3		4.9	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	401	1061	839	0	0	347
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	401	1061	839	0	0	347
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)		7.2	7.2		0.0	
Link Offset(m)		0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)	25			15	25	15
Number of Detectors	1	2	2			1
Detector Template	Left	Thru	Thru			Right
Leading Detector (m)	2.0	10.0	10.0			2.0
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0			0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0			0.0
Detector 1 Size(m)	2.0	0.6	0.6			2.0
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex			Cl+Ex
Detector 1 Channel						
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0			0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0			0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0			0.0
Detector 2 Position(m)		9.4	9.4			
Detector 2 Size(m)		0.6	0.6			
Detector 2 Type		Cl+Ex	Cl+Ex			
Detector 2 Channel						
Detector 2 Extend (s)		0.0	0.0			
Turn Type	Prot	NA	NA			Free
Protected Phases	7	4	8			
Permitted Phases						Free
Detector Phase	7	4	8			

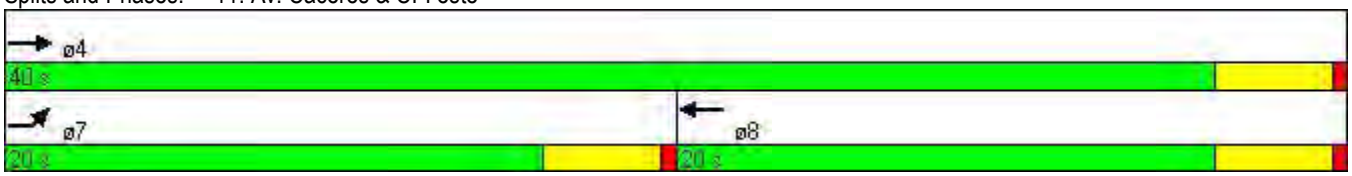


Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SWL	SWR
Switch Phase						
Minimum Initial (s)	4.0	4.0	4.0			
Minimum Split (s)	20.0	20.0	20.0			
Total Split (s)	20.0	40.0	20.0			
Total Split (%)	50.0%	100.0%	50.0%			
Maximum Green (s)	16.0	36.0	16.0			
Yellow Time (s)	3.5	3.5	3.5			
All-Red Time (s)	0.5	0.5	0.5			
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0	0.0			
Total Lost Time (s)	4.0	4.0	4.0			
Lead/Lag	Lead		Lag			
Lead-Lag Optimize?	Yes		Yes			
Vehicle Extension (s)	3.0	3.0	3.0			
Recall Mode	None	None	None			
Walk Time (s)	5.0	5.0	5.0			
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0	11.0			
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0	0			
Act Effct Green (s)	9.9	40.0	22.1			40.0
Actuated g/C Ratio	0.25	1.00	0.55			1.00
v/c Ratio	0.47	0.30	0.43			0.22
Control Delay	14.3	0.2	12.3			0.3
Queue Delay	0.0	0.0	0.0			0.0
Total Delay	14.3	0.2	12.3			0.3
LOS	B	A	B			A
Approach Delay		4.1	12.3			
Approach LOS		A	B			
90th %ile Green (s)	12.6	36.0	19.4			
90th %ile Term Code	Gap	Coord	Coord			
70th %ile Green (s)	11.0	36.0	21.0			
70th %ile Term Code	Gap	Coord	Coord			
50th %ile Green (s)	9.9	36.0	22.1			
50th %ile Term Code	Gap	Coord	Coord			
30th %ile Green (s)	8.8	36.0	23.2			
30th %ile Term Code	Gap	Coord	Coord			
10th %ile Green (s)	7.2	36.0	24.8			
10th %ile Term Code	Gap	Coord	Coord			
Stops (vph)	283	0	694			0
Fuel Used(l)	21	30	39			8
CO Emissions (g/hr)	382	564	713			146
NOx Emissions (g/hr)	74	110	139			28
VOC Emissions (g/hr)	89	131	165			34
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0			0
Queue Length 50th (m)	12.5	0.0	33.8			0.0
Queue Length 95th (m)	19.4	0.0	52.0			0.0
Internal Link Dist (m)		286.4	217.4		44.0	
Turn Bay Length (m)	100.0					
Base Capacity (vph)	1373	3539	1955			1611
Starvation Cap Reductn	0	0	0			0
Spillback Cap Reductn	0	0	0			0

Lane Group	EBL	EBT	WBT	WBR	SWL	SWR
Storage Cap Reductn	0	0	0			0
Reduced v/c Ratio	0.29	0.30	0.43			0.22

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 40			
Actuated Cycle Length: 40			
Offset: 20 (50%), Referenced to phase 2: and 6:, Start of Green			
Natural Cycle: 40			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 0.47			
Intersection Signal Delay: 6.2		Intersection LOS: A	
Intersection Capacity Utilization 38.5%		ICU Level of Service A	
Analysis Period (min) 15			

Splits and Phases: 11: Av. Cáceres & CFI este



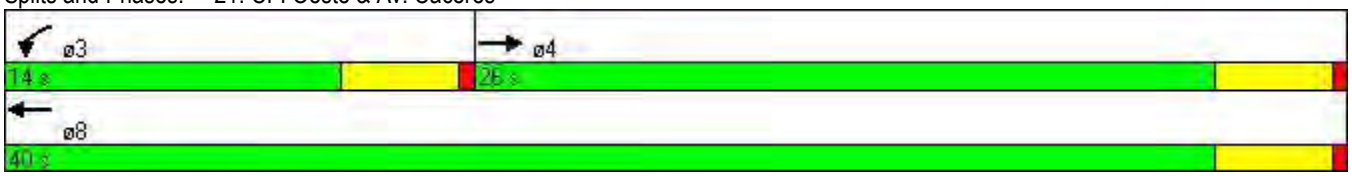
Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NBL	NBR
Lane Configurations						
Volume (vph)	899	0	361	705	0	162
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Storage Length (m)		0.0	100.0		0.0	0.0
Storage Lanes		0	2		0	1
Taper Length (m)			7.5		7.5	
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.97	0.95	1.00	1.00
Frt						0.865
Flt Protected			0.950			
Satd. Flow (prot)	3539	0	3433	3539	0	1611
Flt Permitted			0.950			
Satd. Flow (perm)	3539	0	3433	3539	0	1611
Right Turn on Red		Yes				Yes
Satd. Flow (RTOR)						412
Link Speed (k/h)	45			45	50	
Link Distance (m)	169.1			243.6	36.5	
Travel Time (s)	13.5			19.5	2.6	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	977	0	392	766	0	176
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	977	0	392	766	0	176
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Left	Left	Right
Median Width(m)	7.2			7.2	0.0	
Link Offset(m)	0.0			0.0	0.0	
Crosswalk Width(m)	4.8			4.8	4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		15	25		25	15
Number of Detectors	2		1	2		1
Detector Template	Thru		Left	Thru		Right
Leading Detector (m)	10.0		2.0	10.0		2.0
Trailing Detector (m)	0.0		0.0	0.0		0.0
Detector 1 Position(m)	0.0		0.0	0.0		0.0
Detector 1 Size(m)	0.6		2.0	0.6		2.0
Detector 1 Type	Cl+Ex		Cl+Ex	Cl+Ex		Cl+Ex
Detector 1 Channel						
Detector 1 Extend (s)	0.0		0.0	0.0		0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0		0.0	0.0		0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0		0.0	0.0		0.0
Detector 2 Position(m)	9.4			9.4		
Detector 2 Size(m)	0.6			0.6		
Detector 2 Type	Cl+Ex			Cl+Ex		
Detector 2 Channel						
Detector 2 Extend (s)	0.0			0.0		
Turn Type	NA		Prot	NA		Free
Protected Phases	4		3	8		
Permitted Phases						Free
Detector Phase	4		3	8		

Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NBL	NBR
Switch Phase						
Minimum Initial (s)	4.0		4.0	4.0		
Minimum Split (s)	20.0		8.0	20.0		
Total Split (s)	26.0		14.0	40.0		
Total Split (%)	65.0%		35.0%	100.0%		
Maximum Green (s)	22.0		10.0	36.0		
Yellow Time (s)	3.5		3.5	3.5		
All-Red Time (s)	0.5		0.5	0.5		
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0	0.0		
Total Lost Time (s)	4.0		4.0	4.0		
Lead/Lag	Lag		Lead			
Lead-Lag Optimize?	Yes		Yes			
Vehicle Extension (s)	3.0		3.0	3.0		
Recall Mode	None		None	None		
Walk Time (s)	5.0			5.0		
Flash Dont Walk (s)	11.0			11.0		
Pedestrian Calls (#/hr)	0			0		
Act Effct Green (s)	22.8		9.2	40.0		40.0
Actuated g/C Ratio	0.57		0.23	1.00		1.00
v/c Ratio	0.48		0.50	0.22		0.11
Control Delay	2.1		15.5	0.1		0.1
Queue Delay	0.0		0.0	0.0		0.0
Total Delay	2.1		15.5	0.1		0.1
LOS	A		B	A		A
Approach Delay	2.1			5.3		
Approach LOS	A			A		
90th %ile Green (s)	22.0		10.0	36.0		
90th %ile Term Code	Coord		Max	Coord		
70th %ile Green (s)	21.3		10.7	36.0		
70th %ile Term Code	Coord		Gap	Coord		
50th %ile Green (s)	22.3		9.7	36.0		
50th %ile Term Code	Coord		Gap	Coord		
30th %ile Green (s)	23.4		8.6	36.0		
30th %ile Term Code	Coord		Gap	Coord		
10th %ile Green (s)	24.9		7.1	36.0		
10th %ile Term Code	Coord		Gap	Coord		
Stops (vph)	132		287	0		0
Fuel Used(l)	19		18	17		3
CO Emissions (g/hr)	353		339	320		59
NOx Emissions (g/hr)	69		66	62		11
VOC Emissions (g/hr)	82		79	74		14
Dilemma Vehicles (#)	0		0	0		0
Queue Length 50th (m)	2.6		12.3	0.0		0.0
Queue Length 95th (m)	2.3		21.2	0.0		m0.0
Internal Link Dist (m)	145.1			219.6	12.5	
Turn Bay Length (m)			100.0			
Base Capacity (vph)	2028		870	3539		1611
Starvation Cap Reductn	0		0	0		0
Spillback Cap Reductn	0		0	0		0

Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NBL	NBR
Storage Cap Reductn	0		0	0		0
Reduced v/c Ratio	0.48		0.45	0.22		0.11

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 40			
Actuated Cycle Length: 40			
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2: and 6:, Start of Green			
Natural Cycle: 40			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 0.50			
Intersection Signal Delay: 3.6		Intersection LOS: A	
Intersection Capacity Utilization 41.8%		ICU Level of Service A	
Analysis Period (min) 15			
m Volume for 95th percentile queue is metered by upstream signal.			

Splits and Phases: 21: CFI Oeste & Av. Cáceres



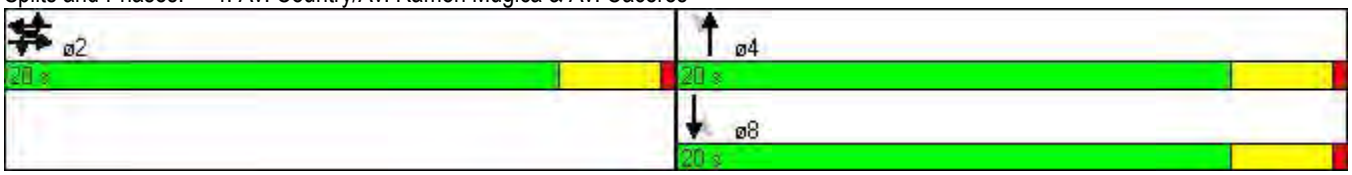
Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Lane Configurations												
Volume (vph)	790	186	669	36	103	738	162	109	843	319	361	369
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.6	3.4	3.6	3.6	3.4	3.6	3.6	3.6
Storage Length (m)					100.0			100.0				
Storage Lanes					1			1				
Taper Length (m)					7.5			7.5				
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	0.97	0.97
Ped Bike Factor		0.87										
Frt		0.850		0.850			0.850			0.850		
Flt Protected					0.950			0.950			0.950	0.950
Satd. Flow (prot)	3461	1548	3461	1548	1770	3461	1583	1770	3461	1583	3433	3433
Flt Permitted					0.256			0.260			0.950	0.950
Satd. Flow (perm)	3461	1348	3461	1548	477	3461	1583	484	3461	1583	3433	3433
Right Turn on Red		Yes		Yes			Yes			Yes		
Satd. Flow (RTOR)		156		39			176			347		
Link Speed (k/h)	45		45			45			45			
Link Distance (m)	241.4		169.1			219.0			217.4			
Travel Time (s)	19.3		13.5			17.5			17.4			
Confl. Peds. (#/hr)		400										
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	859	202	727	39	112	802	176	118	916	347	392	401
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	859	202	727	39	112	802	176	118	916	347	392	401
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left
Median Width(m)	8.5		7.5			6.5			6.5			
Link Offset(m)	0.0		0.0			0.0			0.0			
Crosswalk Width(m)	4.8		4.8			4.8			4.8			
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.00	1.03	1.00	1.00	1.03	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		15		15	25		15	25		15	25	25
Number of Detectors	2	1	2	1	1	2	1	1	2	1	1	1
Detector Template	Thru	Right	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Left
Leading Detector (m)	30.5	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	2.0
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Size(m)	0.6	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	2.0
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 2 Position(m)	28.7		28.7			28.7			28.7			
Detector 2 Size(m)	0.6		0.6			0.6			0.6			
Detector 2 Type	Cl+Ex		Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex			
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)	0.0		0.0			0.0			0.0			
Turn Type	NA	Free	NA	Free	Perm	NA	Free	Perm	NA	Free	Prot	Prot

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Protected Phases	2		2			4			8		2	2
Permitted Phases		Free		Free	4		Free	8		Free		
Detector Phase	2		2		4	4		8	8		2	2
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0		4.0		4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	4.0
Minimum Split (s)	20.0		20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0
Total Split (s)	20.0		20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0
Total Split (%)	50.0%		50.0%		50.0%	50.0%		50.0%	50.0%		50.0%	50.0%
Maximum Green (s)	16.5		16.5		16.5	16.5		16.5	16.5		16.5	16.5
Yellow Time (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
All-Red Time (s)	0.5		0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	0.0
Total Lost Time (s)	3.5		3.5		3.5	3.5		3.5	3.5		3.5	3.5
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Vehicle Extension (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
Recall Mode	C-Max		C-Max		None	None		None	None		C-Max	C-Max
Walk Time (s)	5.0		5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0		0	0		0	0		0	0
Act Effct Green (s)	17.4	40.0	17.4	40.0	15.6	15.6	40.0	15.6	15.6	40.0	17.4	17.4
Actuated g/C Ratio	0.44	1.00	0.44	1.00	0.39	0.39	1.00	0.39	0.39	1.00	0.44	0.44
v/c Ratio	0.57	0.15	0.48	0.03	0.60	0.60	0.11	0.62	0.68	0.22	0.26	0.27
Control Delay	10.6	0.2	9.8	0.0	27.9	11.6	0.1	29.2	13.0	0.3	3.3	7.0
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Total Delay	10.6	0.2	9.8	0.0	27.9	11.6	0.1	29.2	13.0	0.3	3.3	7.0
LOS	B	A	A	A	C	B	A	C	B	A	A	A
Approach Delay	8.7		9.3			11.5			11.2			
Approach LOS	A		A			B			B			
90th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5	16.5		16.5	16.5		16.5	16.5
90th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
70th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5	16.5		16.5	16.5		16.5	16.5
70th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
50th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5	16.5		16.5	16.5		16.5	16.5
50th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
30th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.0	16.0		16.0	16.0		17.0	17.0
30th %ile Term Code	Coord		Coord		Hold	Hold		Gap	Gap		Coord	Coord
10th %ile Green (s)	20.7		20.7		12.3	12.3		12.3	12.3		20.7	20.7
10th %ile Term Code	Coord		Coord		Hold	Hold		Gap	Gap		Coord	Coord
Stops (vph)	548	0	441	0	78	525	0	81	630	0	79	107
Fuel Used(l)	36	5	24	1	8	47	7	6	40	8	12	12
CO Emissions (g/hr)	657	84	451	11	147	873	126	120	732	139	213	214
NOx Emissions (g/hr)	128	16	88	2	29	170	25	23	142	27	42	42
VOC Emissions (g/hr)	152	19	104	3	34	202	29	28	170	32	49	50
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Queue Length 50th (m)	23.3	0.0	18.8	0.0	5.7	21.3	0.0	6.1	25.5	0.0	0.0	0.6
Queue Length 95th (m)	36.8	0.0	30.1	0.0	#24.2	34.0	0.0	#25.5	40.1	0.0	0.0	22.1
Internal Link Dist (m)	217.4		145.1			195.0			193.4			
Turn Bay Length (m)		100.0			100.0		100.0	100.0		100.0		

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Base Capacity (vph)	1509	1348	1509	1548	197	1428	1583	200	1428	1583	1497	1497
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Reduced v/c Ratio	0.57	0.15	0.48	0.03	0.57	0.56	0.11	0.59	0.64	0.22	0.26	0.27

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 40			
Actuated Cycle Length: 40			
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:WBEB, Start of Green			
Natural Cycle: 40			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 0.68			
Intersection Signal Delay: 9.5		Intersection LOS: A	
Intersection Capacity Utilization 74.7%		ICU Level of Service D	
Analysis Period (min) 15			
# 95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.			
Queue shown is maximum after two cycles.			

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBT	NBR2	SBT	SBR2	SEL2	NWL2	NEL2	SWL2
Lane Configurations												
Volume (vph)	790	186	669	36	738	162	843	319	361	369	103	109
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.6	3.6	3.6	3.6
Storage Length (m)												
Storage Lanes												
Taper Length (m)												
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.95	1.00	0.95	1.00	0.95	1.00	0.97	0.97	1.00	1.00
Ped Bike Factor		0.87				0.87		0.87				
Frt		0.850		0.850		0.850		0.850				
Flt Protected									0.950	0.950	0.950	0.950
Satd. Flow (prot)	3461	1548	3461	1548	3461	1548	3461	1548	3433	3433	1770	1770
Flt Permitted									0.950	0.950	0.950	0.950
Satd. Flow (perm)	3461	1348	3461	1548	3461	1348	3461	1348	3433	3433	1770	1770
Right Turn on Red												
Satd. Flow (RTOR)												
Link Speed (k/h)	45		45		45		45					
Link Distance (m)	241.4		169.1		107.7		126.1					
Travel Time (s)	19.3		13.5		8.6		10.1					
Confl. Peds. (#/hr)		400				400		400				
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	859	202	727	39	802	176	916	347	392	401	112	118
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	859	202	727	39	802	176	916	347	392	401	112	118
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Right	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Left	Left
Median Width(m)	2.0		2.0		2.0		2.0					
Link Offset(m)	0.0		0.0		0.0		0.0					
Crosswalk Width(m)	4.8		4.8		4.8		4.8					
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		15		15		15		15	25	25	25	25
Number of Detectors	2	1	2	1	2	1	2	1	1	1	1	1
Detector Template	Thru	Right	Thru	Right	Thru	Right	Thru	Right	Left	Left	Left	Left
Leading Detector (m)	30.5	2.0	30.5	2.0	30.5	2.0	30.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Size(m)	0.6	2.0	0.6	2.0	0.6	2.0	0.6	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 2 Position(m)	28.7		28.7		28.7		28.7					
Detector 2 Size(m)	0.6		0.6		0.6		0.6					
Detector 2 Type	Cl+Ex		Cl+Ex		Cl+Ex		Cl+Ex					
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)	0.0		0.0		0.0		0.0					
Turn Type	NA	Free	NA	Free	NA	Free	NA	Free	custom	custom	custom	custom

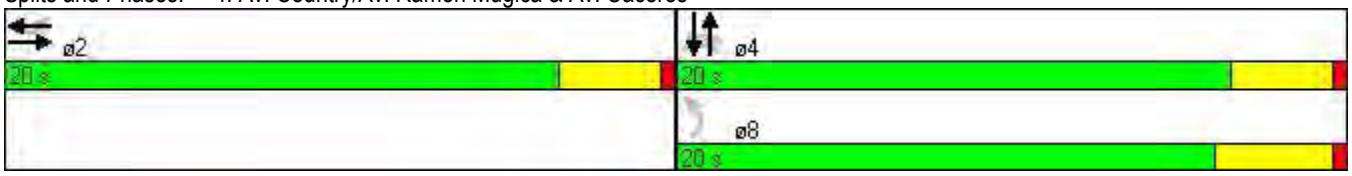
Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBT	NBR2	SBT	SBR2	SEL2	NWL2	NEL2	SWL2
Protected Phases	2		2		4!		4					
Permitted Phases		Free!		Free!		Free!		Free!	2!	4!	8!	4!
Detector Phase	2		2		4		4		2	4	8	4
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0		4.0		4.0		4.0		4.0	4.0	4.0	4.0
Minimum Split (s)	20.0		20.0		20.0		20.0		20.0	20.0	20.0	20.0
Total Split (s)	20.0		20.0		20.0		20.0		20.0	20.0	20.0	20.0
Total Split (%)	50.0%		50.0%		50.0%		50.0%		50.0%	50.0%	50.0%	50.0%
Maximum Green (s)	16.5		16.5		16.5		16.5		16.5	16.5	16.0	16.5
Yellow Time (s)	3.0		3.0		3.0		3.0		3.0	3.0	3.5	3.0
All-Red Time (s)	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	0.5	0.5	0.5
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0		0.0		0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Total Lost Time (s)	3.5		3.5		3.5		3.5		3.5	3.5	4.0	3.5
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Vehicle Extension (s)	3.0		3.0		3.0		3.0		3.0	3.0	3.0	3.0
Recall Mode	C-Max		C-Max		None		None		C-Max	None	None	None
Walk Time (s)	5.0		5.0		5.0		5.0		5.0	5.0	5.0	5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0		11.0		11.0		11.0	11.0	11.0	11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0		0		0		0	0	0	0
Act Effct Green (s)	16.5	40.0	16.5	40.0	16.5	40.0	16.5	40.0	16.5	16.5	16.0	16.5
Actuated g/C Ratio	0.41	1.00	0.41	1.00	0.41	1.00	0.41	1.00	0.41	0.41	0.40	0.41
v/c Ratio	0.60	0.15	0.51	0.03	0.56	0.13	0.64	0.26	0.28	0.28	0.16	0.16
Control Delay	11.3	0.2	10.3	0.0	10.9	0.2	11.9	0.5	3.4	10.7	8.5	8.2
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Total Delay	11.3	0.2	10.3	0.0	10.9	0.2	11.9	0.5	3.4	10.7	8.5	8.2
LOS	B	A	B	A	B	A	B	A	A	B	A	A
Approach Delay	9.2		9.8		9.0		8.8					
Approach LOS	A		A		A		A					
90th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5		16.5		16.5	16.5	16.0	16.5
90th %ile Term Code	Coord		Coord		Max		Max		Coord	Max	Hold	Max
70th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5		16.5		16.5	16.5	16.0	16.5
70th %ile Term Code	Coord		Coord		Max		Max		Coord	Max	Hold	Max
50th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5		16.5		16.5	16.5	16.0	16.5
50th %ile Term Code	Coord		Coord		Max		Max		Coord	Max	Hold	Max
30th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5		16.5		16.5	16.5	16.0	16.5
30th %ile Term Code	Coord		Coord		Max		Max		Coord	Max	Hold	Max
10th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5		16.5		16.5	16.5	16.0	16.5
10th %ile Term Code	Coord		Coord		Max		Max		Coord	Max	Hold	Max
Stops (vph)	562	0	451	0	512	0	614	0	114	255	62	65
Fuel Used(l)	36	5	25	1	23	2	30	4	13	16	3	4
CO Emissions (g/hr)	669	84	459	11	433	33	546	77	232	291	60	67
NOx Emissions (g/hr)	130	16	89	2	84	6	106	15	45	57	12	13
VOC Emissions (g/hr)	155	19	106	3	101	8	127	18	54	67	14	16
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Queue Length 50th (m)	23.3	0.0	18.8	0.0	21.3	0.0	25.5	0.0	0.0	18.1	4.8	4.9
Queue Length 95th (m)	36.8	0.0	30.1	0.0	34.0	0.0	40.1	0.0	0.0	0.3	11.6	11.8
Internal Link Dist (m)	217.4		145.1		83.7		102.1					
Turn Bay Length (m)		100.0				50.0						

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBT	NBR2	SBT	SBR2	SEL2	NWL2	NEL2	SWL2
Base Capacity (vph)	1428	1348	1428	1548	1428	1348	1428	1348	1416	1416	708	730
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Reduced v/c Ratio	0.60	0.15	0.51	0.03	0.56	0.13	0.64	0.26	0.28	0.28	0.16	0.16

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 40			
Actuated Cycle Length: 40			
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:EBWB, Start of Green			
Natural Cycle: 40			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 0.64			
Intersection Signal Delay: 8.8		Intersection LOS: A	
Intersection Capacity Utilization 74.7%		ICU Level of Service D	
Analysis Period (min) 15			

! Phase conflict between lane groups.

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Lane Configurations												
Volume (vph)	790	186	669	36	103	738	162	109	843	319	361	369
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.6	3.4	3.6	3.6	3.4	3.6	3.6	3.6
Storage Length (m)					100.0			100.0				
Storage Lanes					1			1				
Taper Length (m)					7.5			7.5				
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	0.97	0.97
Ped Bike Factor		0.93										
Frt		0.850		0.850			0.850			0.850		
Flt Protected					0.950			0.950			0.950	0.950
Satd. Flow (prot)	3461	1548	3461	1548	1770	3461	1583	1770	3461	1583	3433	3433
Flt Permitted					0.252			0.244			0.950	0.950
Satd. Flow (perm)	3461	1439	3461	1548	469	3461	1583	455	3461	1583	3433	3433
Right Turn on Red		Yes		Yes			Yes			Yes		
Satd. Flow (RTOR)		145		43			194			381		
Link Speed (k/h)	45		45			45			45			
Link Distance (m)	241.4		169.1			219.0			217.4			
Travel Time (s)	19.3		13.5			17.5			17.4			
Confl. Peds. (#/hr)		200										
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Growth Factor	110%	110%	110%	110%	110%	110%	110%	110%	110%	110%	110%	110%
Adj. Flow (vph)	945	222	800	43	123	882	194	130	1008	381	432	441
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	945	222	800	43	123	882	194	130	1008	381	432	441
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left
Median Width(m)	8.5		7.5			6.5			6.5			
Link Offset(m)	0.0		0.0			0.0			0.0			
Crosswalk Width(m)	4.8		4.8			4.8			4.8			
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.00	1.03	1.00	1.00	1.03	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		15		15	25		15	25		15	25	25
Number of Detectors	2	1	2	1	1	2	1	1	2	1	1	1
Detector Template	Thru	Right	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Left
Leading Detector (m)	30.5	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	2.0
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Size(m)	0.6	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	2.0
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 2 Position(m)	28.7		28.7			28.7			28.7			
Detector 2 Size(m)	0.6		0.6			0.6			0.6			
Detector 2 Type	Cl+Ex		Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex			
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)	0.0		0.0			0.0			0.0			

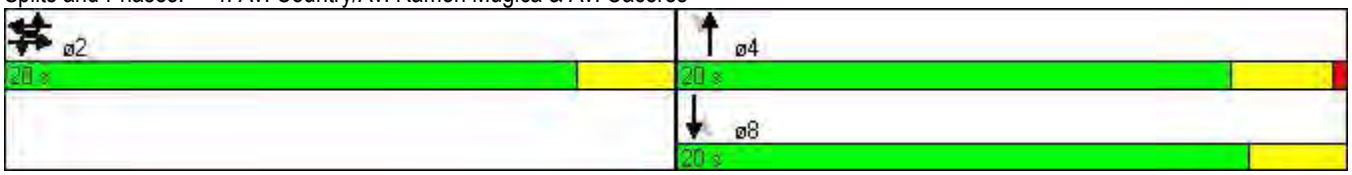
Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Turn Type	NA	Free	NA	Free	Perm	NA	Free	Perm	NA	Free	Prot	Prot
Protected Phases	2		2			4			8		2	2
Permitted Phases		Free		Free	4		Free	8		Free		
Detector Phase	2		2		4	4		8	8		2	2
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0		4.0		4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	4.0
Minimum Split (s)	20.0		20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0
Total Split (s)	20.0		20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0
Total Split (%)	50.0%		50.0%		50.0%	50.0%		50.0%	50.0%		50.0%	50.0%
Maximum Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
Yellow Time (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
All-Red Time (s)	0.0		0.0		0.5	0.5		0.0	0.0		0.0	0.0
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	0.0
Total Lost Time (s)	3.0		3.0		3.5	3.5		3.0	3.0		3.0	3.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Vehicle Extension (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
Recall Mode	C-Max		C-Max		None	None		None	None		C-Max	C-Max
Walk Time (s)	5.0		5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0		0	0		0	0		0	0
Act Effct Green (s)	17.6	40.0	17.6	40.0	15.9	15.9	40.0	16.4	16.4	40.0	17.6	17.6
Actuated g/C Ratio	0.44	1.00	0.44	1.00	0.40	0.40	1.00	0.41	0.41	1.00	0.44	0.44
v/c Ratio	0.62	0.15	0.52	0.03	0.66	0.64	0.12	0.70	0.71	0.24	0.29	0.29
Control Delay	11.0	0.2	9.9	0.0	32.7	12.2	0.2	35.8	13.0	0.4	4.1	6.4
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Total Delay	11.0	0.2	9.9	0.0	32.7	12.2	0.2	35.8	13.0	0.4	4.1	6.4
LOS	B	A	A	A	C	B	A	D	B	A	A	A
Approach Delay	9.0		9.4			12.3			11.8			
Approach LOS	A		A			B			B			
90th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
90th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
70th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
70th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
50th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
50th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
30th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
30th %ile Term Code	Coord		Coord		Hold	Hold		Max	Max		Coord	Coord
10th %ile Green (s)	20.1		20.1		13.4	13.4		13.9	13.9		20.1	20.1
10th %ile Term Code	Coord		Coord		Hold	Hold		Gap	Gap		Coord	Coord
Stops (vph)	615	0	492	0	84	591	0	89	697	0	142	116
Fuel Used(l)	40	5	27	1	9	52	8	8	44	8	14	12
CO Emissions (g/hr)	732	92	500	13	169	970	139	143	807	154	262	231
NOx Emissions (g/hr)	142	18	97	2	33	189	27	28	157	30	51	45
VOC Emissions (g/hr)	170	21	116	3	39	225	32	33	187	36	61	54
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Queue Length 50th (m)	25.8	0.0	20.7	0.0	6.5	24.3	0.0	6.9	28.3	0.0	0.6	1.1
Queue Length 95th (m)	40.5	0.0	32.8	0.0	#27.1	38.1	0.0	#28.9	44.2	0.0	0.9	21.3
Internal Link Dist (m)	217.4		145.1			195.0			193.4			

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Turn Bay Length (m)		100.0			100.0		100.0	100.0		100.0		
Base Capacity (vph)	1525	1439	1525	1548	193	1428	1583	193	1471	1583	1512	1512
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Reduced v/c Ratio	0.62	0.15	0.52	0.03	0.64	0.62	0.12	0.67	0.69	0.24	0.29	0.29

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 40			
Actuated Cycle Length: 40			
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:WBEB, Start of Green			
Natural Cycle: 40			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 0.71			
Intersection Signal Delay: 10.0		Intersection LOS: A	
Intersection Capacity Utilization 80.8%		ICU Level of Service D	
Analysis Period (min) 15			

\# 95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Lane Configurations												
Volume (vph)	790	186	669	36	103	738	162	109	843	319	361	369
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.6	3.4	3.6	3.6	3.4	3.6	3.6	3.6
Storage Length (m)					100.0			100.0				
Storage Lanes					1			1				
Taper Length (m)					7.5			7.5				
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	0.97	0.97
Ped Bike Factor		0.87										
Frt		0.850		0.850			0.850			0.850		
Flt Protected					0.950			0.950			0.950	0.950
Satd. Flow (prot)	3461	1548	3461	1548	1770	3461	1583	1770	3461	1583	3433	3433
Flt Permitted					0.244			0.237			0.950	0.950
Satd. Flow (perm)	3461	1348	3461	1548	455	3461	1583	441	3461	1583	3433	3433
Right Turn on Red		Yes		Yes			Yes			Yes		
Satd. Flow (RTOR)		109		52			232			458		
Link Speed (k/h)	45		45			45			45			
Link Distance (m)	241.4		169.1			219.0			217.4			
Travel Time (s)	19.3		13.5			17.5			17.4			
Confl. Peds. (#/hr)		400										
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Growth Factor	132%	132%	132%	132%	132%	132%	132%	132%	132%	132%	132%	132%
Adj. Flow (vph)	1133	267	960	52	148	1059	232	156	1210	458	518	529
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	1133	267	960	52	148	1059	232	156	1210	458	518	529
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left
Median Width(m)	8.5		7.5			6.5			6.5			
Link Offset(m)	0.0		0.0			0.0			0.0			
Crosswalk Width(m)	4.8		4.8			4.8			4.8			
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.00	1.03	1.00	1.00	1.03	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		15		15	25		15	25		15	25	25
Number of Detectors	2	1	2	1	1	2	1	1	2	1	1	1
Detector Template	Thru	Right	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Left
Leading Detector (m)	30.5	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	2.0
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Size(m)	0.6	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	2.0
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 2 Position(m)	28.7		28.7			28.7			28.7			
Detector 2 Size(m)	0.6		0.6			0.6			0.6			
Detector 2 Type	Cl+Ex		Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex			
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)	0.0		0.0			0.0			0.0			

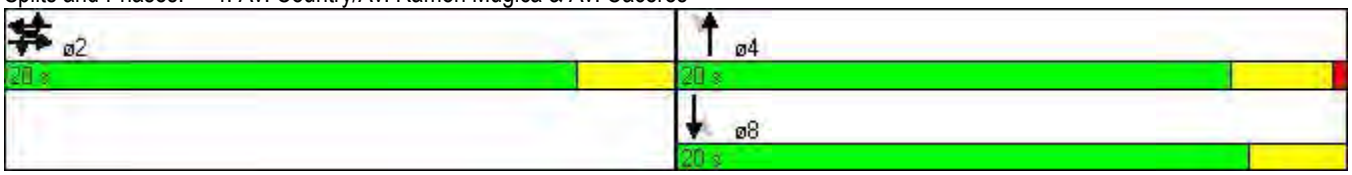
Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Turn Type	NA	Free	NA	Free	Perm	NA	Free	Perm	NA	Free	Prot	Prot
Protected Phases	2		2			4			8		2	2
Permitted Phases		Free		Free	4		Free	8		Free		
Detector Phase	2		2		4	4		8	8		2	2
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0		4.0		4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	4.0
Minimum Split (s)	20.0		20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0
Total Split (s)	20.0		20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0
Total Split (%)	50.0%		50.0%		50.0%	50.0%		50.0%	50.0%		50.0%	50.0%
Maximum Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
Yellow Time (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
All-Red Time (s)	0.0		0.0		0.5	0.5		0.0	0.0		0.0	0.0
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	0.0
Total Lost Time (s)	3.0		3.0		3.5	3.5		3.0	3.0		3.0	3.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Vehicle Extension (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
Recall Mode	C-Max		C-Max		None	None		None	None		C-Max	C-Max
Walk Time (s)	5.0		5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0		0	0		0	0		0	0
Act Effct Green (s)	17.1	40.0	17.1	40.0	16.4	16.4	40.0	16.9	16.9	40.0	17.1	17.1
Actuated g/C Ratio	0.43	1.00	0.43	1.00	0.41	0.41	1.00	0.42	0.42	1.00	0.43	0.43
v/c Ratio	0.77	0.20	0.65	0.03	0.79	0.74	0.15	0.84	0.83	0.29	0.35	0.36
Control Delay	14.6	0.3	11.7	0.0	47.5	14.2	0.2	54.2	17.1	0.5	5.6	6.9
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Total Delay	14.6	0.3	11.7	0.0	47.5	14.2	0.2	54.2	17.1	0.5	5.6	6.9
LOS	B	A	B	A	D	B	A	D	B	A	A	A
Approach Delay	11.8		11.1			15.3			16.1			
Approach LOS	B		B			B			B			
90th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
90th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
70th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
70th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
50th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
50th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
30th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
30th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
10th %ile Green (s)	17.3		17.3		16.2	16.2		16.7	16.7		17.3	17.3
10th %ile Term Code	Coord		Coord		Hold	Hold		Gap	Gap		Coord	Coord
Stops (vph)	796	0	637	0	97	751	0	100	862	0	213	165
Fuel Used(l)	51	6	34	1	12	65	9	11	56	10	19	16
CO Emissions (g/hr)	949	111	637	15	230	1206	166	207	1042	185	342	291
NOx Emissions (g/hr)	185	22	124	3	45	235	32	40	203	36	67	57
VOC Emissions (g/hr)	220	26	148	3	53	280	39	48	242	43	79	68
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Queue Length 50th (m)	33.4	0.0	26.4	0.0	8.6	31.2	0.0	9.2	37.0	0.0	2.3	3.0
Queue Length 95th (m)	#53.7	0.0	41.4	0.0	#33.7	48.7	0.0	#35.6	#71.0	0.0	3.6	24.1
Internal Link Dist (m)	217.4		145.1			195.0			193.4			

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Turn Bay Length (m)		100.0			100.0		100.0	100.0		100.0		
Base Capacity (vph)	1476	1348	1476	1548	188	1428	1583	187	1471	1583	1464	1464
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Reduced v/c Ratio	0.77	0.20	0.65	0.03	0.79	0.74	0.15	0.83	0.82	0.29	0.35	0.36

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 40			
Actuated Cycle Length: 40			
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:WBEB, Start of Green			
Natural Cycle: 40			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 0.84			
Intersection Signal Delay: 12.8		Intersection LOS: B	
Intersection Capacity Utilization 94.3%		ICU Level of Service F	
Analysis Period (min) 15			

95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Lane Configurations												
Volume (vph)	790	186	669	36	103	738	162	109	843	319	361	369
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.6	3.4	3.6	3.6	3.4	3.6	3.6	3.6
Storage Length (m)					100.0			100.0				
Storage Lanes					1			1				
Taper Length (m)					7.5			7.5				
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	0.97	0.97
Ped Bike Factor		0.87										
Frt		0.850		0.850			0.850			0.850		
Flt Protected					0.950			0.950			0.950	0.950
Satd. Flow (prot)	3461	1548	3461	1548	1770	3461	1583	1770	3461	1583	3433	3433
Flt Permitted					0.242			0.235			0.950	0.950
Satd. Flow (perm)	3461	1348	3461	1548	451	3461	1583	438	3461	1583	3433	3433
Right Turn on Red		Yes		Yes			Yes			Yes		
Satd. Flow (RTOR)		77		62			280			551		
Link Speed (k/h)	45		45			45			45			
Link Distance (m)	241.4		169.1			219.0			217.4			
Travel Time (s)	19.3		13.5			17.5			17.4			
Confl. Peds. (#/hr)		400										
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Growth Factor	159%	159%	159%	159%	159%	159%	159%	159%	159%	159%	159%	159%
Adj. Flow (vph)	1365	321	1156	62	178	1275	280	188	1457	551	624	638
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	1365	321	1156	62	178	1275	280	188	1457	551	624	638
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left
Median Width(m)	8.5		7.5			6.5			6.5			
Link Offset(m)	0.0		0.0			0.0			0.0			
Crosswalk Width(m)	4.8		4.8			4.8			4.8			
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.00	1.03	1.00	1.00	1.03	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		15		15	25		15	25		15	25	25
Number of Detectors	2	1	2	1	1	2	1	1	2	1	1	1
Detector Template	Thru	Right	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Left
Leading Detector (m)	30.5	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	2.0
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Size(m)	0.6	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	2.0
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 2 Position(m)	28.7		28.7			28.7			28.7			
Detector 2 Size(m)	0.6		0.6			0.6			0.6			
Detector 2 Type	Cl+Ex		Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex			
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)	0.0		0.0			0.0			0.0			

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Turn Type	NA	Free	NA	Free	Perm	NA	Free	Perm	NA	Free	Prot	Prot
Protected Phases	2		2			4			8		2	2
Permitted Phases		Free		Free	4		Free	8		Free		
Detector Phase	2		2		4	4		8	8		2	2
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0		4.0		4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	4.0
Minimum Split (s)	20.0		20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0
Total Split (s)	20.0		20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0
Total Split (%)	50.0%		50.0%		50.0%	50.0%		50.0%	50.0%		50.0%	50.0%
Maximum Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
Yellow Time (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
All-Red Time (s)	0.0		0.0		0.5	0.5		0.0	0.0		0.0	0.0
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	0.0
Total Lost Time (s)	3.0		3.0		3.5	3.5		3.0	3.0		3.0	3.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Vehicle Extension (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
Recall Mode	C-Max		C-Max		None	None		None	None		C-Max	C-Max
Walk Time (s)	5.0		5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0		0	0		0	0		0	0
Act Effct Green (s)	17.0	40.0	17.0	40.0	16.5	16.5	40.0	17.0	17.0	40.0	17.0	17.0
Actuated g/C Ratio	0.42	1.00	0.42	1.00	0.41	0.41	1.00	0.42	0.42	1.00	0.42	0.42
v/c Ratio	0.93	0.24	0.79	0.04	0.96	0.89	0.18	1.01	0.99	0.35	0.43	0.44
Control Delay	25.3	0.4	15.3	0.1	78.4	22.1	0.2	92.1	36.5	0.6	7.0	7.5
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Total Delay	25.3	0.4	15.3	0.1	78.4	22.1	0.2	92.1	36.5	0.6	7.0	7.5
LOS	C	A	B	A	E	C	A	F	D	A	A	A
Approach Delay	20.6		14.5			24.4			32.2			
Approach LOS	C		B			C			C			
90th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
90th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
70th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
70th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
50th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
50th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
30th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
30th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
10th %ile Green (s)	17.0		17.0		16.5	16.5		17.0	17.0		17.0	17.0
10th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
Stops (vph)	981	0	816	0	114	923	0	121	1054	0	419	228
Fuel Used(l)	73	7	45	1	19	86	11	18	88	12	27	20
CO Emissions (g/hr)	1343	134	839	18	349	1592	202	342	1629	224	491	368
NOx Emissions (g/hr)	261	26	163	3	68	310	39	67	317	44	95	72
VOC Emissions (g/hr)	312	31	195	4	81	369	47	79	378	52	114	85
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Queue Length 50th (m)	44.7	0.0	34.5	0.0	11.5	41.3	0.0	~12.7	50.2	0.0	21.4	5.4
Queue Length 95th (m)	#85.4	0.0	#56.8	0.0	#40.7	#78.8	0.0	#43.1	#93.8	0.0	7.0	27.9
Internal Link Dist (m)	217.4		145.1			195.0			193.4			

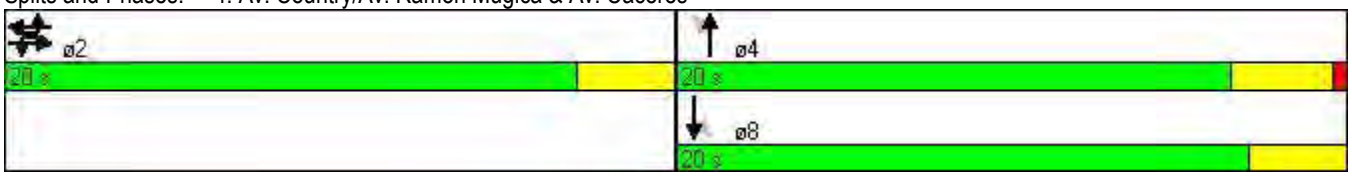
Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Turn Bay Length (m)		100.0			100.0		100.0	100.0		100.0		
Base Capacity (vph)	1471	1348	1471	1548	186	1428	1583	186	1471	1583	1459	1459
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Reduced v/c Ratio	0.93	0.24	0.79	0.04	0.96	0.89	0.18	1.01	0.99	0.35	0.43	0.44

Intersection Summary	
Area Type:	Other
Cycle Length: 40	
Actuated Cycle Length: 40	
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:WBEB, Start of Green	
Natural Cycle: 40	
Control Type: Actuated-Coordinated	
Maximum v/c Ratio: 1.01	
Intersection Signal Delay: 21.6	Intersection LOS: C
Intersection Capacity Utilization 110.9%	ICU Level of Service H
Analysis Period (min) 15	

~ Volume exceeds capacity, queue is theoretically infinite.
Queue shown is maximum after two cycles.

95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.
Queue shown is maximum after two cycles.

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



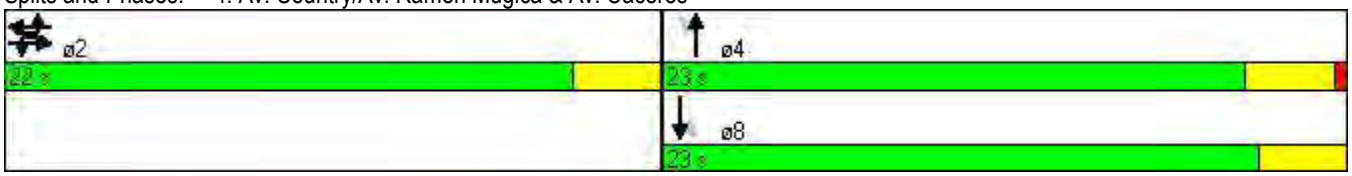
Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Lane Configurations												
Volume (vph)	790	186	669	36	103	738	162	109	843	319	361	369
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.6	3.4	3.6	3.6	3.4	3.6	3.6	3.6
Storage Length (m)					100.0			100.0				
Storage Lanes					1			1				
Taper Length (m)					7.5			7.5				
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	1.00	0.97	0.97
Ped Bike Factor		0.87										
Frt		0.850		0.850			0.850			0.850		
Flt Protected					0.950			0.950			0.950	0.950
Satd. Flow (prot)	3461	1548	3461	1548	1770	3461	1583	1770	3461	1583	3433	3433
Flt Permitted					0.205			0.200			0.950	0.950
Satd. Flow (perm)	3461	1348	3461	1548	382	3461	1583	373	3461	1583	3433	3433
Right Turn on Red		Yes		Yes			Yes			Yes		
Satd. Flow (RTOR)		49		52			336			662		
Link Speed (k/h)	45		45			45			45			
Link Distance (m)	241.4		169.1			219.0			217.4			
Travel Time (s)	19.3		13.5			17.5			17.4			
Confl. Peds. (#/hr)		400										
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Growth Factor	191%	191%	191%	191%	191%	191%	191%	191%	191%	191%	191%	191%
Adj. Flow (vph)	1640	386	1389	75	214	1532	336	226	1750	662	749	766
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	1640	386	1389	75	214	1532	336	226	1750	662	749	766
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left
Median Width(m)	8.5		7.5			6.5			6.5			
Link Offset(m)	0.0		0.0			0.0			0.0			
Crosswalk Width(m)	4.8		4.8			4.8			4.8			
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.03	1.03	1.03	1.03	1.00	1.03	1.00	1.00	1.03	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		15		15	25		15	25		15	25	25
Number of Detectors	2	1	2	1	1	2	1	1	2	1	1	1
Detector Template	Thru	Right	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Thru	Right	Left	Left
Leading Detector (m)	30.5	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	30.5	2.0	2.0	2.0
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Size(m)	0.6	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	0.6	2.0	2.0	2.0
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 2 Position(m)	28.7		28.7			28.7			28.7			
Detector 2 Size(m)	0.6		0.6			0.6			0.6			
Detector 2 Type	Cl+Ex		Cl+Ex			Cl+Ex			Cl+Ex			
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)	0.0		0.0			0.0			0.0			

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Turn Type	NA	Free	NA	Free	Perm	NA	Free	Perm	NA	Free	Prot	Prot
Protected Phases	2		2			4			8		2	2
Permitted Phases		Free		Free	4		Free	8		Free		
Detector Phase	2		2		4	4		8	8		2	2
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0		4.0		4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	4.0
Minimum Split (s)	20.0		20.0		20.0	20.0		20.0	20.0		20.0	20.0
Total Split (s)	22.0		22.0		23.0	23.0		23.0	23.0		22.0	22.0
Total Split (%)	48.9%		48.9%		51.1%	51.1%		51.1%	51.1%		48.9%	48.9%
Maximum Green (s)	19.0		19.0		19.5	19.5		20.0	20.0		19.0	19.0
Yellow Time (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
All-Red Time (s)	0.0		0.0		0.5	0.5		0.0	0.0		0.0	0.0
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	0.0
Total Lost Time (s)	3.0		3.0		3.5	3.5		3.0	3.0		3.0	3.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Vehicle Extension (s)	3.0		3.0		3.0	3.0		3.0	3.0		3.0	3.0
Recall Mode	C-Max		C-Max		None	None		None	None		C-Max	C-Max
Walk Time (s)	5.0		5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0		0	0		0	0		0	0
Act Effct Green (s)	19.0	45.0	19.0	45.0	19.5	19.5	45.0	20.0	20.0	45.0	19.0	19.0
Actuated g/C Ratio	0.42	1.00	0.42	1.00	0.43	0.43	1.00	0.44	0.44	1.00	0.42	0.42
v/c Ratio	1.12	0.29	0.95	0.05	1.29	1.02	0.21	1.36	1.14	0.42	0.52	0.53
Control Delay	82.2	0.5	29.8	0.1	190.3	45.2	0.3	218.5	87.6	0.8	11.2	11.3
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Total Delay	82.2	0.5	29.8	0.1	190.3	45.2	0.3	218.5	87.6	0.8	11.2	11.3
LOS	F	A	C	A	F	D	A	F	F	A	B	B
Approach Delay	66.6		28.3			52.9			77.1			
Approach LOS	E		C			D			E			
90th %ile Green (s)	19.0		19.0		19.5	19.5		20.0	20.0		19.0	19.0
90th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
70th %ile Green (s)	19.0		19.0		19.5	19.5		20.0	20.0		19.0	19.0
70th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
50th %ile Green (s)	19.0		19.0		19.5	19.5		20.0	20.0		19.0	19.0
50th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
30th %ile Green (s)	19.0		19.0		19.5	19.5		20.0	20.0		19.0	19.0
30th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
10th %ile Green (s)	19.0		19.0		19.5	19.5		20.0	20.0		19.0	19.0
10th %ile Term Code	Coord		Coord		Max	Max		Max	Max		Coord	Coord
Stops (vph)	1222	0	1019	0	142	1127	0	153	1299	1	466	480
Fuel Used(l)	154	9	69	1	40	129	13	43	170	15	33	31
CO Emissions (g/hr)	2850	161	1284	22	735	2381	242	788	3141	271	615	567
NOx Emissions (g/hr)	555	31	250	4	143	463	47	153	611	53	120	110
VOC Emissions (g/hr)	661	37	298	5	170	552	56	183	728	63	143	131
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Queue Length 50th (m)	~87.3	0.0	54.3	0.0	~24.0	~65.2	0.0	~26.1	~94.2	0.0	21.9	22.6
Queue Length 95th (m)	#123.0	0.0	#97.2	0.0	#44.1	#110.1	0.0	#47.0	#130.5	0.0	34.0	35.0
Internal Link Dist (m)	217.4		145.1			195.0			193.4			

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBL	NBT	NBR2	SBL	SBT	SBR2	SEL2	NWL2
Turn Bay Length (m)		100.0			100.0		100.0	100.0		100.0		
Base Capacity (vph)	1461	1348	1461	1548	166	1500	1583	166	1538	1583	1449	1449
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Reduced v/c Ratio	1.12	0.29	0.95	0.05	1.29	1.02	0.21	1.36	1.14	0.42	0.52	0.53

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 45			
Actuated Cycle Length: 45			
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:WBEB, Start of Green			
Natural Cycle: 45			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 1.36			
Intersection Signal Delay: 52.1		Intersection LOS: D	
Intersection Capacity Utilization 130.6%		ICU Level of Service H	
Analysis Period (min) 15			
~ Volume exceeds capacity, queue is theoretically infinite.			
Queue shown is maximum after two cycles.			
# 95th percentile volume exceeds capacity, queue may be longer.			
Queue shown is maximum after two cycles.			

Splits and Phases: 4: Av. Country/Av. Ramón Mugica & Av. Cáceres



Anexo III-B. Reporte SYNCHRO del tercer escenario: Alternativas en el Óvalo Cáceres.

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	481	595	167	86	704	108	399	0	69	398	0	519
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.6	4.0	3.6	3.6	4.0	3.6	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Frt		0.980			0.982			0.978			0.915	
Flt Protected		0.981			0.995			0.959			0.979	
Satd. Flow (prot)	0	3554	0	0	3612	0	0	3246	0	0	3100	0
Flt Permitted		0.981			0.995			0.959			0.979	
Satd. Flow (perm)	0	3554	0	0	3612	0	0	3246	0	0	3100	0
Link Speed (k/h)		45			45			40			45	
Link Distance (m)		1062.2			853.8			66.7			159.1	
Travel Time (s)		85.0			68.3			6.0			12.7	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	523	647	182	93	765	117	434	0	75	433	0	564
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	1352	0	0	975	0	0	509	0	0	997	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		2.5			2.5			8.0			8.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.00	0.94	1.00	1.00	0.94	1.00	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Sign Control		Yield			Yield			Yield			Yield	

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Control Type: Roundabout			
Intersection Capacity Utilization 124.9%		ICU Level of Service H	
Analysis Period (min) 15			

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	481	0	167	86	0	0	399	320	69	398	316	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.6	4.0	3.6	3.6	4.0	3.6	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	1.00
Frt		0.961						0.987				
Flt Protected		0.964			0.950			0.975			0.973	
Satd. Flow (prot)	0	3424	0	0	3512	0	0	3330	0	0	3367	0
Flt Permitted		0.964			0.950			0.975			0.973	
Satd. Flow (perm)	0	3424	0	0	3512	0	0	3330	0	0	3367	0
Link Speed (k/h)		45			45			40			45	
Link Distance (m)		1062.2			853.8			66.7			159.1	
Travel Time (s)		85.0			68.3			6.0			12.7	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	523	0	182	93	0	0	434	348	75	433	343	0
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	705	0	0	93	0	0	857	0	0	776	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		2.5			2.5			8.0			8.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.00	0.94	1.00	1.00	0.94	1.00	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Sign Control		Yield			Yield			Yield			Yield	

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Control Type: Roundabout			
Intersection Capacity Utilization 89.4%		ICU Level of Service E	
Analysis Period (min) 15			

Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lane Configurations												
Volume (vph)	0	0	167	86	0	0	399	320	69	398	316	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.6	4.0	3.6	3.6	4.0	3.6	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
Lane Util. Factor	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	1.00
Frt		0.850						0.987				
Flt Protected					0.950			0.975			0.973	
Satd. Flow (prot)	0	3142	0	0	3512	0	0	3330	0	0	3367	0
Flt Permitted					0.950			0.975			0.973	
Satd. Flow (perm)	0	3142	0	0	3512	0	0	3330	0	0	3367	0
Link Speed (k/h)		45			45			40			45	
Link Distance (m)		1062.2			853.8			66.7			159.1	
Travel Time (s)		85.0			68.3			6.0			12.7	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	0	0	182	93	0	0	434	348	75	433	343	0
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	0	182	0	0	93	0	0	857	0	0	776	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Median Width(m)		2.5			2.5			8.0			8.0	
Link Offset(m)		0.0			0.0			0.0			0.0	
Crosswalk Width(m)		4.8			4.8			4.8			4.8	
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.00	0.94	1.00	1.00	0.94	1.00	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Turning Speed (k/h)	25		15	25		15	25		15	25		15
Sign Control		Yield			Yield			Yield			Yield	

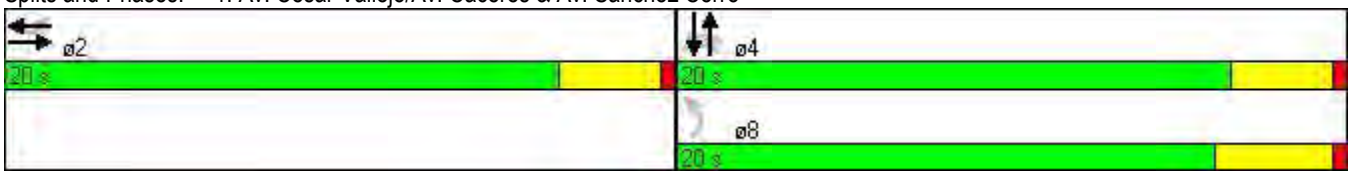
Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Control Type: Roundabout			
Intersection Capacity Utilization 68.2%		ICU Level of Service C	
Analysis Period (min) 15			

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBT	NBR2	SBT	SBR2	SEL2	NWL2	NEL2	SWL2
Lane Configurations												
Volume (vph)	595	167	704	108	320	69	316	519	481	86	399	398
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.0	3.0	3.4	3.4	3.6	3.6	3.6	3.6
Storage Length (m)												
Storage Lanes												
Taper Length (m)												
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.95	1.00	0.95	1.00	0.95	0.88	0.97	0.97	0.97	0.97
Ped Bike Factor		0.93				0.93		0.88				
Frt		0.850		0.850		0.850		0.850				
Flt Protected									0.950	0.950	0.950	0.950
Satd. Flow (prot)	3539	1583	3539	1583	3303	1478	3461	2725	3433	3433	3433	3433
Flt Permitted									0.950	0.950	0.950	0.950
Satd. Flow (perm)	3539	1471	3539	1583	3303	1373	3461	2403	3433	3433	3433	3433
Right Turn on Red												
Satd. Flow (RTOR)												
Link Speed (k/h)	45		45		45		45					
Link Distance (m)	178.4		125.2		107.7		126.1					
Travel Time (s)	14.3		10.0		8.6		10.1					
Confl. Peds. (#/hr)		200				200		200				
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	647	182	765	117	348	75	343	564	523	93	434	433
Shared Lane Traffic (%)												
Lane Group Flow (vph)	647	182	765	117	348	75	343	564	523	93	434	433
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Right	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Left	Left
Median Width(m)	2.0		2.0		2.0		2.0					
Link Offset(m)	0.0		0.0		0.0		0.0					
Crosswalk Width(m)	4.8		4.8		4.8		4.8					
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.09	1.09	1.03	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00
Turning Speed (k/h)		15		15		15		15	25	25	25	25
Number of Detectors	2	1	2	1	2	1	2	1	1	1	1	1
Detector Template	Thru	Right	Thru	Right	Thru	Right	Thru	Right	Left	Left	Left	Left
Leading Detector (m)	30.5	2.0	30.5	2.0	30.5	2.0	30.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Position(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Size(m)	0.6	2.0	0.6	2.0	0.6	2.0	0.6	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Detector 1 Type	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex	Cl+Ex
Detector 1 Channel												
Detector 1 Extend (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Queue (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 1 Delay (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Detector 2 Position(m)	28.7		28.7		28.7		28.7					
Detector 2 Size(m)	0.6		0.6		0.6		0.6					
Detector 2 Type	Cl+Ex		Cl+Ex		Cl+Ex		Cl+Ex					
Detector 2 Channel												
Detector 2 Extend (s)	0.0		0.0		0.0		0.0					
Turn Type	NA	Free	NA	Free	NA	Free	NA	Free	custom	custom	custom	custom

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBT	NBR2	SBT	SBR2	SEL2	NWL2	NEL2	SWL2
Protected Phases	2		2		4!		4					
Permitted Phases		Free!		Free!		Free!		Free!	2!	4!	8!	4!
Detector Phase	2		2		4		4		2	4	8	4
Switch Phase												
Minimum Initial (s)	4.0		4.0		4.0		4.0		4.0	4.0	4.0	4.0
Minimum Split (s)	20.0		20.0		20.0		20.0		20.0	20.0	20.0	20.0
Total Split (s)	20.0		20.0		20.0		20.0		20.0	20.0	20.0	20.0
Total Split (%)	50.0%		50.0%		50.0%		50.0%		50.0%	50.0%	50.0%	50.0%
Maximum Green (s)	16.5		16.5		16.5		16.5		16.5	16.5	16.0	16.5
Yellow Time (s)	3.0		3.0		3.0		3.0		3.0	3.0	3.5	3.0
All-Red Time (s)	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	0.5	0.5	0.5
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0		0.0		0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Total Lost Time (s)	3.5		3.5		3.5		3.5		3.5	3.5	4.0	3.5
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Vehicle Extension (s)	3.0		3.0		3.0		3.0		3.0	3.0	3.0	3.0
Recall Mode	C-Max		C-Max		None		None		C-Max	None	None	None
Walk Time (s)	5.0		5.0		5.0		5.0		5.0	5.0	5.0	5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0		11.0		11.0		11.0	11.0	11.0	11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0		0		0		0	0	0	0
Act Effct Green (s)	19.0	40.0	19.0	40.0	14.0	40.0	14.0	40.0	19.0	14.0	13.5	14.0
Actuated g/C Ratio	0.48	1.00	0.48	1.00	0.35	1.00	0.35	1.00	0.48	0.35	0.34	0.35
v/c Ratio	0.38	0.12	0.45	0.07	0.30	0.05	0.28	0.23	0.32	0.08	0.38	0.36
Control Delay	8.4	0.2	9.0	0.1	9.4	0.1	9.3	0.2	7.7	7.1	10.4	9.9
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Total Delay	8.4	0.2	9.0	0.1	9.4	0.1	9.3	0.2	7.7	7.1	10.4	9.9
LOS	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	A
Approach Delay	6.6		7.8		7.8		3.7					
Approach LOS	A		A		A		A					
90th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5		16.5		16.5	16.5	16.0	16.5
90th %ile Term Code	Coord		Coord		Max		Max		Coord	Max	Hold	Max
70th %ile Green (s)	16.5		16.5		16.5		16.5		16.5	16.5	16.0	16.5
70th %ile Term Code	Coord		Coord		Max		Max		Coord	Max	Hold	Max
50th %ile Green (s)	16.8		16.8		16.2		16.2		16.8	16.2	15.7	16.2
50th %ile Term Code	Coord		Coord		Gap		Gap		Coord	Gap	Hold	Gap
30th %ile Green (s)	20.3		20.3		12.7		12.7		20.3	12.7	12.2	12.7
30th %ile Term Code	Coord		Coord		Gap		Gap		Coord	Gap	Hold	Gap
10th %ile Green (s)	25.1		25.1		7.9		7.9		25.1	7.9	7.4	7.9
10th %ile Term Code	Coord		Coord		Hold		Hold		Coord	Hold	Gap	Hold
Stops (vph)	359	0	444	0	200	0	195	0	292	48	261	255
Fuel Used(l)	21	3	22	1	9	1	10	7	19	3	14	14
CO Emissions (g/hr)	388	56	402	25	174	14	181	123	345	60	255	263
NOx Emissions (g/hr)	76	11	78	5	34	3	35	24	67	12	50	51
VOC Emissions (g/hr)	90	13	93	6	40	3	42	29	80	14	59	61
Dilemma Vehicles (#)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Queue Length 50th (m)	15.9	0.0	19.6	0.0	8.1	0.0	7.9	0.0	12.1	1.9	10.4	10.1
Queue Length 95th (m)	26.2	0.0	31.6	0.0	14.3	0.0	13.9	0.0	24.1	4.5	17.5	17.0
Internal Link Dist (m)	154.4		101.2		83.7		102.1					
Turn Bay Length (m)		100.0										

Lane Group	EBT	EBR2	WBT	WBR2	NBT	NBR2	SBT	SBR2	SEL2	NWL2	NEL2	SWL2
Base Capacity (vph)	1685	1471	1685	1583	1362	1373	1428	2403	1634	1416	1373	1416
Starvation Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spillback Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Storage Cap Reductn	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Reduced v/c Ratio	0.38	0.12	0.45	0.07	0.26	0.05	0.24	0.23	0.32	0.07	0.32	0.31

Intersection Summary			
Area Type:	Other		
Cycle Length: 40			
Actuated Cycle Length: 40			
Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:EBWB, Start of Green			
Natural Cycle: 40			
Control Type: Actuated-Coordinated			
Maximum v/c Ratio: 0.45			
Intersection Signal Delay: 7.2		Intersection LOS: A	
Intersection Capacity Utilization 71.2%		ICU Level of Service C	
Analysis Period (min) 15			

! Phase conflict between lane groups.

Splits and Phases: 1: Av. César Vallejo/Av. Cáceres & Av. Sánchez Cerro