



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
PIRHUA

# ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN VIAL A LA INTERSECCIÓN DE LAS AV. A. CÁCERES Y AV. RAMÓN MUGICA, PIURA

Luis Otero-Seminario

Piura, abril de 2015

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Otero, L. (2015). *Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura* (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-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](#)

# UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA



“Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica,  
Piura”

Tesis para optar el Título de  
Ingeniero Civil

Luis Alonso Otero Seminario

Asesor:

Jorge Timaná Rojas

Piura, Abril 2015

## **DEDICATORIA**

*“A mi familia, amigos cercanos y en especial a mi madre por el apoyo y paciencia brindados en la realización de este proyecto”.*

## **Prólogo**

Este trabajo de tesis se ha realizado pensando en brindar una solución al problema del excesivo tráfico en una de las intersecciones de nuestra ciudad de Piura.

La intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres y Av. Ramón Mugica es de gran importancia en el desarrollo de la vida diaria de la ciudad y por eso se ofrece una alternativa importante al problema de la congestión vehicular y desorden que se genera en las horas punta.

Sabemos que para que la ciudad siga creciendo ordenadamente son necesarias varias reformas viales. Por ello brindamos un aporte para el futuro de la ciudad esperando algún día se pueda hacer realidad.

Estoy muy agradecido con el apoyo brindado por la facultad y en especial con el Ing. Jorge Timaná Rojas quien con su ayuda constante me facilitó en gran medida la realización de este trabajo.

## **Resumen**

La intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica es una de las zonas de mayor congestión y caos vehicular de la ciudad de Piura. Producto de esto se buscó una solución aplicando las metodologías vigentes para determinar la capacidad y los niveles de servicio actuales, con datos de conteos tomados en campo previamente.

Al analizar los datos actuales los resultados fueron demoras elevadas y niveles de servicio muy bajos, por lo que se procedió a proponer diferentes alternativas de diseño geométrico como soluciones parciales al problema antes mencionado. Entre las propuestas planteadas están ensanchamiento de carriles, uso de rotonda y un paso a desnivel. Las alternativas propuestas fueron simuladas con la ayuda de software de modelación para posteriormente ser analizadas según sus ventajas y desventajas. Como la mejor solución se eligió el pase a desnivel ya que la capacidad de vía y relación v/c, niveles de servicio, protección peatonal y funcionalidad para proyección del tránsito a futuro en esta propuesta fueron las más alentadoras. Una vez elegida la mejor alternativa se procedió a realizar su diseño geométrico teniendo en cuenta las normas y manuales de diseño nacional e internacional intentando adaptarlos a nuestra realidad ya que estos manuales no consideran tipos de vehículos ni movimientos informales presentes.

## Índice general

<b>Introducción</b> .....	1
<b>Capítulo 1: Marco teórico</b> .....	3
1.1.    Vías o Autopistas urbanas: .....	3
1.1.1.    Vía Expresa o autopista de 1era clase: .....	3
1.1.2.    Vía arterial o autopista de 2da clase: .....	4
1.1.3.    Vía colectora o carretera de 1era clase: .....	5
1.1.4.    Vía local o carretera de 2da clase: .....	5
1.2.    Capacidad y niveles de servicio (NDS) en vías urbanas: .....	6
1.2.1.    Capacidad: .....	6
1.2.2.    Estudio del tráfico: .....	6
1.2.3.    Niveles de servicio (NDS): .....	8
1.3.    Análisis de la capacidad y NDS con metodología HCM 2000: .....	9
1.3.1.    Análisis operacional: .....	9
1.3.2.    Datos de entrada: .....	9
1.3.3.    Agrupación de los carriles y velocidad del flujo de demanda: .....	10
1.3.4.    Velocidad del flujo de saturación: .....	11
1.3.5.    Determinación de la capacidad y relación v/c: .....	13
1.3.6.    Medidas de eficiencia: .....	14
1.4.    Análisis de la capacidad y NDS con el uso del software Synchro 8.0: .....	19

1.4.1.	Ajuste de demanda: .....	19
1.4.2.	Ajuste de oferta: .....	20
1.4.3.	Determinación de capacidad: .....	20
1.4.4.	Medidas de eficiencia:.....	20
1.4.5.	Simulación:.....	20
1.5.	Diseño geométrico en intersecciones: .....	21
1.5.1.	Definición:.....	21
1.5.2.	Tipos de intersecciones: .....	21
<b>Capítulo 2: Análisis de la situación actual en la intersección Av. Andrés Cáceres y Av. Ramón Mujica, Piura</b> .....		25
2.1.	Recolección de información:.....	25
2.1.1.	Identificación del problema:.....	25
2.1.2.	Localización: .....	26
2.1.3.	Antecedentes: .....	26
2.1.4.	Estudio del tránsito:.....	27
2.2.	Procesamiento de datos: .....	30
2.2.1.	Análisis de la capacidad y NDS actual con la metodología HCM 2000:.....	30
2.2.2.	Análisis de la capacidad y NDS actual con uso del software Synchro 8: .....	46
2.2.3.	Comparación de metodología HCM y Synchro 8.0: .....	53
<b>Capítulo 3: Alternativa de solución a partir del análisis de capacidad y NDS con Synchro 8.0</b> .....		57
3.1.	Propuesta N°1: Intercambio con semáforo sin modificar la berma central:.....	57
3.1.1.	Dimensionamiento: .....	57
3.1.2.	Ajuste de demanda: .....	58
3.1.3.	Ajuste de oferta: .....	60
3.1.4.	Determinación de capacidad: .....	60
3.1.5.	Medidas de eficiencia: NDS y demoras: .....	61
3.1.6.	Simulación:.....	62
3.1.7.	Ventajas y desventajas: .....	63
3.2.	Propuesta N°2: Intercambio con semáforo modificando la berma central:.....	64
3.2.1.	Dimensionamiento: .....	64
3.2.2.	Ajuste de demanda: .....	65
3.2.3.	Ajuste de oferta: .....	66
3.2.4.	Determinación de capacidad: .....	67
3.2.5.	Medidas de eficiencia: NDS y demoras: .....	68



3.2.6.	Simulación:.....	68
3.2.7.	Ventajas y desventajas: .....	70
3.3.	Propuesta N° 3: Intercambio con rotonda: .....	70
3.3.1.	Dimensionamiento: .....	70
3.3.2.	Ajuste de demanda: .....	71
3.3.3.	Ajuste de oferta: .....	72
3.3.4.	Determinación de capacidad: .....	74
3.3.5.	Medidas de eficiencia: NDS y demoras: .....	74
3.3.6.	Simulación:.....	74
3.3.7.	Ventajas y desventajas. ....	75
3.4.	Propuesta N° 4: Intercambio a desnivel con semaforización inferior: .....	76
3.4.1.	Dimensionamiento: .....	76
3.4.2.	Ajuste de demanda: .....	77
3.4.3.	Ajuste de oferta: .....	78
3.4.4.	Determinación de capacidad: .....	80
3.4.5.	Medidas de eficiencia: NDS y demoras: .....	80
3.4.6.	Simulación:.....	81
3.4.7.	Ventajas y desventajas: .....	83
3.5.	Elección de la alternativa a usar:.....	83
3.5.1.	Proyección de tránsito a futuro:.....	83
3.5.2.	Cuadro comparativo: .....	84
<b>Capítulo 4: Diseño geométrico y señalización de la alternativa a usar .....</b>		<b>85</b>
4.1.	Topografía: .....	85
4.2.	Especificaciones generales: .....	87
4.3.	Diseño geométrico: .....	88
4.3.1.	Diseño en planta: .....	88
4.3.2.	Diseño transversal: .....	96
4.3.3.	Diseño de perfil: .....	98
4.4.	Visibilidad: .....	98
4.5.	Equipamiento de señalizaciones a usar: .....	100
4.6.	Reglaje de los semáforos a usar: .....	103
4.7.	Nueva simulación con Synchro 8.0:.....	104
4.7.1.	Ajuste de demanda: .....	104
4.7.2.	Ajuste de oferta: .....	104

4.7.3.	Determinación de capacidad: .....	106
4.7.4.	Medidas de eficiencia:.....	106
<b>Capítulo 5:</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>107</b>
5.1.	Conclusiones: .....	107
5.2.	Recomendaciones:.....	109
<b>Referencias bibliográficas</b> .....		<b>111</b>
<b>Anexos</b> .....		<b>113</b>

## **Introducción**

La congestión vehicular es uno de los grandes problemas urbanos que afectan a una ciudad o comunidad, es por eso que constantemente vemos como en las ciudades más modernas y organizadas la planificación vial y urbanística son de suma importancia dentro de la agenda de los gobernantes de turno.

En nuestra ciudad contamos con niveles muy bajos de planificación en estos temas es por eso que observamos en casi todas las intersecciones un pésimo nivel de servicio, ya que no se consideraron temas tan importantes como el aumento de vehículos en circulación con el transcurso del tiempo.

Para poder realizar un análisis del tráfico de la intersección de nuestra ciudad que hemos elegido es necesario una recopilación de datos estadísticos del tráfico del lugar procedentes de una fuente confiable. Una vez obtenidos estos datos se aplicarán las metodologías de análisis en intersecciones semaforizadas para luego poder estudiarse soluciones que mejoren las condiciones actuales. En estos casos es necesario tener en cuenta la geométrica y topografía de la intersección para así elegir la mejor solución, que puede ir desde la implementación de más carriles, uso de una rotonda o la construcción de un paso a desnivel. Al analizar estos parámetros junto a otros como la facilidad de construcción, el costo o las facilidades para los peatones; se logrará llegar a la mejor solución pensando en el largo plazo.

Con la solución elegida se espera que disminuya notablemente el congestionamiento, las largas colas y los accidentes; dándole así un mejor servicio a toda la población de nuestra ciudad.

## **Capítulo 1: Marco teórico**

### 1.1. Vías o Autopistas urbanas:

Una vía urbana es el lugar por donde circulan todos los tipos de medios de transportes motorizados y/o no motorizados de una ciudad o comunidad, ya sean: autos, camiones, buses, camionetas, motos, bicicletas, peatones, etc. Convirtiéndose en el medio de comunicación más elemental de cualquier sociedad o centro urbano.

Existen distintos tipos de vías públicas urbanas terrestres que deben cumplir ciertos criterios para poder ser clasificados como vías urbanas. El principal criterio es el correcto funcionamiento de la red vial, no puede obstaculizar la comunicación urbana, por el contrario debe facilitar en su mayor medida todo tipo de comunicación debiendo tener un nivel de servicio, desempeño operacional y características físicas que cumplan las normas vigentes para cada región.

La clasificación más exacta considera cuatro tipos de vías que se agrupan de acuerdo a su funcionalidad y al uso que se le dé en la red vial, ya sea por la velocidad de diseño, el flujo de tránsito, controles de accesos, tipo de transporte público, etc. A continuación se tocará con más detalle los distintos tipos de vías.

#### 1.1.1. Vía Expresa o autopista de 1era clase:

Cumple la función de unir las diferentes áreas urbanas dentro de una misma ciudad o región con calzadas que permiten desplazarse grandes distancias con una velocidad promedio de diseño entre 80 y 100 Km/h estableciendo la relación entre el sistema interurbano y el sistema vial urbano. Permite el desplazamiento de grandes flujos vehiculares sin generar tráfico facilitando el desplazamiento directo

sin semáforos ni intersecciones. No se permite estacionar en sus costados, bajar ni subir pasajeros, ni peatones circulando alrededor. (Ver figura 1)

Aquí circulan exclusivamente vehículos motorizados de 2 ejes a más. Desde autos pequeños hasta buses o camiones realmente grandes. Está diseñada para soportar ese tipo de vehículos sin ningún inconveniente. En nuestra ciudad de Piura no contamos aún con ninguna autopista de 1era clase.

**Figura 1:** Ejemplo de vía Expresa de la ciudad de Lima.



**Fuente:** Curso de actualización profesional Diseño Geométrico Vial Urbano. ICG-2007 (2ª ed.).

#### 1.1.2. Vía arterial o autopista de 2da clase:

Son similares a las vías expresas, para mediana o alta fluidez de tráfico. Tienen pocos lugares de acceso y van integradas dentro del sistema de vías expresas permitiendo pasar de estas hacia las vías colectoras y locales. Permiten velocidad de diseño promedio entre 50 a 80 Km/h para evitar interrupciones el flujo vehicular. Pueden circular todo tipo de vehículos motorizados de 2 ejes a más. A partir de estas vías nos conectamos con las vías colectoras que luego nos llevarían a las vías locales. Está prohibido el tráfico de peatones o vehículos menores (Ver figura 2).

**Figura 2:** Ejemplo de Vía arterial. Av. A. Cáceres, Piura.



**Fuente:** Elaboración propia.

La Av. Andrés Avelino Cáceres de nuestra ciudad de Piura que analizaremos califica o funciona como una autopista de 2da clase.

1.1.3. Vía colectora o carretera de 1era clase:

Funcionan como puente entre las vías locales con las vías arteriales teniendo un flujo poco constante ya que tienen intersecciones semaforizadas. Conectan la residencia de los ciudadanos con su centro de trabajo. Su velocidad de diseño promedio es entre 40 a 50 km/h permitiendo la circulación de cualquier tipo de vehículos, predominando los automóviles, y de los peatones en las veredas laterales. Se tienen espacios destinados para estacionamiento de vehículos y paraderos de transporte urbano. (Ver figura 3)

**Figura 3:** Ejemplo de Vía Colectora. Av. Country, Piura.



**Fuente:** Elaboración propia.

1.1.4. Vía local o carretera de 2da clase:

Conectan las viviendas de los ciudadanos con todas las demás vías, siendo una vía de bajo flujo vehicular con una velocidad de diseño promedio entre 20 a 30 km/h. Se les conoce con el nombre de “calle” o “pasaje” y se conectan entre ellas mismas y con otras vías colectoras o arteriales. La circulación se da mayoritariamente para vehículos livianos produciendo baja densidad de tráfico no siendo necesario colocar semáforos en sus intersecciones (Ver figura 4).

**Figura 4:** Ejemplo de Vía local. Av. San Ramón, Piura.



**Fuente:** Elaboración propia.

En el Anexo A encontramos la tabla A-1 con un resumen detallado de todas las características de las distintas vías.

## 1.2. Capacidad y niveles de servicio (NDS) en vías urbanas:

### 1.2.1. Capacidad:

“Se define como la máxima cantidad de vehículos que pasa por unidad de tiempo por una o más secciones de infraestructura vial considerando las condiciones de tránsito y características del elemento. Cada elemento de infraestructura vial tiene un máximo que depende del tipo de elemento que sea (vía unidireccional, vía bidireccional, ramales, etc.), velocidad de diseño, ancho del pavimento, características geométricas del elemento, etc.”<sup>1</sup>

En el presente trabajo interesa la capacidad vial para pistas urbanas ya que el trabajo trata de buscar una solución a un problema de excesiva congestión vehicular que se genera en una determinada zona urbana.

### 1.2.2. Estudio del tráfico:

#### 1.2.2.1. Importancia del estudio del tráfico<sup>2</sup>:

El estudio del tráfico juega un papel importante en el diseño geométrico vial urbano; ya que, sin él, no se puede analizar las distintas maneras de solución aplicables para una intersección. Conociendo el volumen de tráfico que se tiene en determinada zona y cuál sería la proyección del tráfico a futuro se puede diseñar pensando a largo plazo solucionando problemas que pudieran aparecer más adelante en dicha intersección.

La población, la cantidad de vehículos y el consumo de combustible intervienen en la determinación de volúmenes a futuro.

#### 1.2.2.2. Medición y parámetros del estudio de tráfico<sup>2</sup>:

Volumen de tráfico: Se define como el número total de vehículos que pasan por un lugar durante un lapso de tiempo determinado como la hora o el día. Mientras más grande el volumen las condiciones de operación se hacen malas. Por eso la capacidad de diseño corresponde a la demanda máxima que permite cierta calidad o nivel de servicio.

Existen estos parámetros que ayudan en la medición:

- Tráfico Horario (TH): Número total de vehículos que pasan durante una hora.

---

<sup>1</sup> Manual de vialidad urbana. Ministerio de vivienda y urbanismo de Chile, división de desarrollo urbano. Edición 2009.

<sup>2</sup> Tesis: “Estudio y diseño vial de la Av. 15 de Noviembre (Etapa III de 1.71 Km de longitud), cantón Tena, Provincia de Napo.” (Moreno Carlosama S.M., Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, carrera Ingeniería Civil, Quito, 2013).

- Tráfico Diario (TD): Número total de vehículos que pasan durante un día.
- Volumen de Hora Pico (VHP): Es el máximo número de vehículos que pasan por un punto o sección de un carril o de una calzada durante una hora. Es la hora de máxima demanda.
- Factor de Hora Pico (FHP).- Los volúmenes de tráfico horarios pueden variar, o ser representativas y consistentes, dependiendo del día de la semana y del uso habitual que se hace de la vía estudiada (Ver Ecuación 1).
- Tráfico Promedio Diario (TPD): Es el promedio de los volúmenes diarios registrados que pasan durante un periodo dado, igual o menor a un año y mayor que un día.
- Los más usuales son: el tráfico promedio diario semanal (TPDS), el tráfico promedio diario mensual (TPDM) y el tráfico promedio diario anual (TPDA),
- Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA): Es la unidad de medida del tráfico de un carril o calzada determinada. Para llegar a determinar este valor, lo ideal sería disponer de los datos de una estación de conteo permanente que permita conocer las variaciones diarias, semanales y estacionales.
- Tráfico total anual (TTA): TPD por el número de días en el año.

En la intersección estudiada, los volúmenes durante el transcurso del día no son los mismos. Por eso es necesario conocer la variación del volumen dentro de las horas de máxima demanda y la duración de los flujos máximos.

Dentro de la hora las diferencias se dan entre los flujos de tráfico en periodos de 1 hora o menos y son expresados por el FHP, que se define según ésta fórmula:

$$FHP = \frac{VHP}{12 * V5max} \text{ ó } FHP = \frac{VHP}{4 * V15max}; (Ec. 1)$$

Donde,

- ✓ El 12 es el número de periodos durante la hora de máxima demanda en autopistas y el 4 para carreteras e intersecciones.
- ✓ V5max = número de vehículos para autopistas, corresponde a 5 minutos consecutivos.
- ✓ V15max = número de vehículos para carreteras e intersecciones, corresponde a 15 minutos.



### 1.2.3. Niveles de servicio (NDS):

“Los niveles de servicio indican las diferentes condiciones de operación que pueden presentarse en un carril, cuando tienen diversos volúmenes de tránsito. El conocimiento de los niveles de servicio actuales y esperados de la vía permitirá establecer una jerarquía de necesidades para establecer las prioridades en los elementos del diseño geométrico de la vía. También se considera una medida cualitativa de la calidad de los factores que afectan el tránsito en una vía, se pueden citar los siguientes como: Velocidad y el tiempo de recorrido; interrupciones de tránsito o restricciones; libertad para maniobrar, manteniendo la velocidad de operación; seguridad, evitando accidentes y riesgos potenciales; comodidad en el manejo y la economía.”<sup>3</sup>

“Para definir los niveles de servicio se necesitan varios parámetros, no dependiendo necesariamente de la velocidad. Según el High Capacity Manual (HCM) se deben tomar en cuenta factores como la libertad de maniobra del conductor y la proximidad con otros vehículos. Estas características se relacionan con la densidad del tráfico en la vía. Es por esto que se utiliza la densidad para definir los niveles de servicio básicos en una vía.”<sup>4</sup> (Ver tabla 1)

**Tabla 1:** Detalle de niveles de servicio en autopistas.

NIVELES DE SERVICIO (NDS)	DENSIDAD (s/veh)
<b>A</b>	10
<b>B</b>	10-20
<b>C</b>	20-35
<b>D</b>	35-55
<b>E</b>	55-80
<b>F</b>	>80

**Fuente:** HCM, 2010, pág 351.

“Los criterios de NDS para los segmentos básicos de autopista se muestran en la tabla 2; para las velocidades de flujo 112 km/h, 96 km/h, y 80 km/h; teniendo estas condiciones de base, estos son las velocidades y caudales que se espera ocurran para cada densidad de los NDS.”<sup>4</sup>

**Tabla 2:** Niveles de servicio para tramos básicos de servicio.

Nivel de servicio NDS	Densidad (s/veh)	Velocidad de 112 km/h			Velocidad de 96 km/h			Velocidad de 80 km/h		
		a	v/c	b	a	v/c	b	a	v/c	b
<b>A</b>	<10	> 96	0.35	700	-	-	-	-	-	-
<b>B</b>	<10-20	> 91	0.54	1100	> 80	0.49	100	-	-	-
<b>C</b>	<20-35	> 86	0.77	1550	> 75	0.69	1400	> 69	0.67	1300
<b>D</b>	<35-55	> 74	0.93	1850	> 67	0.84	1700	> 64	0.83	1600
<b>E</b>	<55-80	> 48	1.00	2000	> 18	1.00	2000	> 45	1.00	1900
<b>F</b>	≥80	≥48	c	c	≥48	c	c	≤45	c	c

a = Velocidad media de recorrido (km/h)

b = Intensidad máxima de servicio por carril en condiciones ideales (veh/h/c)

c = Inestable

NOTA: Los valores de “b” están redondeados a los 50 veh/h más cercanos.

**Fuente:** HCM, 2010.

<sup>3</sup> Tesis: “Estudio y diseño vial de la Av. 15 de Noviembre (Etapa III de 1.71 Km de longitud), cantón Tena, Provincia de Napo.” (Moreno Carlosama S.M., Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, carrera Ingeniería Civil, Quito, 2013).

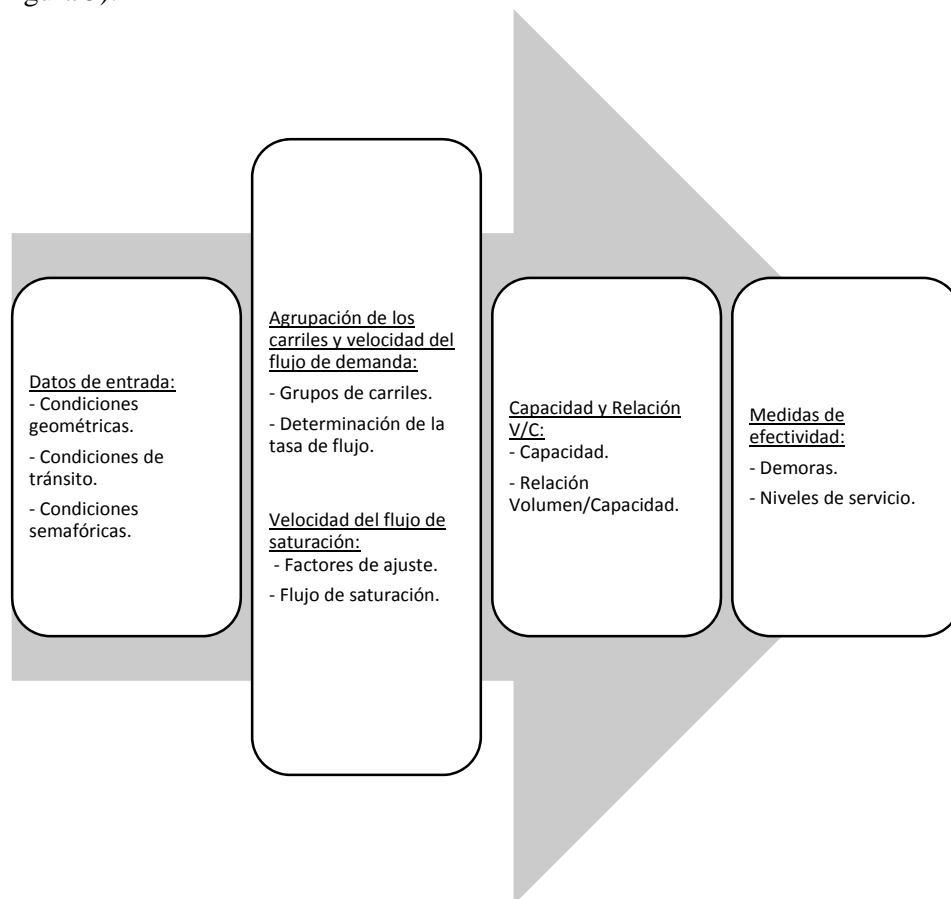
<sup>4</sup> Transportation Research Board, National Research Council. HCM 2000 (2010) Highway Capacity Manual.

### 1.3. Análisis de la capacidad y NDS con metodología HCM 2000:

El HCM 2000 es el Manual de Capacidad de Carreteras que utilizaremos como metodología del análisis de intersecciones para realizar nuestro estudio de tránsito. La metodología del capítulo 16 será nuestra guía para el análisis.

#### 1.3.1. Análisis operacional:

La base de todo el análisis planteado por éste método es estimar las medidas de eficiencia que producen cada factor por separado en el tránsito para luego, una vez hallados los valores ponderados de cada factor, agregarlos a un solo factor de todo. Un esquema fácil para entender el procedimiento es el siguiente (Ver figura 5):



**Figura 5:** Metodología de intersecciones señalizadas.

**Fuente:** HCM, 2010, pág. 16-2.

#### 1.3.2. Datos de entrada:

Los datos de entrada los podemos dividir en 3 grupos importantes: a) Condiciones geométricas, b) Condiciones de tráfico, y c) Condiciones de Señalización. En la tabla (Ver Tabla 3) siguiente podemos verificar los parámetros de cada grupo:

**Tabla 3:** Datos de entrada necesitados para cada grupo de carril analizado.




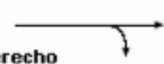
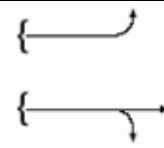
Tipo de condición	Parámetros
<b>Condiciones geométricas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tipo de Área.</li> <li>- Número de carriles, N</li> <li>- Ancho de carril, W (m).</li> <li>- Grado de pendiente, G (%).</li> <li>- Existencia de Carril exclusivo izquierdo o derecho, <math>L_T</math> o <math>R_T</math>.</li> <li>- Longitud de la bahía de almacenamiento de carril izquierdo o derecho, <math>L_s</math>.</li> <li>- Parqueo.</li> </ul>
<b>Condiciones de tráfico</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Volumen de la demanda por el movimiento, V (veh/h).</li> <li>- Tasa de flujo de saturación ideal, <math>s_o</math> (pc/h/ln).</li> <li>- Factor de hora pico, FHP.</li> <li>- Porcentaje de vehículos pesados, HV (%).</li> <li>- Volumen peatonal, <math>V_{ped}</math> (p/h).</li> <li>- Número de paradas de buses en la intersección, <math>N_b</math> (buses/h).</li> <li>- Actividad de maniobras de parqueo, <math>N_m</math>.</li> <li>- Tipo de llegada.</li> <li>- Proporción de vehículos que llegan en color verde, P.</li> </ul>
<b>Condiciones de Señalización</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Longitud del ciclo, C (s).</li> <li>- Tiempo del verde efectivo, G (s).</li> <li>- Tiempo de ámbar.</li> <li>- Tiempo de “todo rojo”.</li> <li>- Periodo de análisis, T (h).</li> </ul>

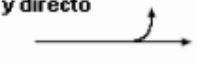
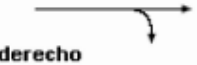




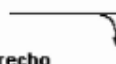

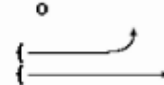
Fuente: HCM, 2010, pág. 16-3.

### 1.3.3. Agrupación de los carriles y velocidad del flujo de demanda:

- a) Agrupación del grupo de carriles: 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. Estos son algunos agrupamientos típicos (Ver tabla 4):

**Tabla 4:** Agrupamientos típicos para el análisis.

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

2	<p><b>Izquierdo y directo</b></p> <p>LT + TH </p> <p>TH + RT </p> <p><b>Directo y derecho</b></p>	<p>① </p> <p>② </p>
3	<p><b>Izquierdo exclusivo</b></p> <p>EXC LT </p> <p>TH </p> <p>TH + RT </p> <p><b>Directo y derecho</b></p>	<p>② </p> <p>③ </p>

Fuente: HCM, 2010, pág. 16-7.

- b) Determinación de la tasa de flujo: Representa el volumen horario sobre el factor de hora pico (FHP) de la ecuación 2:

$$V_p = \frac{V}{FHP} ; (Ec. 2)$$

Donde,

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

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

#### 1.3.4. Velocidad del flujo de saturación<sup>5</sup>:

- a) Factores de 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 respectivamente.
- 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 de 180 maniobras.

<sup>5</sup> 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).

- 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 de 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.

En el Anexo B-1 se encuentra una tabla resumen con las fórmulas empleadas por el HCM para la obtención de cada factor:

- b) La ecuación general: Para el flujo de saturación es la siguiente según el HCM 2000:

$$s = s_o * N * f_w * f_{HV} * f_g * f_p * f_{bb} * f_a * f_{LU} * f_{LT} * f_{RT} * f_{Lpb} * f_{Rpb}; \text{ (Ec. 3)}$$

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 de carriles.
- $f_w$  = Factor de ajuste por ancho de carriles.
- $f_{HV}$  = Factor de ajuste por vehículos pesados.
- $f_g$  = Factor de ajuste por pendiente de acceso.
- $f_p$  = Factor de ajuste por estacionamientos adyacentes al grupo de carriles.
- $f_{bb}$  = Factor de ajuste por bloqueo de buses que paran cerca de la intersección.
- $f_a$  = Factor de ajuste por tipo de área.
- $f_{LU}$  = Factor de ajuste por utilización de carriles.
- $f_{LT}$  = Factor de ajuste por giros a la izquierda.
- $f_{RT}$  = Factor de ajuste por giros a la derecha.
- $f_{Lpb}$  = Factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la izquierda.
- $f_{Rpb}$  = Factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la derecha.

Flujo de saturación ideal ( $S_o$ ) se define como el flujo por carril que puede pasar por una intersección señalizada. Se define por la ecuación 4:

$$s = \frac{3600}{h}; (Ec. 4)$$

Donde,

$s$  = Flujo de saturación, y  
 $h$  = Saturación de avanzada (s).

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 continua sin que el flujo de vehículos pare.

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

### 1.3.5. Determinación de la capacidad y relación v/c<sup>6</sup>:

- 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 5:

$$c_i = s_i * \left(\frac{g_i}{C}\right); (Ec. 5)$$

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 6:

$$X_i = \frac{v_i}{c_i} = \frac{v_i}{s_i * (g_i/C)} = \frac{v_i * C}{s_i * g_i}; (Ec. 6)$$

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).

<sup>6</sup> 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).

Cuando se evalúa la intersección como un conjunto de acuerdo a 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 ( $X_c$ ). (Ver ecuación 7)

$$X_c = \left( \frac{C}{C-L} \right) * \Sigma \left( \frac{v}{s} \right)_{ci} ; \text{(Ec. 7)}$$

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).

#### 1.3.6. Medidas de eficiencia<sup>7</sup>:

- 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. Con la siguiente ecuación (Ecuación 8) se halla la demora promedio por control:

$$d = d_1 (PF) + d_2 + d_3 ; \text{(Ec. 8)}$$

Donde,

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

<sup>7</sup> 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).

colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (s/veh).

El  $dI$ , la demora uniforme 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 9:

$$dI = \frac{0.5 * C * (1 - \frac{g}{C})^2}{1 - [\min(1, X) * \frac{g}{C}]}; (Ec. 9)$$

Donde,

- $dI$  = 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 ( $X \leq 1$ ).

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  $dI$ . La siguiente ecuación 10 lo define:

$$PF = \frac{(1 - P) * fPA}{1 - (\frac{g}{C})}; (Ec. 10)$$

Donde,

- $PF$  = Factor de ajuste por coordinación.
- $P$  = Proporción de vehículos que llegan en verde.
- $g/C$  = Proporción de tiempo de verde disponible.
- $fPA$  = Factor de ajuste suplementario por grupos vehiculares que llegan durante el verde.

Para hallar el valor de la proporción de vehículos que llegan en verde ( $P$ ) se puede tomar este dato 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 5, luego el valor  $Rp$  por defecto obtenido en la tabla 6, y por último calculando  $P$  con la ecuación 11. El valor de  $fPA$  se calcula utilizando nuevamente el valor de  $Rp$  por defecto de la tabla 7.

**Tabla 5:** Tipo de llegadas.



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.

Fuente: HCM, 2010, pág. 16-4.

**Tabla 6:** 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: HCM, 2010, pág. 16-20.

$$Rp = \frac{P}{\left(\frac{g_i}{C}\right)} ; (Ec. 11)$$

Donde,

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

**Tabla 7:** Factor de ajuste para el cálculo de la demora uniforme.

Relación g/C	Tipo de Llegada (AT)					
	AT 1	AT 2	AT 3	AT 4	AT 5	AT 6
0.2	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

<b>0.7</b>	2.556	1.653	1	0.256	0	0
<b>fPA</b>	1	0.93	1	1.15	1	1
<b>Rp, por defecto</b>	0.333	0.667	1	1.333	1.667	2

**Notas:**

P = Rp\*g/C (no debe exceder a 1).

PF no debe exceder 1 desde AT 3 through AT 6.

AT = Tipo de llegada (siglas en inglés).

**Fuente:** HCM, 2010, pág. 16-20.

El  $d_2$ , la demora incremental considera las llegadas no uniformes y las demoras aleatorias, así como la demora por sobresaturación. Se estiman por la ecuación 12 que asume que no existen colas iniciales al comienzo del periodo de análisis ( $T$ ).

$$d_2 = 900 * T * \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8 * k * I * X}{c * T}} \right]; (Ec. 12)$$

Donde,

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

$T$  = Duración del periodo de análisis (h).

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

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

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

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

El 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  $d_3$ , la demora por cola inicial se genera cuando quedan colas residuales del periodo anterior, se define por la ecuación 13.

$$d_3 = \frac{1800 * Q_b * (1 + u) * t}{c * T}; (Ec. 13)$$

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  $Q_b$  (veh) que es observada al inicio del color rojo. Existen 5 posibles casos para valores de  $Q_b$  que se muestran en la tabla 8.

**Tabla 8:** Casos de análisis.

<b>Caso 1:</b> $Q_b = 0$	El periodo es no saturado sin cola inicial. Por lo tanto, $d3=0$ .
<b>Caso 2:</b> $Q_b = 0$	El periodo es sobresaturado sin cola inicial. Por lo tanto, $d3=0$ .
<b>Caso 3:</b> $Q_b > 0, X \leq 1, t < T$	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, $Q_b + qT < cT$ .
<b>Caso 4:</b> $Q_b > 0, X \leq 1, t = T$	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, $qT < cT$ .
<b>Caso 5:</b> $Q_b > 0, X > 1, t = T$	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:** HCM, 2010, pág. 16-145.

En el casos 1 y 2 cuando  $Q_b = 0$  el valor de  $t = 1$ .

En los casos 3, 4 y 5 cuando  $Q_b > 0$  el valor de  $t$  está definido por la ecuación 14:

$$t = \min \left\{ T, \frac{Q_b}{c * [1 - \min(1, X)]} \right\}; (Ec. 14)$$

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 15:

$$u = 1 - \frac{c * T}{Q_b * [1 - \min(1, X)]}; (Ec. 15)$$

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 16:

$$Tc = \max \left( T, \frac{Q_b}{c} + TX \right); (Ec. 16)$$

En los casos 3, 4 y 5 para  $dI$  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 17:

$$dI = ds * \frac{t}{T} + du * PF * \frac{(T - t)}{T} ; (Ec. 17)$$

Donde,

$ds =$  Demora saturada ( $dI$  evaluado para  $X = 1.0$ ).

$du =$  Demora no saturada ( $dI$  evaluado para el valor real de  $X$ ).

El  $d_A$ , demoras agregadas (ponderadas) representan la demora por control por vehículo por cada grupo de carriles. Se usa la ecuación 18:

$$dA = \frac{\Sigma(di * vi)}{\Sigma vi} ; (Ec. 18)$$

Donde,

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

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

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

De la misma forma para encontrar la demora agregada ponderada de toda la intersección se utiliza la ecuación 19:

$$dI = \frac{\Sigma(dA * vA)}{\Sigma vA} ; (Ec. 19)$$

Donde,

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

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

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

- b) Niveles de servicio (NDS): Para determinar los niveles de servicio de cada carril, grupo de carriles o toda la intersección se usa la demora media por control ( $d$ ) definida por la ecuación 8. Una vez obtenido este valor se usa la tabla 1 para determinar el nivel de servicio.

#### 1.4. Análisis de la capacidad y NDS con el uso del software Synchro 8.0:

##### 1.4.1. Ajuste de demanda:

El software Synchro 8 toma lo indicado en el HCM para dividir los volúmenes de tráfico entre el FHP para determinar la tasa de flujo durante los 15 minutos más cargados. Se necesitan definir los datos: Distribución del grupo de carriles, volumen de tráfico, volumen de peatones, volumen de ciclistas, factor de crecimiento, factor de vehículos pesados, número de paradas de buses y número de maniobras por parqueo.

##### 1.4.2. Ajuste de oferta:

Se calcula la tasa de flujo de saturación del grupo de carriles. Para su cálculo se necesitan los valores de entrada de algunos factores como: Velocidad de vía, ancho de cada carril, grado de pendiente, tipo de área urbana o rural, largo de carril exclusivo de giro, giro a la derecha canalizado y giro a la derecha en luz roja, si los vehículos entran o no a una intersección bloqueada, ancho de la mediana entre carriles, longitud del pase de peatones, velocidad de giro a la derecha e izquierda, etc. Con todos estos valores definidos el programa calcula por si solo los valores de todos los factores de la ecuación (Ec. 3) para el cálculo junto con el flujo de saturación del grupo de carriles.

El valor por defecto para la tasa de flujo de saturación ideal de 1900 veh/h/carril es usado para hallar la tasa de flujo de saturación. El software también permite cambiar este valor por uno directo determinado en el campo e introducirlo para cada carril.

#### 1.4.3. Determinación de capacidad:

Para determinar la relación v/c, Synchro 8 usa todos los ajustes y ecuaciones planteadas por el HCM 2000. Con la opción de optimizar define la longitud del ciclo y los tiempos de las luces verdes que mejor se acomode para las características de tráfico ingresadas previamente. Solo se necesita ingresar datos como tiempo de ámbar, tiempo de todo rojo, tipo de semáforo, tipos de fases, etc.

#### 1.4.4. Medidas de eficiencia:

a) Cálculo de demoras: Se calcula automáticamente al optimizar la intersección, está representada en segundos y se calcula con el mismo método que usa el HCM.

b) Cálculo de niveles de servicio: También se calcula automáticamente al optimizar la intersección. Para este cálculo, al igual que todo lo anterior, lo hace de la misma manera que el HCM que toma en cuenta la demora total de la intersección.

#### 1.4.5. Simulación:

Existió la opción de poder ver una simulación en movimiento con el software complementario SimTraffic 8.0. Gracias a esto se observan en tiempo real las colas que se van generando y como se satura la ecuación. Todo esto es una simulación representativa aproximada de lo que sucede en la realidad.

### 1.5. Diseño geométrico en intersecciones:

#### 1.5.1. Definición:

Una intersección se puede definir como el lugar de encuentro de varias vías (2 o más), siendo el diseño geométrico el que definirá la mejor opción para todas las dimensiones y el ordenamiento de la intersección.

La geometría se define gráfica y analíticamente, teniendo que conocer previamente varios factores como que tipo de vías confluyen en la intersección, clasificación en una determinada red o las velocidades de diseño; la topografía se debe conocer para conocer los servicios del subsuelo; el análisis del tráfico en las horas puntas, así como a lo largo del día para determinar la capacidad correspondiente; y el número y motivo de los accidentes que puede tener la intersección a estudiar. Una vez conociendo la información previa se puede proceder a dibujar los croquis para el proyecto definiendo cuántas soluciones se pueden dar.

Como principios básicos para el diseño se tienen<sup>8</sup>:

- ✓ Preferencia de los movimientos principales.
- ✓ Reducción de las áreas de conflicto.
- ✓ Perpendicularidad de las trayectorias cuando se cortan.
- ✓ Paralelismo de las trayectorias cuando convergen o divergen.
- ✓ Separación de los puntos de conflicto.
- ✓ Separación de los movimientos.
- ✓ Control de la velocidad.
- ✓ Control de puntos de giro.
- ✓ Creación de zonas protegidas.
- ✓ Visibilidad.
- ✓ Previsión.
- ✓ Sencillez y claridad.

#### 1.5.2. Tipos de intersecciones:

##### 1.5.2.1. Intersecciones semaforizadas:

Son intersecciones en donde se emplean semáforos para eliminar los conflictos existentes, ya que se asignan según el uso de la intersección y los distintos flujos vehiculares en los momentos diferentes. Los semáforos restringen el flujo en una dirección para permitir el paso en la otra.

Existen distintos tipo de semáforos<sup>9</sup>:

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

*Los semáforos con control totalmente actuado:* son aquellos en los cuales la distribución de los tiempos en todos los accesos de la intersección es controlada por detectores vehiculares. Cada fase está sujeta a un tiempo de

---

<sup>8</sup> Manual de vialidad urbana. Ministerio de vivienda y urbanismo de Chile, división de desarrollo urbano. Edición 2009.

<sup>9</sup> 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).

verde mínimo y es accionada en función de la demanda vehicular. La longitud del ciclo es variable de ciclo en ciclo.

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

Para permitir el paso de peatones o de giros especiales en algunos carriles están los giros permitidos que entran en conflicto con peatones, bicicletas y circulación opuesta de los vehículos; y los giros protegidos que no entran en ningún conflicto. Se tienen los siguientes tipos de intersecciones con semáforos<sup>10</sup>:

- a) Tipo T: Se les llama así a las configuraciones de tres ramas, que se asemejan a un “T” o una “Y”. En éstas, es frecuente el caso de ramas de diversa importancia, lo cual se determina mediante los conteos pertinentes. La cantidad de movimientos posibles es seis, si todas las ramas tienen doble sentido, y cuatro y dos si una de ellas o todas tienen sentido único, respectivamente. Esto sin considerar la posibilidad de giros en “U”.
- b) Cuatro Vías o tréboles: Reciben tal nombre las configuraciones de cuatro ramas, que asemejan una cruz. La cantidad máxima de movimientos posibles es doce, si todas las ramas tienen doble sentido, y siete y cuatro si dos o cuatro de ellos tienen sentido único, respectivamente (sin giros en “U”). La importancia de los movimientos se detecta mediante conteos.
- c) Vías múltiples: Este tipo de intersección es difícil de tratar y por lo general se prefiere suprimir una de las ramas, empalmándola con otra fuera de la intersección, si ello es posible. Si no lo es, la solución suele ser complicada o del tipo giratorio, o bien fuerza al establecimiento de sentidos únicos a algunas de las ramas.
- d) Combinación con cruces a desnivel: Este tipo de sistema funciona de manera combinada ya que una dirección se maneja sólo con semáforos de la manera tradicional; mientras que la otra dirección se maneja de 2 formas; con semáforo y con un cruce a desnivel. Esto logra controlar las largas colas que se forman en la dirección más saturada liberando de todos los vehículos que siguen de frente. Los vehículos que quieran realizar giros hacia la derecha o izquierda tienen que entrar en las vías auxiliares y esperar el semáforo como cualquier intersección normal.

---

<sup>10</sup> Manual de vialidad urbana. Ministerio de vivienda y urbanismo de Chile, división de desarrollo urbano. Edición 2009.

### 1.5.2.2. Intersecciones no semaforizadas<sup>11</sup>:

Son intersecciones que no necesitan ser controladas por dispositivos electrónicos. No se usa control del flujo de tránsito ya sea porque las condiciones de la intersección no lo necesitan o porque la geometría y distribución de la calzada tiene la necesaria señalización, canalización o islas para proteger los distintos movimientos. A continuación se tienen algunos ejemplos:

- a) Intersecciones simples: Son las intersecciones donde no se hace ningún tipo de trabajo especializado de control de tránsito. Se deja a simple criterio del conductor de cada vehículo el cruce, sobre parada o parada de su vehículo ya que el flujo de vehículos no es tan importante. Los únicos trabajos que se deben realizar son de nivelación del terreno, redondear esquinas y facilitar la visibilidad.
- b) Intersecciones canalizadas: Se les llama así porque se crean canales para dirigir la dirección del tránsito de acuerdo al movimiento que se desea realizar. Con esto se logra controlar la toma de decisiones a un mismo tiempo. Tenemos las llamadas *Two-way* o *Stop Control TWSC* que son las metodologías que funcionan en óptimas condiciones sin que el conductor se le presenten situaciones imprevistas ni cambios bruscos.
- c) Intersección rotatoria o glorieta<sup>12</sup>: Este tipo de solución consiste en empalmar las ramas sobre un anillo circular elíptico o similar, por el cual lo vehículos giran hasta llegar a la rama de salida. Para esto pueden tener que trenzarse en uno o más puntos con los flujos provenientes de otros ingresos y destinados a otras salidas. No se emplean semáforos y la preferencia corresponde al que viene por el anillo (desde la izquierda).

Esta solución es una solución de compromiso que puede ofrecer algunas ventajas si se dan simultáneamente parte importante de las siguientes condiciones:

- Intersecciones con cinco o más ramales y con volúmenes aproximadamente iguales en todas las ramas.
- Giros relativamente importantes, que llegan a superar los movimientos que continúan recto.
- Áreas disponibles extensas, horizontales y baratas.
- Poco movimiento de peatones.
- Distancias entre cada par de ramas consecutivas de longitud suficiente para permitir el trenzado (el tramo más crítico determina la capacidad de la rotonda).

---

<sup>11</sup> Tesis: "Análisis vial de dos intersecciones sin semáforo en zona aledaña a nuevo terrapuerto de piura". (Díaz Vargas, Luis Fernando, Universidad de Piura, Facultad Ingeniería Civil, Piura 2009).

<sup>12</sup>Manual de vialidad urbana. Ministerio de vivienda y urbanismo de Chile, división de desarrollo urbano. Edición 2009.



- d) Cruces a desnivel: Con este sistema se logra distribuir el tránsito para que cruce a diferentes niveles sin que se interrumpan entre ellos. Funciona creando puentes o túneles que pasan uno encima el otro para cada grupo de carriles en cada dirección. Con esto se elimina el tiempo de espera en las intersecciones de cualquier tipo ya que los vehículos simplemente entran en su vía y siguen el trayecto sin realizar ningún tipo de parada. Otra gran ventaja es que se elimina gran porcentaje de accidentes al eliminar muchos conflictos potenciales entre los flujos que se cruzan.

## **Capítulo 2: Análisis de la situación actual en la intersección Av. Andrés Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura**

### 2.1. Recolección de información:

Antes de poder realizar cualquier investigación o estudio se debe contar con los datos precisos y reales; por eso los datos de tránsito deben ser tomados de una fuente altamente confiable. En este caso no se realizó personalmente el conteo vehicular ya que se tiene total confianza en el estudio de impacto vial realizado previamente por la Universidad de Piura en el año 2012 para la investigación “Estudio de Impacto Vial y Diseño Geométrico en Dos Nuevos Ingresos al Campus Udep”. En este estudio se hizo un conteo vehicular de varias intersecciones de la ciudad de Piura entre las cuales se encuentra la intersección que se va a estudiar. Todos los datos relacionados con el estudio de tránsito serán tomados de aquella observación.

Como otra información importante también se tuvo que recurrir a expedientes técnicos de obras anteriores en dicha zona para poder contar con planos arquitectónicos actualizados con las dimensiones de las calzadas, islas, veredas, ancho de las avenidas, etc.

A continuación se detallará la información previamente señalada necesaria para aplicar las metodologías de análisis y diseño:

#### 2.1.1. Identificación del problema:

En muchas intersecciones de la ciudad de Piura, la congestión y la inseguridad

vial es un problema común. El crecimiento del flujo vehicular en los últimos años hace evidente la deficiencia del sistema de infraestructura vial, que incluye problemas de geometría, de estructura de pavimento y de equipamiento (señales y semáforos). En este contexto, se busca encontrar una solución a un problema puntual de una de las intersecciones más críticas de la ciudad, a partir del análisis de datos de tráfico y de la geometría de la zona.

Se busca encontrar una alternativa viable de diseño geométrico y señalización que solucione los problemas de constante congestión vehicular que se generan que ocasionan un gran malestar, demoras y riesgos como accidentes constantes.

### 2.1.2. Localización:

La intersección que se trabajará se encuentra entre las Av. Andrés Avelino Cáceres y la Av. Ramón Mugica prolongación Av. Country (Ver figura 6). Al encontrarse cerca de zonas de colegios importantes, la Universidad de Piura (UDEP), el hotel Rio Verde y zonas residenciales importantes es un punto de conexión con las distintas zonas de la ciudad, por ello es de vital importancia su buen funcionamiento.

**Figura 6:** Vista satelital de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica.



Fuente: Google Earth Pro, 2014.

### 2.1.3. Antecedentes:

La última obra realizada en la zona fue el proyecto “Mantenimiento de avenida Ramón Mugica (Tramo Av. Fortunato y Av. Eguiguren) distrito de Piura, Provincia de Piura-Piura” en Abril del 2013. Obra en la cual se le dio mantenimiento a las veredas que rodean toda la zona de la intersección construyéndose mejores accesos peatonales y más visibles dándole facilidad al desplazamiento, así como dando una mejor vista del paisaje haciendo más agradable la vista arquitectónica de la ciudad.

De dicho expediente técnico sólo serán importantes los planos arquitectónicos de la obra finalizada, ya que las dimensiones de la calzada, las veredas, y de los

anchos de las avenidas son necesarios para el dimensionamiento y diseño que se piensa realizar.

Por medio del expediente técnico se obtienen los planos de la zona que se muestran en el plano E – 01 del anexo E.

#### 2.1.4. Estudio del tránsito:

La intersección del análisis es del tipo semaforizada y se puede ser considerar como aislada ya que no presenta relación con ningún semáforo cercano de otra intersección. La técnica del estudio de tránsito fue de conteo vehicular presencial con la colaboración de varias personas distribuidas en cada esquina contando continuamente el número, tipo y dirección de los vehículos que circulan en dicha intersección durante la hora punta. A continuación se separan los pasos seguidos para dicho estudio:

- a) Registro del tráfico: Para el flujograma vehicular clasificado corresponde al turno de la hora pico que sucede entre las 7:00 – 8:00 a.m.; siendo tomados todos los datos el 21 de Mayo del 2012.
- b) Reglaje del semáforo: Los semáforos son previamente programados estimándose una longitud total de ciclo de 73 segundos, siendo los tiempos de los verdes efectivo 39 segundos en la dirección de Oeste-Este y Este-Oeste, y 26 segundos en la dirección de Norte-Sur y Sur-Norte<sup>1</sup>. La luz ámbar tiene una duración de 3,5 segundos para todas las direcciones y el tiempo de “todos rojo” una duración de 0.5 segundos.
- c) Aforo vehicular: La medición del tránsito fue realizada entre las 7:00 a.m. y 8:00 a.m. que es considerada la hora punta. Se tomaron todos los datos de la dirección de los movimientos separando el tipo de vehículos que circularon. En las tablas 9 y 10 se presenta de una forma detallada todo el análisis separándolos por tipo de vehículo y el tipo del movimiento. Más abajo se presenta el flujograma vehicular con las direcciones de sus respectivos movimientos.

**Tabla 9:** Conteo Vehicular en hora punta entre 7:00 y 8:00 a.m. para el estudio de tráfico.

Tipo de Vehículo	7	8	9	1	2	3	Total	%
<b>Moto taxi</b>	117	549	514	71	614	23	1880	53%
<b>Moto lineal</b>	56	232	79	27	159	6	559	16%
<b>Auto</b>	60	226	79	13	187	5	570	16%
<b>Combi</b>	43	174	58	10	86	4	375	11%
<b>Minibus</b>	4	7	0	0	0	0	11	0.5%
<b>Omnibus</b>	1	9	0	0	0	0	10	0.5%
<b>Camiones</b>	0	11	4	65	24	0	104	3%
<b>Total de Vehículos</b>	281	1208	734	186	1070	38	3517	100%
<b>Unidad equivalente*</b>	177	751	351	218	597	19	2113	
<b>Factor de HP</b>								

<sup>1</sup> A partir de ahora para la direcciones usaremos su siglas en mayúscula: OE, EO, NS y SN.

<b>% Vehículos Pesados</b>	0.4%	1.7%	0.5%	34.9%	2.2%	0.0%		
----------------------------	------	------	------	-------	------	------	--	--

\*Los datos fueron ajustados a la unidad equivalente de un auto.

**Fuente:** Estudio de Impacto Vial y Diseño Geométrico en Dos Nuevos Ingresos al Campus Udep, 2012.

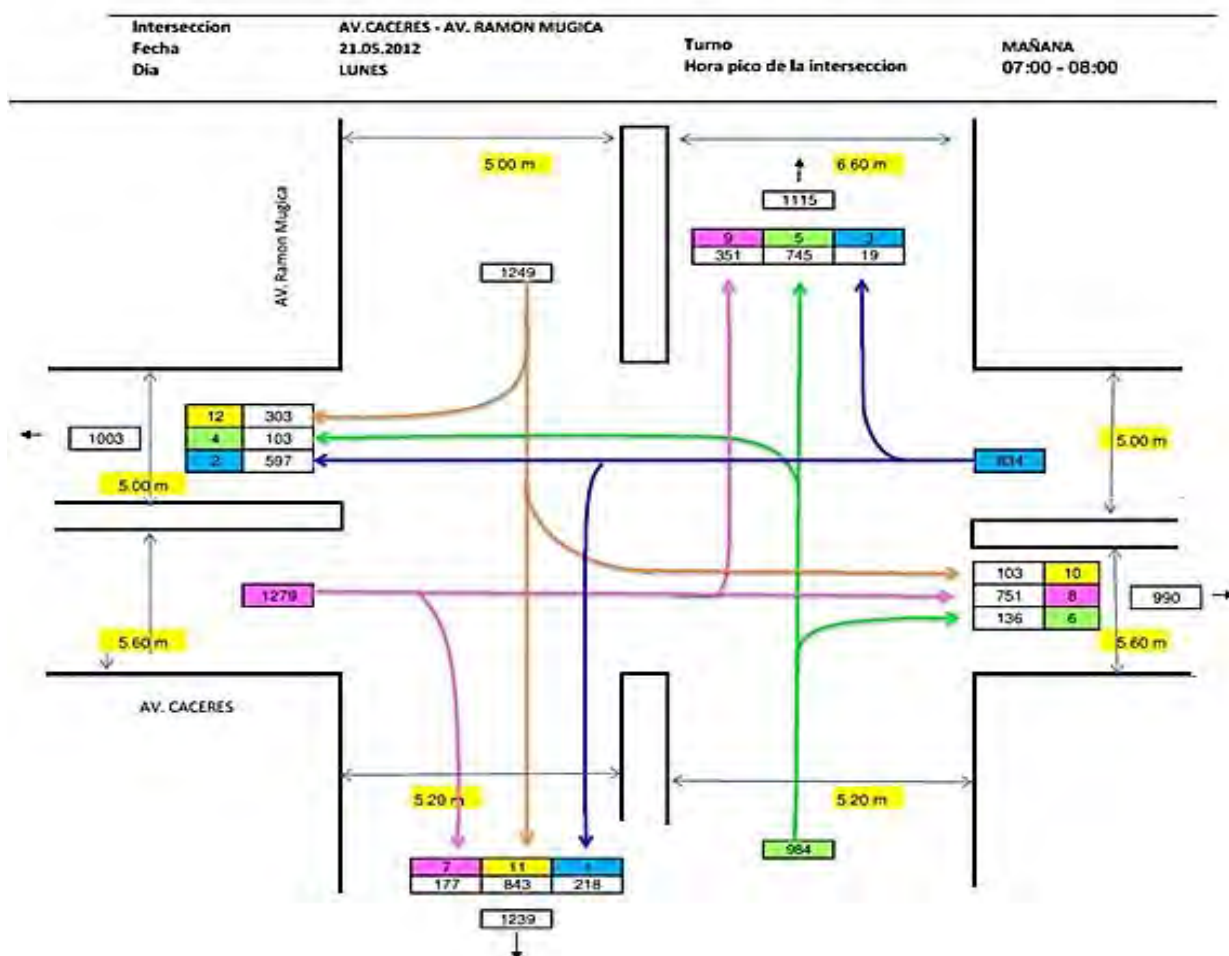
**Tabla 10:** Cuento Vehicular en hora punta entre 7:00 y 8:00 a.m. para el estudio de tráfico.

Tipo de Vehículo	10	11	12	4	5	6	Total	%
<b>Moto taxi</b>	97	76	12	52	434	7	678	19%
<b>Moto lineal</b>	33	103	117	41	341	160	795	22%
<b>Auto</b>	36	477	0	65	483	87	1148	32%
<b>Combi</b>	19	58	0	5	27	0	109	3%
<b>Minibus</b>	0	0	135	2	0	0	137	4%
<b>Omnibus</b>	1	0	0	0	0	0	1	0%
<b>Camiones</b>	0	6	0	0	0	3	9	0%
<b>Total de Vehículos</b>	186	1410	264	165	1285	256	3566	100%
<b>Unidad equivalente*</b>	103	843	303	103	745	136	2233	
<b>Factor de HP</b>								
<b>% Vehículos Pesados</b>	0.5%	0.4%	0%	0%	0%	1%		

\*Los datos fueron ajustados a la unidad equivalente de un auto.

**Fuente:** Estudio de Impacto Vial y Diseño Geométrico en Dos Nuevos Ingresos al Campus Udep, 2012.

### FLUJOGRAMA VEHICULAR CLASIFICADO



**Figura 7:** Flujo vehicular clasificado.

**Fuente:** Estudio de Impacto Vial y Diseño Geométrico en Dos Nuevos Ingresos al Campus Udep, 2012.

En el anexo B se aprecian fotografías de la zona en donde se aprecian las colas que se generan en cada avenida.

Designación de la categoría: Se tiene que definir en qué categoría y tipo de autopista se va a trabajar. Para ello se tiene que tomar valores por defecto definidos por el HCM ya que no se tiene datos tomados en campo. Se sigue a la tabla D-1 del anexo D.

De acuerdo a la tabla D-1, se trata de en una autopista urbana con límite de velocidad entre 40 y 55 km/h, alta actividad peatonal y alta densidad de tráfico.

- d) Aforo peatonal: En este estudio no se tomó en cuenta el tráfico peatonal, por lo tanto no se cuenta con su respectivo conteo, por lo que se tomarán valores por defecto que se muestran en la tabla D-2 del anexo D.

Se trabaja con un área tipo CBD tomaremos el valor:  $V_{ped} = 400$  (p/h).

- e) Conteo de buses, bloqueos y maniobras de estacionamiento: Al no tener datos tomados de campo se tienen que tomar valores por defecto nuevamente de las tablas D-3 y D-4 del anexo D.

El número de las maniobras de estacionamiento por hora será de 16 en las direcciones de NS y de SN, ya que en las direcciones OE y EO no se permite el estacionamiento de vehículos. De igual manera con un tipo de área CBD se supondrá 12 paradas de buses por hora.

- f) Estimación de relación de pelotón ( $R_p$ ):

Para  $R_p$  se usa el valor por defecto 1 ya que de la tabla 5 se determina que el tipo de llegada es 3.

$$R_p = \frac{P}{\left(\frac{g_i}{C}\right)}; (Ec. 20)$$

Donde,

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

Ya que no se conoce la proporción de vehículos que llegan durante la señal verde se halla el valor con la ecuación 20. Se aplican los valores a la ecuación:

$$1 = \frac{P}{\left(\frac{39}{73}\right)} = \frac{P}{0.534247}$$

De esta ecuación se halla que  $P = 0.534247$ , por lo tanto lo se aproxima a  $P = 0.53$  que sería la proporción estimada por defecto que llega a la intersección en la direcciones de OE y EO.

Para las direcciones de NS y SN el valor de  $g_i$  es 26 por lo tanto la proporción estimada por defecto cambia. Se aplica la ecuación:

$$1 = \frac{P}{\left(\frac{26}{73}\right)} = \frac{P}{0.356164}$$

El valor  $P = 0.356164$  se aproxima a  $P = 0.36$ , por lo tanto sería la proporción estimada por defecto que llega a la intersección en la direcciones de NS y SN.

g) Factor hora Pico (FHP):

Definimos el factor de hora pico (*FHP*) con la ecuación 21:

$$FHP = \frac{\text{Volumen horario (veh/h)}}{\text{Tasa de flujo (dentro de la hora)}} ; (\text{Ec. 21})$$

Al no contar con los datos de los 15 minutos más cargados y siendo una zona urbana se podría trabajar con el valor por defecto de 0.92, pero como el intervalo de análisis de intersección es más grande que 30 minutos ya que está comprendido en un intervalo de 1 hora, su valor se acerca demasiado a 1 por lo que para términos prácticos se usará un valor de  $FHP = 1$ .

h) Flujo de saturación ideal ( $S_o$ ):

Ya que tampoco se cuenta con los datos para poder determinar el flujo de saturación para cada carril, se usará el valor por defecto ideal del HCM,  $S_o = 1900$  vehículos livianos por hora por carril para carriles de 3.6 m, pendiente 0%, mismo tipo de vehículos, sin estacionamientos ni giros, etc.

## 2.2. Procesamiento de datos:

### 2.2.1. Análisis de la capacidad y NDS actual con la metodología HCM 2000:

#### 2.2.1.1. Datos de entrada:

Los datos de entrada representan todas las características físicas como el ancho de los carriles, calzadas, cantidad de carriles, inclinación, ubicaciones geométricas; las condiciones semafóricas como el tiempo de los semáforos, longitud de ciclo, etc.; y las condiciones del tránsito como los flujos de tráfico, flujos de saturación, etc.

Todos estos datos de entrada fueron obtenidos de estudio de tránsito descrito previamente, de los planos del expediente técnico de la última obra y de valores por defecto propuestos por el HCM. Algunos datos como los anchos de los carriles y la implementación de un carril exclusivo de giro a la izquierda en la dirección SN fueron observados directamente desde el plano a escala para darle una mayor precisión. En la realidad existen carriles auxiliares que no han sido considerados en este análisis debido a su mal uso como es el caso de los carriles de salida en la dirección OE que son usados para estacionar vehículos o para recibir vehículos en el sentido contrario; o como los carriles auxiliares de salida en la dirección EO que fueron despreciados ya que tienen poca influencia debido al poco volumen de vehículos que giran a la derecha. A continuación en las tablas 11, 12, 13 y 14 se detallan estos datos para cada dirección:

**Tabla 11:** Accesos en dirección de Oeste-Este:

Datos de entrada (OE)	Carril izquierdo	Carril central	Carril derecho
Número de carriles	1	2	-
Ancho de carriles <sup>2</sup>	3	3.2	-
Pendiente	-	-	-
Volumen directo	-	751	-
Volumen hacia la derecha	-	177	-
Volumen hacia la izquierda	351	-	-
Volumen peatonal	400	400	-
Volumen de bicicletas	-	-	-
Maniobras de estacionamiento por hora	-	-	-
Buses que se detienen por hora	-	-	-
Tipo de Área	CBD	CBD	-
Tasa de flujo no ajustado para el grupo de carriles, $V_g$	351	928	-
Tasa de flujo no ajustado para el carril con mayor volumen del grupo de carriles, $V_{gI}$	-	-	-
Flujo de saturación ideal, $S_o$	1900	1900	-
Equivalente en vehículos livianos, $E_t$	2	2	-
Tiempo de verde efectivo <sup>3</sup>	39	39	-

<sup>2</sup> A partir de ahora los valores para este parámetro serán en metros.

<sup>3</sup> A partir de ahora los valores para este parámetro serán en segundos.



<b>Longitud del ciclo<sup>3</sup></b>	73	73	-
<b>Tiempo de ámba<sup>3</sup></b>	3.5	3.5	-
<b>Tiempo de “todo rojo”<sup>3</sup></b>	0.5	0.5	-
<b>Proporción de todos los vehículos que llegan durante la fase verde (<math>P \leq 1</math>)</b>	0.53	0.53	-

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 12:** Accesos en dirección de Este-Oeste:

Datos de entrada (EO)	Carril izquierdo	Carril central	Carril derecho
<b>Número de carriles</b>	1	2	-
<b>Ancho de carriles</b>	3	3.2	-
<b>Pendiente</b>	-	-	-
<b>Volumen directo</b>	-	597	-
<b>Volumen hacia la derecha</b>	-	-	-
<b>Volumen hacia la izquierda</b>	218	-	-
<b>Volumen peatonal</b>	400	400	-
<b>Volumen de bicicletas</b>	-	-	-
<b>Maniobras de estacionamiento por hora</b>	-	-	-
<b>Buses que se detienen por hora</b>	-	-	-
<b>Tipo de Área</b>	CBD	CBD	-
<b>Tasa de flujo no ajustado para el grupo de carriles, <math>V_g</math></b>	218	597	-
<b>Tasa de flujo no ajustado para el carril con mayor volumen del grupo de carriles, <math>V_{gI}</math></b>	-	-	-
<b>Flujo de saturación ideal, <math>S_o</math></b>	1900	1900	-
<b>Equivalente en vehículos livianos, <math>E_t</math></b>	2	2	-
<b>Tiempo de verde efectivo</b>	39	39	-
<b>Longitud del ciclo</b>	73	73	-
<b>Tiempo de ámba</b>	3.5	3.5	-
<b>Tiempo de “todo rojo”</b>	0.5	0.5	-
<b>Proporción de todos los vehículos que llegan durante la fase verde (<math>P \leq 1</math>)</b>	0.53	0.53	-

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 13:** Accesos en dirección de Sur-Norte:

Datos de entrada	Carril izquierdo	Carril central	Carril derecho
<b>Número de carriles</b>	1	2	-
<b>Ancho de carriles</b>	3	3.2	-
<b>Pendiente</b>	-	-	-
<b>Volumen directo</b>	-	745	-
<b>Volumen hacia la derecha</b>	-	136	-
<b>Volumen hacia la izquierda</b>	103	-	-
<b>Volumen peatonal</b>	400	400	-
<b>Volumen de bicicletas</b>	-	-	-
<b>Maniobras de estacionamiento por hora</b>	16	16	-
<b>Buses que se detienen por hora</b>	-	-	-
<b>Tipo de Área</b>	CBD	CBD	-
<b>Tasa de flujo no ajustado para el grupo de carriles, <math>V_g</math></b>	103	984	-
<b>Tasa de flujo no ajustado para el carril con mayor volumen del grupo de carriles, <math>V_{gI}</math></b>	-	-	-
<b>Flujo de saturación ideal, <math>S_o</math></b>	1900	1900	-

Equivalente en vehículos livianos, $E_t$	2	2	-
Tiempo de verde efectivo	26	26	-
Longitud del ciclo	73	73	-
Tiempo de ámbar	3.5	3.5	-
Tiempo de “todo rojo”	0.5	0.5	-
Proporción de todos los vehículos que llegan durante la fase verde ( $P < 1$ )	0.36	0.36	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14: Accesos en dirección de Norte-Sur:

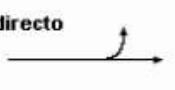
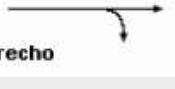

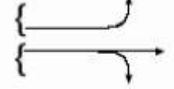
Datos de entrada	Carril izquierdo	Carril central	Carril derecho
Número de carriles	-	2	-
Ancho de carriles	-	3.2	-
Pendiente	-	-	-
Volumen directo	-	843	-
Volumen hacia la derecha	-	303	-
Volumen hacia la izquierda	-	103	-
Volumen peatonal	-	400	-
Volumen de bicicletas	-	-	-
Maniobras de estacionamiento por hora	-	16	-
Buses que se detienen por hora	-	-	-
Tipo de Área	-	CBD	-
Tasa de flujo no ajustado para el grupo de carriles, $V_g$	-	1249	-
Tasa de flujo no ajustado para el carril con mayor volumen del grupo de carriles, $V_{g1}$	-	-	-
Flujo de saturación ideal, $S_o$	-	1900	-
Equivalente en vehículos livianos, $E_t$	-	2	-
Tiempo de verde efectivo	-	26	-
Longitud del ciclo	-	73	-
Tiempo de ámbar	-	3.5	-
Tiempo de “todo rojo”	-	0.5	-
Proporción de todos los vehículos que llegan durante la fase verde ( $P < 1$ )	-	0.36	-

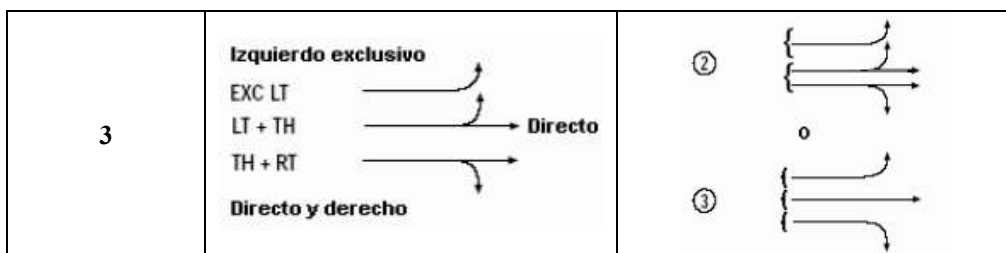
Fuente: Elaboración propia.

### 2.2.1.2. Agrupación de los carriles y velocidad del flujo de demanda:

#### a) Grupo de carriles:

Tabla 15: Agrupamientos de los carriles.

Número de carriles	Movimientos por carril	Número de posibles grupo de carriles
2	<p>Izquierdo y directo LT + TH</p>  <p>TH + RT</p>  <p>Directo y derecho</p>	<p>①</p>  <p>②</p> 



Fuente: Elaboración propia.

- b) Vueltas a la derecha durante la luz roja: En esta intersección está prohibido dar vuelta a la derecha durante la luz roja para ninguna dirección. Aunque por el tránsito informal e irresponsable que tenemos en la ciudad podría darse el caso de ver algún vehículo girar hacia las calles auxiliares si es que no existe ningún órgano de regulación vigilando. Pero para efectos del análisis no se tomaron en cuenta estos giros prohibidos ya que no logran ser de gran significancia.
- c) Determinación de la tasa de flujo: Ahora se divide el volumen horario entre el factor de hora pico (*FHP*) usando la ecuación 2 para los carriles centrales y el carril izquierdo:

$$vp (\text{carril central}) = \frac{V}{FHP} = \frac{928}{1} = 928$$

$$vp (\text{carril izquierdo}) = \frac{V}{FHP} = \frac{351}{1} = 351$$

### 2.2.1.3. Velocidad del flujo de saturación:

Primero se usan las fórmulas del Anexo B para calcular los factores de ajuste de la velocidad de flujo de saturación. Estas fórmulas son las propuestas por el HCM.

Todos los cálculos que se van a desarrollar en esta sección son en la dirección OE para los carriles centrales y el carril izquierdo que son los usados en esta dirección. En las tablas B-2, B-3, B-4 y B-5 del Anexo B se muestran las tablas con los valores para todas las direcciones y carriles:

#### a) Factores de ajuste:

- Ajuste por ancho de carril (*f<sub>w</sub>*):

Se necesita saber el ancho del carril que debe ser mayor o igual a 2.4 y aplicar la fórmula:

$$f_w = 1 + \frac{(W - 3.6)}{9}$$

En la dirección de OE en el carril central se tiene  $W = 3.2$ :

$$f_w = 1 + \frac{(3.2 - 3.6)}{9} = 0.956$$

- Ajuste por vehículos pesados ( $f_{HV}$ ):

Se necesita conocer  $\%HV$  y  $Et$  para aplicar la fórmula:

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV * (Et - 1)}$$

En la dirección de OE se tienen los volúmenes de vehículos pesados de 2 y 16 para los carriles izquierdo y central respectivamente. Por lo tanto se obtiene  $\%HV = 0,5$  para el carril izquierdo y  $\%HV = 1.7$  para carril central, y finalmente por defecto se toman  $Et = 2$ :

$$f_{HV} (\text{carril izquierdo}) = \frac{100}{100 + 0.5\% * (2 - 1)} = 0.995$$

$$f_{HV} (\text{carril central}) = \frac{100}{100 + 1.7\% * (2 - 1)} = 0.983$$

- Ajuste por pendiente del acceso ( $f_g$ ):

Se necesita conocer la pendiente  $\%G$  en el acceso del grupo de carriles y aplicar la fórmula:

$$f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$$

En dirección OE se tiene un valor de  $\%G = 0$ :

$$f_g = 1 - \frac{0}{200} = 1$$

- Ajuste por estacionamientos ( $f_P$ ):

Se necesita conocer  $N_m$  que es el número de maniobras de estacionamiento por hora y no puede ser mayor que 180. También es necesario conocer  $N$ . Luego se aplica la fórmula:

$$f_P = \frac{N - 0.1 - \frac{18 * N_m}{3600}}{N}$$

En dirección OE se tiene un valor  $N_m = 0$  para el carril izquierdo y central ya que no está permitida ningún tipo de maniobra de estacionamiento. También se tienen los valores de  $N = 1$  para carril izquierdo y  $N = 2$  para carril central ( $f_P \geq 0.050$  y  $f_P = 1$ , sin parqueos).

$$fP (\text{carril izquierdo}) = \frac{1 - 0.1 - \frac{18 * 0}{3600}}{1} \approx 1$$

$$fP (\text{carril central}) = \frac{2 - 0.1 - \frac{18 * 0}{3600}}{2} \approx 1$$

Como no existe parqueo el valor de  $f_P$  en los dos casos es de 1.

- Ajuste por bloqueo de buses ( $f_{bb}$ ):

Se necesitan conocer  $N_B$  que es el número de parada de buses por hora que tiene que ser mayor a 0 y menor que 250. También es necesario conocer  $N$ . Luego se aplica la fórmula:

$$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4 * N_B}{3600}}{N}$$

En dirección OE se tiene un valor  $N_B = 0$  para el carril izquierdo y central ya que no está permitida ningún tipo de parada de buses. También se tienen los valores de  $N = 1$  para carril izquierdo y  $N = 2$  para carril central ( $f_{bb} \geq 0.05$ ).

$$f_{bb} (\text{carril izquierdo}) = \frac{1 - \frac{14.4 * 0}{3600}}{1} = 1$$

$$f_{bb} (\text{carril central}) = \frac{2 - \frac{14.4 * 0}{3600}}{2} = 1$$

- Ajuste por tipo de área ( $f_a$ ):

Se necesita saber de qué zona se trata, si es zona de negocio por sus siglas en ingles CBD (Central Business Distric) o zona residencial (otras). Se trata de una zona de negocios CBD entonces el valor por defecto de  $f_a = 0.9$ .

- Ajuste por utilización de carril ( $f_{LU}$ ):

Se necesita conocer la proporción de flujo de demanda sin ajustar para el grupo de carriles  $V_g$  (veh/h), la proporción de flujo de demanda sin ajustar en el carril único con el volumen más alto en el grupo de carriles  $V_{g1}$  (veh/h) y el número de carriles  $N$  del grupo. Luego se aplica la siguiente fórmula:

$$fLU = \frac{V_g}{(V_{g1} * N)}$$

En dirección OE se suponen los valores son  $V_g = 351$ ,  $V_{g1} = 351$  para carriles izquierdo; y  $V_g = 928$ ,  $V_{g1} = 501$  para el carril central. Junto a estos los valores de  $N$  ya conocidos para cada carril. Estos valores son supuestos para  $V_{g1}$  equivalen a  $2/3 * V_g$  y puede ser usada como una opción pero no son los exactos y siempre es mejor tener los datos exactos tomados de campo directamente.

$$fLU (\text{carril izquierdo}) = \frac{351}{(351 * 1)} = 1$$

$$fLU (\text{carril central}) = \frac{928}{(501 * 2)} = 0.9261$$

Para mayor eficacia y ya que no se cuenta con los datos exactos de los valores reales de  $V_{g1}$  medidos en campo se toman los valores por defecto propuestos por el HCM.

$$fLU (\text{carril exclusivo}) = 1$$

$$fLU (\text{carril compartido}) = 0.952$$

- Ajuste por giros a la derecha ( $f_{RT}$ ):

Se necesita conocer la proporción de giros a la derecha en los grupos de carriles  $P_{RT}$ . Luego se aplican las ecuaciones de acuerdo al tipo de carril:

Para carril exclusivo:  $f_{RT} = 0.85$

Para carril compartido:  $f_{RT} = 1 - (0.15) * P_{RT}$

Para carril único:  $f_{RT} = 1 - (0.135) * P_{RT}$

En la dirección OE se tienen los valores de  $P_{RT} = 0$  y  $P_{RT} = 0.191$  en los carriles izquierdo y central respectivamente.

Como el carril izquierdo es único para el giro:

$$f_{RT} = 1 - (0.135) * P_{RT} = 1 - 0.135 * 0 = 1$$

Para el carril central se trata de un caso de carril compartido:

$$f_{RT} = 1 - (0.15) * 0.191 = 0.971$$

- Ajuste por giros a la izquierda ( $f_{LT}$ ):

Para hallar este factor se necesitan varios datos de entrada como:

**Datos de entrada:**

- Longitud de ciclo =  $C$
- Tiempo de verde real para el grupo de carriles =  $G$
- Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles =  $g$
- Tiempo de verde efectivo de flujo opuesto =  $g_o$
- Número de carriles en el grupo de carriles =  $N$
- Número de carriles en el acceso opuesto =  $N_o$
- T. de flujo LT ajustada =  $V_{LT}$
- Proporción del volumen LT en el grupo de carriles =  $P_{LT}$
- T. de flujo ajustada para el acceso opuesto =  $V_o$
- Tiempo perdido para el grupo de carriles =  $t_L$

Se halla la proporción del volumen de vehículos que giran a la izquierda  $P_{LT}$  en el grupo de carriles para carril izquierdo y central:

$$P_{LT} (\text{carril izquierdo}) = \frac{351}{351} = 1$$

$$P_{LT} (\text{carril central}) = \frac{0}{928} = 0$$

La tasa de flujo ajustada para el acceso opuesto  $V_o$  se obtiene de la tasa de flujo ajustado total del carril opuesto.

Para el tiempo perdido como no se conoce su valor se toma un valor por defecto propuesto por el HCM de  $t_L = 4$ .

A continuación se detallará el procedimiento de cálculo para hallar el  $f_{LT}$ :

Volumen de vehículos que giran a la izquierda por ciclo  $LTC$ :

$$LTC (\text{carril izquierdo}) = \frac{V_{LT} * C}{3600} = \frac{351 * 73}{3600} = 7.118$$

$$LTC (\text{carril central}) = \frac{0 * 73}{3600} = 0$$

Factor de utilización de carril del flujo opuesto  $fLU_o$  es establecido tomando el valor opuesto de  $fLU$  del carril central.

Flujo opuesto del carril por ciclo  $Volc$  para carril izquierdo y central:

$$Volc = \frac{Vo * C}{[3600 * No * fLU_o]} = \frac{616 * 73}{[3600 * 2 * 0.952]} = 6.560$$

Se estiman las sub-porciones de la fase de verde efectivo,  $gf$ ,  $gq$ , y  $gu$ :

$$gf = Ge^{-0.882 * LTC^{0.717}} - tL$$

$$gf (\text{carril izquierdo}) = 39 * e^{-0.882 * 7.118^{0.717}} - 4 = -2.937$$

El valor de  $gf$  tiene que estar comprendido entre  $0 \leq gf \leq g$ , y como se trata de un carril supuestamente exclusivo para el giro a la izquierda se le da valor de  $gf = 0$ .

$$gf (\text{carril central}) = 39 * e^{-0.882 * 0^{0.717}} - 4 = 35$$

Como se trata del carril central sólo se verifica que sea menor que  $gf \leq g$ .

Las relaciones de pelotón opuesto son determinadas con la tabla 6, la cual les da un valor de 1 al carril izquierdo y carril central.

Relación de cola opuesta  $qro$  para carril izquierdo y carril central:

$$qro = \max \left[ 1 - Rpo * \left( \frac{go}{C} \right), 0 \right]$$

$$qro = \max \left[ 1 - 1 * \left( \frac{39}{73} \right), 0 \right] = 0.466$$

Se halla  $gq$  para el carril izquierdo y central en donde  $Volc * (1 - qro) / go \leq 0.49$ :

$$gq = \frac{Volc * qro}{0.5 - \frac{volc * (1 - qro)}{go}} - tL$$



$$g_q = \frac{6.560 * 0.466}{0.5 - \frac{6.560 * (1 - 0.466)}{39}} - 4 = 3.450$$

Para hallar  $g_u$  debemos verificar 2 condiciones primero y luego elegir la fórmula a emplearse:

Si:  $g_q \geq g_f$  el valor es  $g_u = g - g_q$

Si:  $g_q < g_f$  el valor es  $g_u = g - g_f$

Para el carril izquierdo se cumple  $g_q \geq g_f$  entonces:

$$g_u (\text{carril izquierdo}) = 39 - 3.450 = 35.55$$

; Y para carril central se cumple  $g_q < g_f$  entonces:

$$g_u (\text{carril central}) = 39 - 35 = 4$$

El flujo opuesto efectivo  $V_{oe}$  para el carril izquierdo y central:

$$V_{oe} = \frac{V_o}{fLU_o} = \frac{616}{0.952} = 647.1$$

Se tiene que definir de qué tipo de carril se trata cada uno: Para el carril izquierdo es exclusivo y para el central compartido.

Los vehículos directos equivalentes para giros a la izquierda permitidos  $E_{LI}$ :

Se usa la tabla D-5 del anexo D para tabular valores:

Para el carril izquierdo que es exclusivo:

$$\frac{1000 - 647.1}{3.3 - x} = \frac{1000 - 800}{3.3 - 2.8} \rightarrow x = 2.418$$

Para el carril central que es compartido:

$$\frac{1000 - 647.1}{3.7 - x} = \frac{1000 - 800}{3.7 - 3.1} \rightarrow x = 2.641$$

Se aplica la fórmula siguiente para hallar  $PL$  con los valores de  $E_{LI}$ :

Para carril izquierdo:

$$PL = PLT * \left[ 1 + \frac{(N - 1) * g}{gf + \frac{gu}{EL1} + 4.24} \right]$$

$$PL = 1 * \left[ 1 + \frac{(1 - 1) * 39}{0 + \frac{31.55}{2.418} + 4.24} \right] = 1$$

Para carril central:

$$PL = 0 * \left[ 1 + \frac{(2 - 1) * 39}{35 + \frac{0}{2.641} + 4.24} \right] = 0$$

Luego se aplican las siguientes fórmulas simultáneamente y se verifica  $f_{min} \leq f_m \leq 1$ :

Para carril izquierdo:

$$f_{min} = 2 * \frac{(1 + PL)}{g} = 2 * \frac{(1 + 1)}{39} = 0.103$$

$$f_m = \frac{gf}{g} + \left( \frac{gu}{g} \right) * \left[ \frac{1}{1 + PL * (EL1 - 1)} \right]$$

$$f_m = \frac{0}{39} + \left( \frac{35.55}{39} \right) * \left[ \frac{1}{1 + 1 * (2.418 - 1)} \right] = 0.377$$

Para carril central:

$$f_{min} = 2 * \frac{(1 + 0)}{39} = 0.051$$

$$f_m = \frac{39}{39} + \left( \frac{0}{39} \right) * \left[ \frac{1}{1 + 0 * (2.641 - 1)} \right] = 1$$

Y finalmente se calcula la fórmula:

Para carril izquierdo:

$$f_{LT} = \frac{f_m + 0.91 * (N - 1)}{N} = \frac{0.377 + 0.91 * (1 - 1)}{1} = 0.377$$

Para carril el central, debido a que está trabajando junto con un carril exclusivo de giro a la izquierda, el HCM dice que en estos casos:

$$f_m = f_{Lt} = 1$$

- Ajuste por peatones y bicicletas ( $f_{Lpb}$  y  $f_{Rpb}$ ):

Para el factor de ajuste de giro izquierdo para bloqueos por peatones y bicicletas  $f_{Lpb}$  se sigue el siguiente procedimiento para los valores de OE:

Se halla  $V_{pedg}$ ,  $OCC_{pedg}$ ,  $OCC_{pedu}$ ,  $OCC_r$  y  $A_{pbT}$  para los carriles izquierdo y central:

$$V_{pedg} = V_{ped} * \frac{C}{gp} = 400 * \frac{73}{39} = 749$$

Para  $OCC_{pedg}$  se verifica:

$$\text{Si } V_{pedg} < 1000: OCC_{pedg} = \frac{V_{pedg}}{2000} = \frac{749}{2000} = 0.374$$

$$\text{Si } 1000 < V_{pedg} < 5000: OCC_{pedg} = 0.4 + \frac{V_{pedg}}{10000}$$

Verde peatonal efectivo consumido por la cola vehicular opuesta  $gq/gp$ :

$$\frac{gq}{gp} = \frac{3.45}{39} = 0.088$$

Se tiene que verificar si  $gq \geq gp$  entonces  $f_{Lpb}=1$ .

$$OCC_{pedu} = OCC_{pedg} * \left[ 1 - 0.5 * \frac{gq}{gp} \right]$$

$$OCC_{pedu} = 0.374 * \left[ 1 - 0.5 * \frac{3.45}{39} \right] = 0.358$$

$$OCC_r = OCC_{pedu} * \left[ e^{-\left(\frac{5}{3600}\right) * V_o} \right]$$

$$OCC_r = 0.358 * \left[ e^{-\left(\frac{5}{3600}\right) * 616} \right] = 0.152$$

El número de carriles de recepción será  $N_{rec} = 2$  y el de giro  $N_{giro} = 1$ .

Si:  $N_{rec} = N_{giro}$  entonces  $A_{pbT} = 1 - OCC_r$

Si  $N_{rec} > N_{giro}$  entonces  $A_{pbT} = 1 - 0.6 * OCC_r$

$$A_{pbT} = 1 - 0.6 * OCC_r = 1 - 0.6 * 0.152 = 0.909$$

Los  $P_{LT}$  son  $P_{LT} = 1$  y  $P_{LT} = 0$  para carril izquierdo y central respectivamente.

El  $P_{LTA}$  se determina como  $P_{LTA} = 0$ .

Por último se utilizan todos los datos hallados anteriormente para hallar  $f_{Lpb}$  con la ecuación:

$$f_{Lpb} = 1 - P_{LT} * (1 - A_{pbT}) * (1 - P_{LTA})$$

Para carril izquierdo:

$$f_{Lpb} = 1 - 1 * (1 - 0.909) * (1 - 0) = 0.909$$

Para carril central:

$$f_{Lpb} = 1 - 0 * (1 - 0.909) * (1 - 0) = 1$$

Para el factor de ajuste de giro a la derecha para bloqueos por peatones y bicicletas  $f_{Rpb}$  se sigue el siguiente procedimiento para los valores de OE:

Se halla  $V_{pedg}$ ,  $OCC_{pedg}$ ,  $V_{bicg}$ ,  $OCC_{bicg}$ ,  $OCC_r$  y  $A_{pbT}$  para los carriles izquierdo y central:

$$V_{pedg} = V_{ped} * \frac{C}{gp} = 400 * \frac{73}{39} = 749$$

Para  $OCC_{pedg}$  se verifica:

$$\text{Si } V_{pedg} < 1000: OCC_{pedg} = \frac{V_{pedg}}{2000} = \frac{749}{2000} = 0.374$$

$$\text{Si } 1000 < V_{pedg} < 5000: OCC_{pedg} = 0.4 + \frac{V_{pedg}}{10000}$$

$$V_{bicg} = V_{bic} * \frac{C}{g} = 0 * \frac{73}{39} = 0$$

$$OCC_{bicg} = 0.02 + \frac{V_{bicg}}{2700} = 0.02 \approx 0$$

$$OCC_r = OCC_{pedg} + OCC_{bicg} - (OCC_{pedg}) * (OCC_{bicg})$$

$$OCC_r = 0.374 + 0 - (0.374) * (0) = 0.387$$

El número de carriles de recepción será  $N_{rec} = 2$  y el de giro  $N_{giro} = 1$ .

Si:  $N_{rec} = N_{giro}$  entonces  $A_{pbT} = 1 - OCC_r$

Si  $N_{rec} > N_{giro}$  entonces  $ApbT = 1 - 0.6 * OCCr$

$$ApbT = 1 - 0.6 * OCCr = 1 - 0.6 * 0.387 = 0.768$$

Los  $P_{RT}$  son  $P_{RT} = 0$  y  $P_{RT} = 0.191$  para carril izquierdo y central respectivamente.

El  $P_{RTA}$  se determina como  $P_{RTA} = 0$ .

Por último se utiliza todos los datos hallados anteriormente para hallar  $f_{Rpb}$  con la ecuación:

$$f_{Rpb} = 1 - PRT * (1 - ApbT) * (1 - PRTA)$$

Para carril izquierdo:

$$f_{Rpb} = 1 - 0 * (1 - 0.768) * (1 - 0) = 1$$

Para carril central:

$$f_{Rpb} = 1 - 0.191 * (1 - 0.768) * (1 - 0) = 0.96$$

b) Flujo de saturación:

Ahora con todos los datos hallados, se aplica la ecuación 3 para hallar el flujo de saturación. En la tabla B-2 anexo B se encuentran todos los valores de  $S$  para todas las direcciones y carriles.

#### 2.2.1.4. Determinación de la capacidad y relación $v/c$ :

Todos los cálculos que se desarrollan en esta sección son para la dirección OE para los carriles centrales y el carril izquierdo que son los usados en esta dirección. En la tabla B-6 del anexo B se muestran las tablas con los valores de todas las direcciones y carriles:

a) Capacidad: Para la dirección OE del carril central se halla la capacidad con la siguiente fórmula:

$$ci = si * \left(\frac{gi}{C}\right) = 2840 * \left(\frac{39}{73}\right) = 1517$$

b) Relación  $v/c$ : Para la dirección OE del carril central se halla la relación  $v/c$  con la siguiente fórmula:

$$Xi = \frac{vi}{ci} = \frac{928}{1517} = 0.612$$

Se necesita hallar la relación de flujo  $v/s$ :

La sumatoria del grupo de carriles críticos y tiempo perdido total por ciclo  $L$  se representan con:

$$Y_c = \sum \left(\frac{v}{s}\right)_{ci} = 0.81 + 0.795 = 1.605$$

$$L = 2 * tL = 2 * 4 = 8$$

Los grupos de carriles críticos son el carril izquierdo de la dirección OE y el carril central de la dirección NS.

$$X_c = \left(\frac{C}{C-L}\right) * \sum \left(\frac{v}{s}\right)_{ci} = \left(\frac{73}{73-8}\right) * 1.605 = 1.803$$

#### 2.2.1.5. Medidas de eficiencia:

Todos los cálculos que se desarrollan en esta sección son para la dirección OE para los carriles centrales y el carril izquierdo que son los usados en esta dirección. En la tabla B-7 del anexo B se muestran las tablas con los valores de todas las direcciones y carriles:

- a) Demoras: Para el cálculo de las demoras se usa la ecuación 8, donde se tiene que definir el valor de  $d_1$ ,  $PF$ ,  $d_2$  y  $d_3$ . Luego de esto se define en el caso del análisis, ya que de acuerdo al caso se definen algunos valores.

En este ejercicio se define el caso II para el carril izquierdo. Ya que no existe cola inicial  $Q_b = 0$ , el valor de  $X = 1.207$  es mayor a 1 y la duración de la demanda insatisfecha es igual a 0. Se define según la tabla 8 que  $d_3 = 0$ .

Para la dirección OE se define  $d_1$  con la ecuación 8 para el carril izquierdo:

$$d_1 = \frac{0.5 * 73 * \left(1 - \frac{39}{73}\right)^2}{1 - \left[1 * \frac{39}{73}\right]} = 17$$

El factor  $k$  tiene un valor de 0.5 ya que se trata de un semáforo de tiempo fijo.

Luego se halla el valor de  $PF$ , la proporción de vehículos que llegan en verde es igual a  $P = 0.53$  y el valor del ajuste suplementario por grupos vehiculares que llegan durante el verde calculado con la tabla 7 es  $f_{Pa} = 1$ .

$$PF = \frac{(1 - 0.53) * 1}{1 - \left(\frac{39}{73}\right)} = 1.01$$

Y finalmente se halla  $d_2$  con la siguiente ecuación donde  $T = 1$  hora,  $X = 1.207$ ,  $k = 0.5$ ,  $I = 1$  y  $c = 291$ .

$$d_2 = 900 * 1 * \left[ (1.207 - 1) + \sqrt{(1.207 - 1)^2 + \frac{8 * 0.5 * 1 * 1.207}{291 * 1}} \right]$$

$$d_2 = 406.54$$

Una vez obtenidos todos estos valores se aplica la ecuación:

$$d = d_1 (PF) + d_2 + d_3 = 17(1.01) + 406.54 + 0 = 423.7$$

- b) Niveles de servicio: Para los niveles de servicio en la dirección OE en cada carril clasificamos la demora calculada en la tabla 1 donde para el carril izquierdo corresponde a la letra F y para el carril central a la letra B.

Luego se hallan las demoras agregadas (ponderadas) para cada grupo de carriles con la siguiente ecuación y se clasifica el valor obtenido bajo el mismo procedimiento con la misma tabla:

$$dA = \frac{\Sigma(di * vi)}{\Sigma vi} = \frac{423.7 * 351 + 13.7 * 928}{351 + 928} = 126.2$$

Para el grupo de carril en esta dirección el nivel se clasifica en letra F.

Y por último el retraso en la intersección se calcula con la misma fórmula anterior y se clasifica de igual manera con la letra F.

$$dI = \frac{\Sigma(dA * vA)}{\Sigma vA} = \frac{126.2 * 1279 + 264.7 * 834 + 103.8 * 984 + 2246.7 * 1249}{1279 + 834 + 984 + 1249}$$

$$dI = 757.2$$

Por medio de este procedimiento se ve lo complejo y largo que puede llegar a ser el cálculo de las demoras y NDS sin la ayuda de alguna hoja de cálculo en Excel o algún software automatizado que agilice y facilite el cálculo. Por esa razón a partir de ahora para este cálculo en otros escenarios se usará únicamente el software Synchro 8.0 que automatiza el método.

## 2.2.2. Análisis de la capacidad y NDS actual con uso del software Synchro 8:

### 2.2.2.1. Dimensionamiento:

A continuación se analiza la intersección en su situación actual con el software de simulación. Primero se define el fondo con una foto satelital en planta de la zona del análisis tomada desde Google Earth Pro, aunque este paso no es necesario porque podemos trabajar sin tener una foto de fondo. Luego pasamos a definir la ubicación y dirección de las dos avenidas, azimut de  $93^\circ$  en la Av. Andrés Avelino Cáceres y  $187^\circ$  en la Av. Ramón Mujica como se aprecia en la figura 8. Estos ángulos los tomamos del Google Earth Pro tratando de hacer calzar las 2 avenidas para tener un mejor sentido de la ubicación para hacerla lo más realistas posibles.

**Figura 8:** Vista en Planta en Synchro 8.0



**Fuente:** Elaboración propia.

Se observa que no se consideran las pistas auxiliares en el análisis con el software de igual manera como lo hicimos con el análisis con HCM. Una de las razones de esto es que el software no permite agregar pistas auxiliares sin modificar toda la geometría y distribución de semáforos, convirtiendo la intersección en algo muy distinto a la realidad; es por esto que las pistas auxiliares fueron despreciadas nuevamente. Más adelante en el capítulo 5, en las conclusiones, se detallarán todas las razones por las cuales no se toman en cuenta estas pistas para los análisis para los 2 métodos empleados.

#### 2.2.2.2. Ajuste de demanda:

Se definen los siguientes datos de entrada a partir de los datos del análisis de tránsito con que se ha estado trabajando. Allí se definen la distribución del grupo de carriles para cada dirección como se aprecia más abajo, los volúmenes de tráfico son los ya definidos previamente, para el volumen de peatones se usa el valor por defecto de 400 peatones, el volumen de ciclistas es igual a cero, como factor de crecimiento se usa 1 por el momento, para los factores de vehículos



pesados se usan los datos del estudio de tránsito previo, no existen paradas de buses y el número de maniobras por parqueo se usa el valor por defecto igual a 16. Es importante definir el volumen de vehículos que giran a la izquierda que pasan por los carriles centrales, se considera que todos los vehículos que giran a la izquierda lo hacen por el carril izquierdo debido a esto compartimos el 0% del tráfico como se indica con color de letra rojo. Al definir todos estos valores de entrada el software calcula por si solo la tasa de flujo durante los 15 minutos más cargados y el porcentaje de la dirección tráfico que va en cada carril (izquierdo, central, derecho).

En la figura 9 se aprecian los datos de entrada y los cálculos correspondientes en la ventana del Synchro 8.

**Figura 9:** Ventana de ajustes de volumen.

VOLUME SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↶ ↷	↷	↶	↶ ↷	↷	↶	↶ ↷	↷	↶	↶ ↷	↷	↶
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Conflicting Peds. (#/hr)	400	—	400	400	—	400	400	—	400	400	—	400
Conflicting Bicycles (#/hr)	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0
Peak Hour Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Growth Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Heavy Vehicles (%)	0	2	0	35	2	0	0	0	1	0	0	2
Bus Blockages (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	12	0
Adj. Parking Lane?	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Parking Maneuvers (#/hr)	—	—	—	—	—	—	—	16	—	—	16	—
Traffic from mid-block (%)	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—
Link OD Volumes	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Adjusted Flow (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Traffic in shared lane (%)	0	—	—	0	—	—	0	—	—	—	—	—
Lane Group Flow (vph)	351	928	0	218	616	0	103	881	0	0	1249	0

Av. Andrés A. Cáceres & Av. Ramón Mujica [533 -234]

Fuente: Elaboración propia.

### 2.2.2.3. Ajuste de oferta:

Aquí se define la velocidad de la vía como 50 km/h ya que se trata de una avenida principal, los anchos de carriles están definidos en el estudio de tránsito previo pero para mayor precisión se buscó el plano en planta de la última obra realizada en esta zona en donde se encontraron otros valores diferentes a los del estudio previo pero más exactos. Debido a esto se toman los nuevos valores de acuerdo al plano a escala. El grado de pendiente se define como 0, el tipo de área es definido como urbana CBD, el flujo de saturación ideal se define como 1900 (veh/h/carril) los largos de los carriles exclusivos de giro a la izquierda son tomados del plano a escala, y no se define giro a la derecha en luz roja. El programa tiene un método de suposición para definir el factor de utilización de carril, pero al igual que con el método del HCM anterior se define este factor por sus valores por defecto propuesto por el mismo HCM. Con todo esto definido el

programa calcula los factores y el flujo de saturación del grupo de carriles como se ve en la figura 10.

**Figura 10:** Ventana de ajustes de carril.

LANE SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	537	19	103	745	136	103	843	303
Street Name	Av. Andrés A. Cáceres						Av. Ramón Mujica					
Link Distance (m)	—	531.5	—	—	388.5	—	—	188.3	—	—	232.5	—
Links Speed (km/h)	—	50	—	—	50	—	—	50	—	—	50	—
Set Arterial Name and Speed	—	EB	—	—	WB	—	—	NB	—	—	SB	—
Travel Time (s)	—	38.3	—	—	28.0	—	—	13.6	—	—	16.7	—
Ideal Satd. Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.2	3.0	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
Grade (%)	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—
Area Type CBD	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	22.0	—	0.0	13.4	—	0.0	0.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	1	—	—	—	—	—
Right Turn Channelized	—	—	None	—	—	None	—	—	None	—	—	None
Curb Radius (m)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Add Lanes (#)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Lane Utilization 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
Right Turn Factor	1.000	0.971	—	1.000	0.995	—	1.000	0.977	—	—	0.964	—
Left Turn Factor (prot)	0.950	1.000	—	0.950	1.000	—	0.950	1.000	—	—	0.996	—
Saturated Flow Rate (prot)	1516	2835	—	1123	3009	—	1516	2560	—	—	2434	—
Left Turn Factor (perm)	0.381	1.000	—	0.239	1.000	—	0.154	1.000	—	—	0.642	—
Right Ped Bike Factor	1.000	0.956	—	1.000	0.993	—	1.000	0.952	—	—	0.924	—
Left Ped Factor	0.909	1.000	—	0.945	1.000	—	0.970	1.000	—	—	0.994	—
Saturated Flow Rate (perm)	553	2835	—	267	3009	—	238	2560	—	—	1560	—
Right Turn on Red?	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>
Saturated Flow Rate (RTOR)	0	0	—	0	0	—	0	0	—	—	0	—
Link Is Hidden	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—
Hide Name in Node Title	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—

**Fuente:** Elaboración propia.

A continuación se definen algunos parámetros para la simulación y la perfecta coordinación de la forma geométrica de la pista en el terreno para su mayor precisión a la hora del análisis. Guiándose de los planos en planta se logra hacer calzar aproximadamente de una manera correcta la forma geométrica actual en el modelo analizado. En la figura 11 se muestra la ventana de ajustes de simulación con dichos valores.

**Figura 11:** Ventana de ajustes de simulación.

SIMULATION SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↔	↔		↔	↔		↔	↔			↔	↔
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	537	19	103	745	136	103	843	303
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	22.0	—	0.0	13.4	—	0.0	0.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	1	—	—	—	—	—
Taper Length (m)	20.3	—	—	18.7	—	—	15.2	—	—	—	—	—
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.2	3.0	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
Enter Blocked Intersection	Yes	Yes	No	Yes	Yes	No	Yes	Yes	No	Yes	Yes	No
Median Width (m)	—	9.0	—	—	6.5	—	—	6.5	—	—	6.5	—
Link Offset (m)	—	3.5	—	—	-3.2	—	—	1.2	—	—	-3.1	—
Crosswalk Width (m)	—	8.0	—	—	10.0	—	—	15.0	—	—	20.0	—
TWLTL Median	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—
Headway Factor	1.25	1.21	1.25	1.25	1.21	1.21	1.25	1.40	1.21	1.21	1.40	1.21
Turning Speed (km/h)	25	—	25	25	—	25	25	—	25	25	—	25
Mandatory Distance (m)	—	97.3	—	—	97.3	—	—	97.3	—	—	97.3	—
Positioning Distance (m)	—	416.7	—	—	416.7	—	—	416.7	—	—	416.7	—
Mandatory Distance 2 (m)	—	277.8	—	—	277.8	—	—	277.8	—	—	277.8	—
Positioning Distance 2 (m)	—	555.6	—	—	555.6	—	—	555.6	—	—	555.6	—

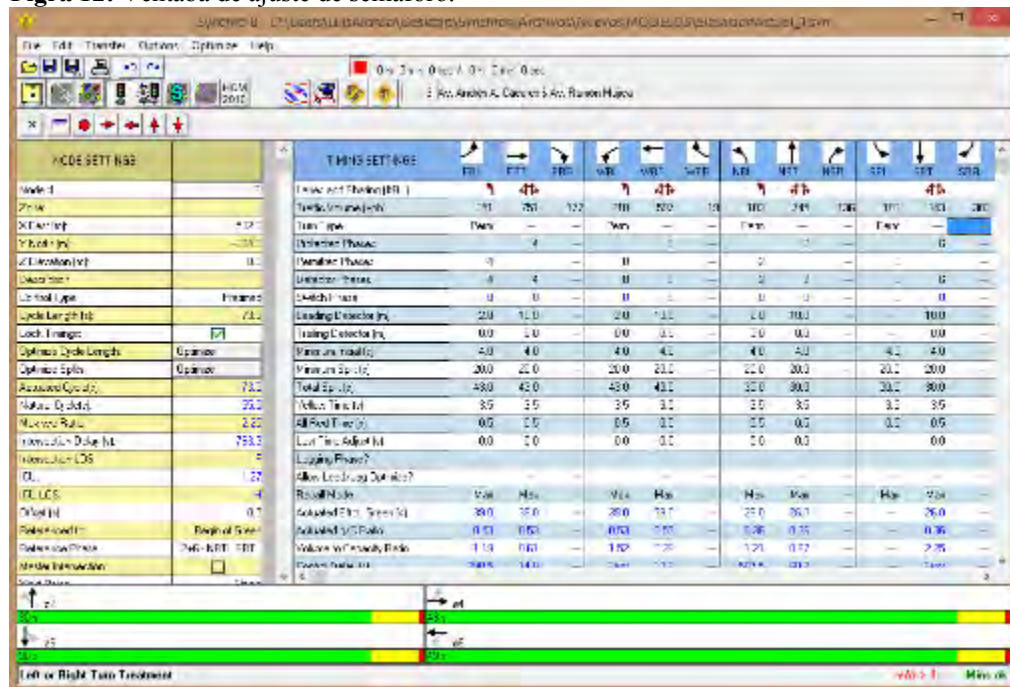
Av. Andrés A. Cáceres & Av. Ramón Mujica (533 -234)

Fuente: Elaboración propia.

#### 2.2.2.4. Determinación de capacidad:

Aquí se toman los datos del tipo de semáforos definidos previamente así como sus respectivos tiempos de luz verde, ámbar y roja. Obteniéndose la relación de  $v/c$  como se muestra en el cuadro de la izquierda de color marrón en la ventana de abajo. En este caso no se utiliza la opción de optimizar del software ya que se tienen los datos previos del tiempo de verde y ámbar. El software calcula por sí solo la capacidad de la intersección según los datos ingresados. En la figura 12 se aprecia la capacidad calculada automáticamente.

Figra 12: Ventana de ajuste de semaforo.

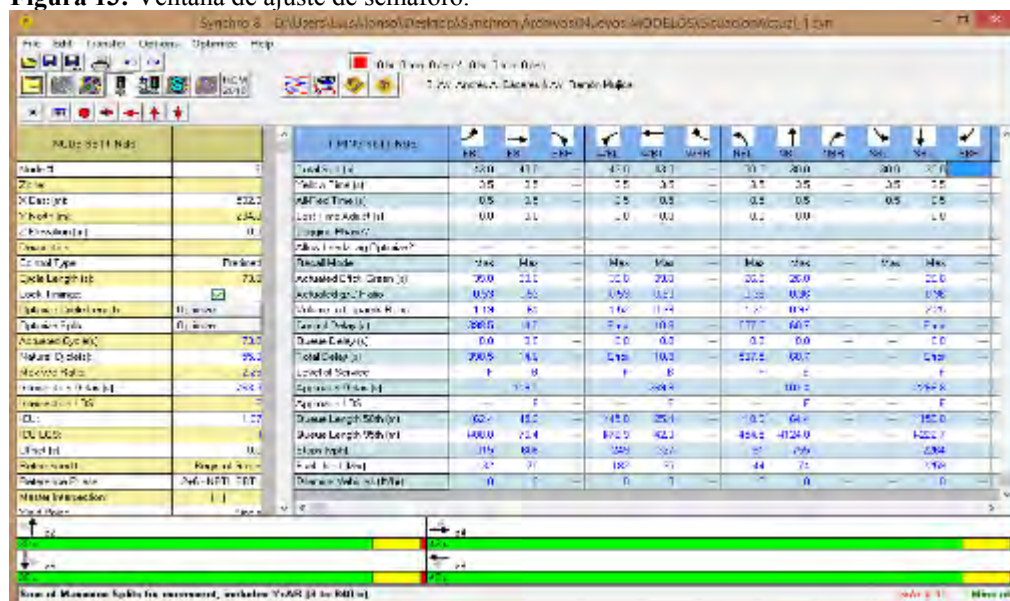


Fuente: Elaboración propia.

2.2.2.5. Medidas de eficiencia: NDS y demoras.

En la misma ventana usada para calcular la capacidad y la relación v/c se calcula las demoras y los NDS. Descendiendo en la ventana se puede apreciar las demoras y los NDS para cada carril por separado, y en el recuadro marrón de la izquierda se aprecia de igual manera la demora y NDS de toda la intersección calculada automáticamente por el software. En la figura 13 se aprecian dichos cálculos.

Figura 13: Ventana de ajuste de semáforo.



Fuente: Elaboración propia.

En el recuadro de colores de debajo de la foto 13 se puede apreciar un diagrama de las fases, tiempos y direcciones de movimiento ordenados cronológicamente según van ocurriendo.

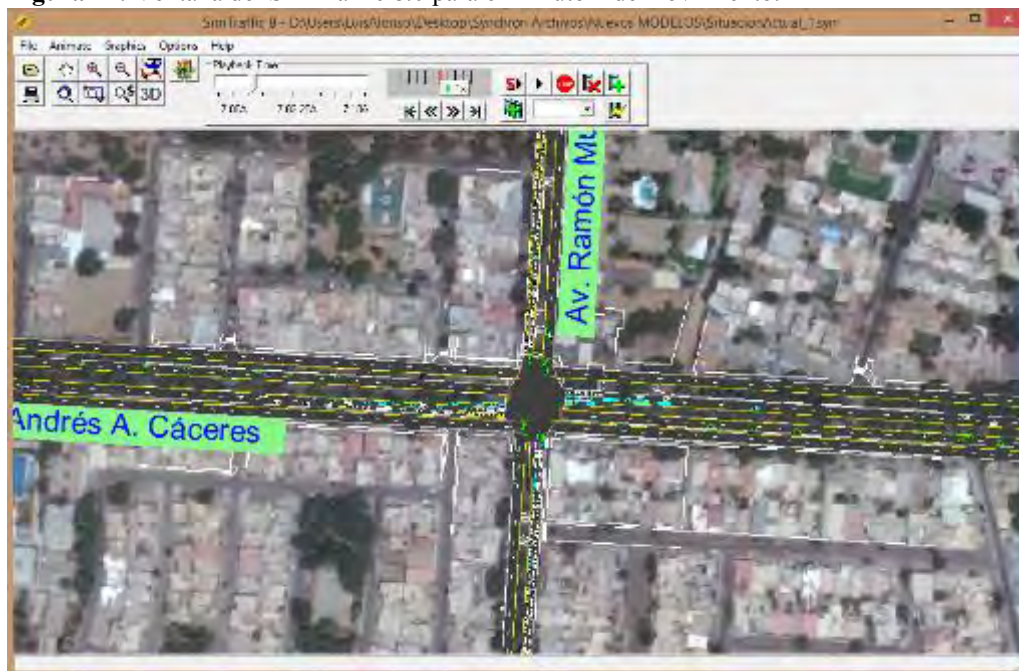
#### 2.2.2.6. Simulación:

En esta parte se le da clic el botón que nos lleva al SimTraffic 8.0. y exportar automáticamente el trabajo al otro software y presionando a continuación el botón de “play” se simula el movimiento visto desde arriba de la intersección. En la figura 14 se aprecia el minuto 2 del movimiento, como se van llenando la fila de vehículos y como se congestiona lentamente la intersección.

En la figura 15 se aprecia el minuto 8 del movimiento y se ve como claramente la Av. Ramón Mujica esta totalmente congestionada junto con la Av. Andrés A. Cáceres en dirección OE.

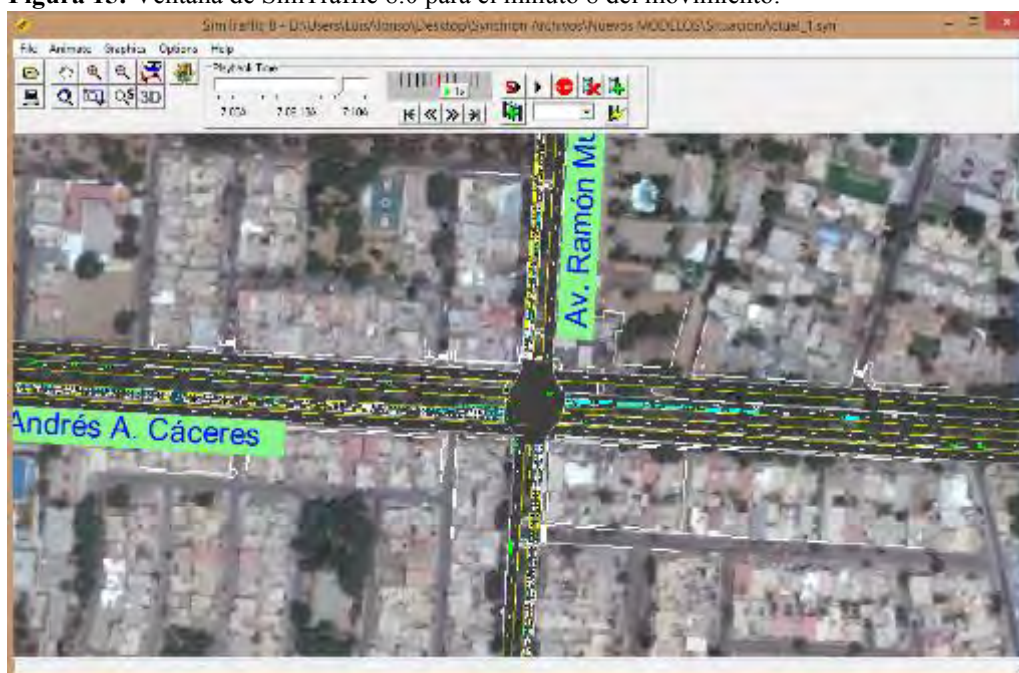
En el Anexo C encontramos fotos del modelamiento en 3D realizado por el 3DViewer8.

**Figura 14:** Ventana del SimTraffic 8.0 para el minuto 2 de movimiento.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 15:** Ventana de SimTraffic 8.0 para el minuto 8 del movimiento.



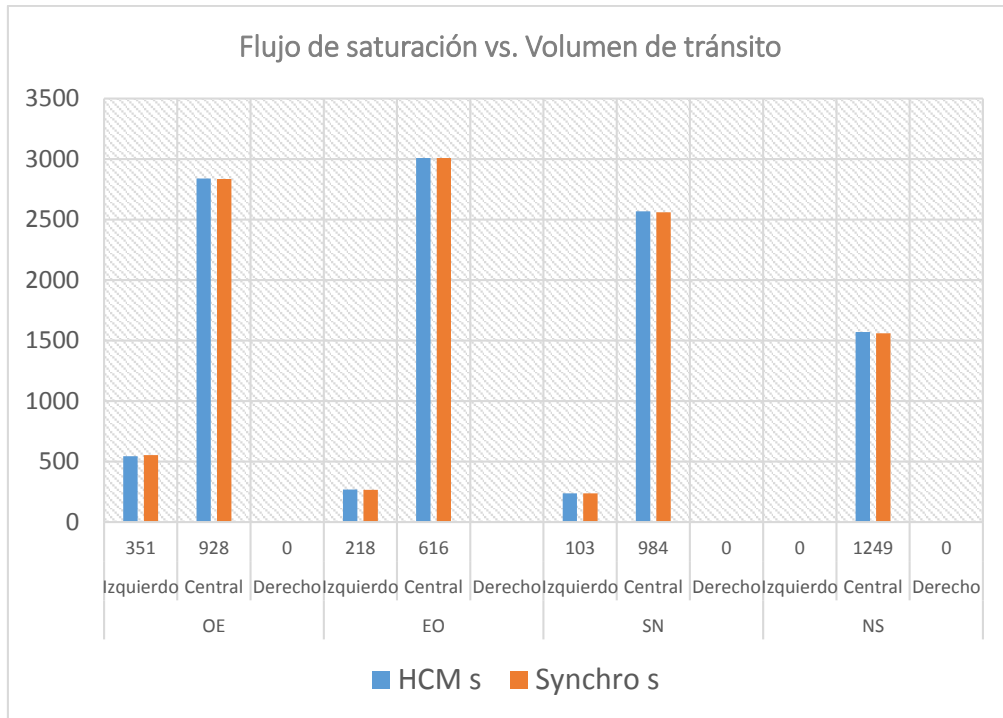
**Fuente:** Elaboración propia.

### 2.2.3. Comparación de metodología HCM y Synchro 8.0:

Ahora toca comparar los resultados obtenidos con la metodología HCM y por el software de simulación Synchro 8.0. Se toman los parámetros más representativos de los distintos análisis y luego compararlos en un cuadro representativo. Los parámetros usados serán: tasa de flujo de saturación ( $s$ ), relación  $v/c$ , demoras por control ( $d$ ) y niveles de servicio (NDS).

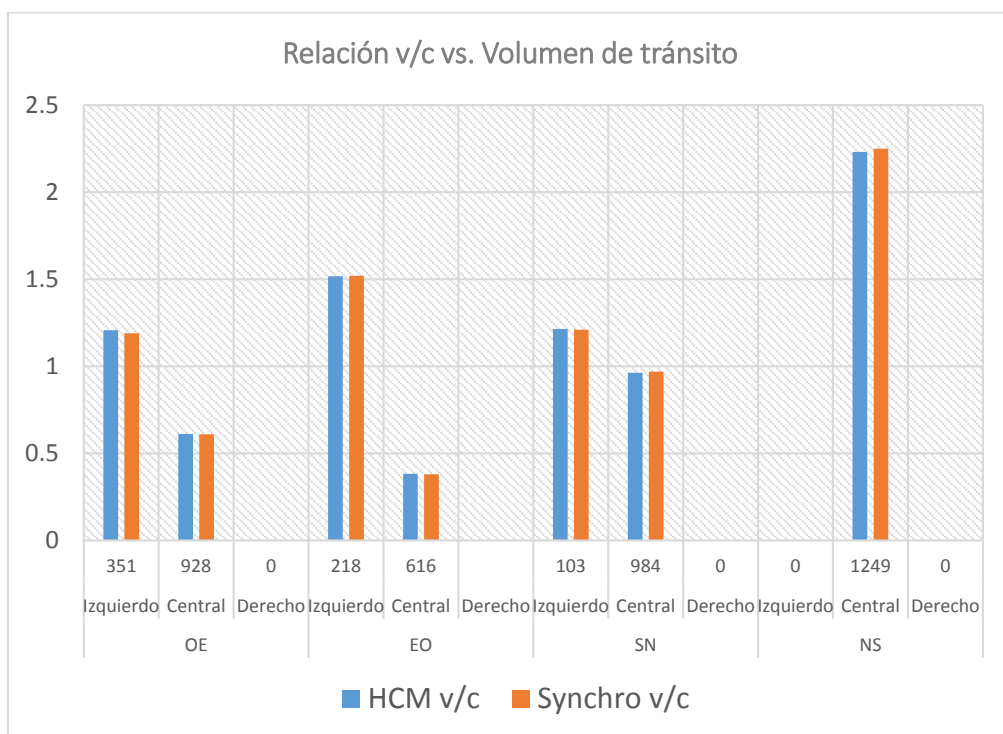
En el diagrama del flujo de saturación contra los volúmenes de cada dirección para cada carril de tránsito (ver figura 16) se aprecia que los valores son muy cercanos y casi se podría decir que no varían; dándose por ejemplo para la dirección OE en el carril central un valor de  $s = 2840.1$  (veh/h) usando el HCM y un valor de  $s = 2835$  (veh/h) calculado por el Synchro 8.0.

De igual manera para la relación  $v/c$  contra los volúmenes de tránsito (ver figura 17) se aprecia que los valores son cercanos variando muy poco. Por ejemplo para la dirección OE en el carril central se tiene una relación  $v/c = 0.6116$  usando el HCM y  $v/c = 0.61$  con el Synchro 8.0. Para la demora total (ver figura 18) pasará también lo mismo que las comparaciones anteriores, viendo como el valor de la demora en la dirección del carril central es  $d = 13.73$  (seg) con el HCM y  $d = 14$  (seg) con el Synchro 8.0.



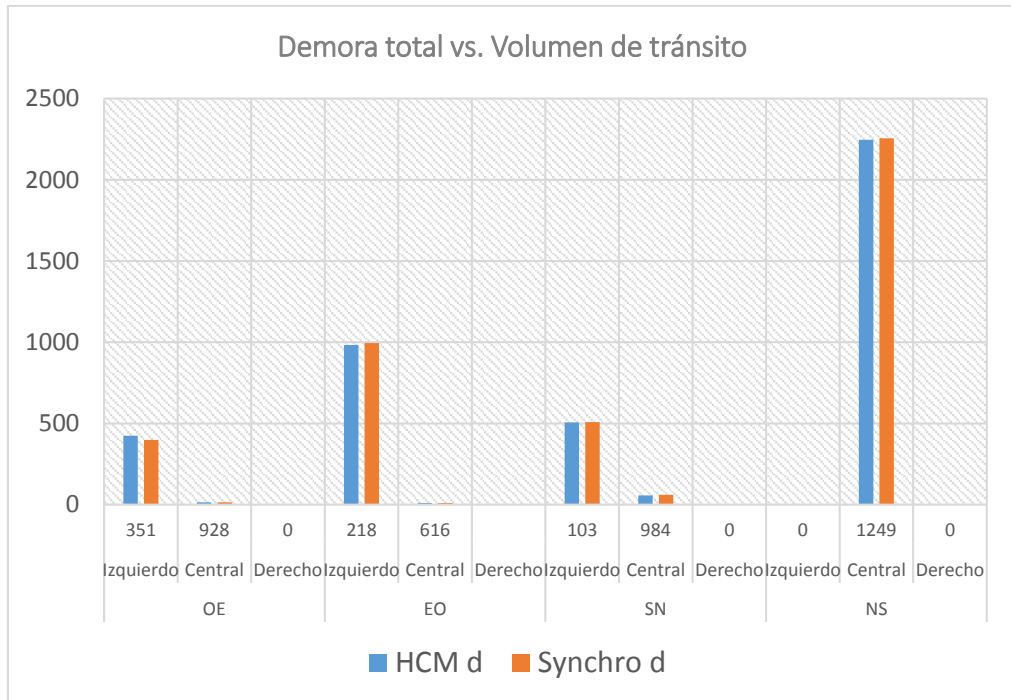
**Figura 16:** Diagrama de flujo de saturación contra los volúmenes de cada dirección para cada carril del tránsito.

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 17:** Diagrama de la relación v/c contra los volúmenes de cada dirección para cada carril del tránsito.

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 18:** Diagrama de la demora total contra los volúmenes de cada dirección para cada carril del tránsito.

**Fuente:** Elaboración propia.

En la tabla 16 se observa que los NDS de los dos métodos salen en los mismos rangos siendo los mismos en todos los carriles.

**Tabla 16:** NDS para para método de análisis.

Direcciones	OE			EO			SN			NS		
Volumen de tránsito*	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
	351	928	0	218	597	19	103	984	0	0	1249	0
<b>HCM NDS</b>	<i>F</i>	<i>B</i>	-	<i>F</i>	<i>B</i>	-	<i>F</i>	<i>E</i>	-	-	<i>F</i>	-
<b>Synchro NDS</b>	<i>F</i>	<i>B</i>	-	<i>F</i>	<i>B</i>	-	<i>F</i>	<i>E</i>	-	-	<i>F</i>	-

\*Las letras I, C y D representan la ubicación de los carriles izquierdo, central y derecho respectivamente.

**Fuente:** Elaboración propia.

Al observar que todos estos parámetros comparados resultaron con valores muy cercanos se puede decir que el Synchro 8.0 sí es un método relativamente confiable y rápido de utilizarse.



### **Capítulo 3: Alternativa de solución a partir del análisis de capacidad y NDS con Synchro 8.0**

A lo largo de este capítulo se propondrán distintas alternativas de solución para el congestionamiento de la intersección tratada analizando desde un diseño de intercambio a nivel o una glorieta hasta la diseño de un paso a desnivel. Todas las propuestas serán analizadas y simuladas con el Synchro 8.0, el SimTraffic 8.0 y 3DViewer 8.0 (los 2 últimos software son complementarios del Synchro 8.0).

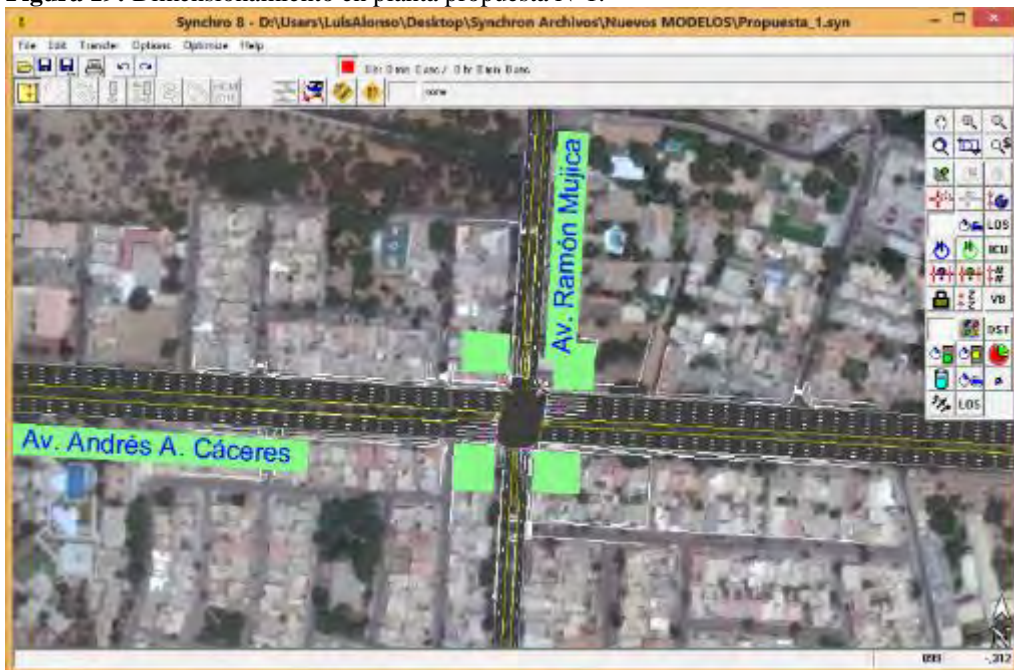
Se comentará que parámetros se tomaron en cuenta para proponer cada una de las siguientes alternativas detallando las ventajas y desventajas para cada diseño. Y finalmente se elegirá la alternativa que mejor se adapte a la intersección pensando en un largo plazo.

#### **3.1. Propuesta N°1: Intercambio con semáforo sin modificar la berma central:**

### 3.1.1. Dimensionamiento:

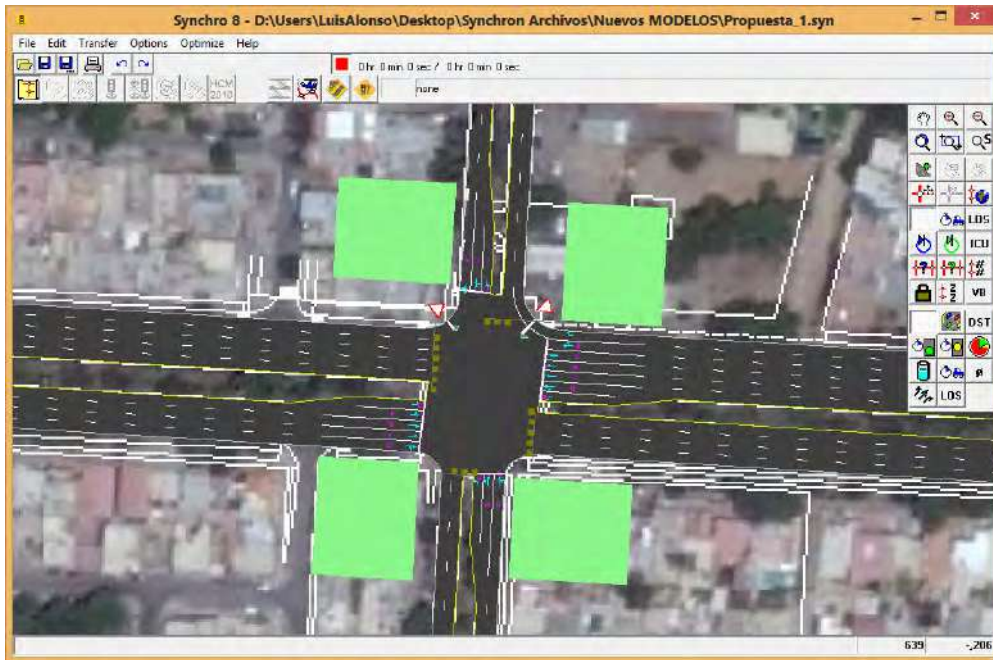
Lo primero que se hace es definir el fondo con la foto satelital en planta que se tiene anteriormente. Una vez ya definido se dibuja la intersección de las avenidas con el mismo azimut para cada una,  $93^\circ$  en la Av. Andrés A. Cáceres y  $187^\circ$  en la Av. Ramón Mujica. En este caso lo que se hizo fue tratar de conservar las islas centrales ya existentes en cada uno de las avenidas. Como se puede apreciar ninguna de estas islas fue modificada, tratando de realizar el menor trabajo posible. En las figuras 19 y 20 se puede apreciar con detalle esto. Con estos ajustes se obtuvieron 5 carriles en la dirección OE, 7 carriles en la EO, 3 en NS y 3 en SN.

**Figura 19:** Dimensionamiento en planta propuesta N°1.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 20:** Dimensionamiento en planta propuesta N°1.



Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.2. Ajuste de demanda:

Los datos de entrada serán los mismos de todo el informe, solamente se cambian los datos geométricos que se proponen, y para esta propuesta en la ventana de ajustes de demanda se agregará presencia de parqueo en todas direcciones ya que al tomar los carriles auxiliares ya no se podrán usar como estacionamiento fijo, al estar los carriles centrales y los auxiliares unidos trabajarán juntos ahora teniendo maniobras de parqueo en el flujo de vehículos en esas direcciones. Se usará de igual manera un valor por defecto de 16 maniobras por hora como se aprecia en la figura 21.

Figura 21: Ventana de ajustes de demanda propuesta N°1.

VOLUME SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Conflicting Peds. (#/hr)	400	—	400	400	—	400	400	—	400	400	—	400
Conflicting Bicycles (#/hr)	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0
Peak Hour Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Growth Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Heavy Vehicles (%)	0	2	0	35	2	0	0	0	1	0	0	2
Bus Blockages (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Adj. Parking Lane?	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Parking Maneuvers (#/hr)	—	16	—	—	16	—	—	16	—	—	16	—
Traffic from mid-block (%)	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—
Link OD Volumes	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Adjusted Flow (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Traffic in shared lane (%)	45	—	—	50	—	—	10	—	—	10	—	—
Lane Group Flow (vph)	193	1086	0	109	708	17	93	891	0	93	1156	0
Percentage of traffic from mid-block driveways (0% to 100%)												

Fuente: Elaboración propia.

**Figura 22:** Ventana de ajuste de carril para propuesta N°1.

LANE SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	← ← ←			← ← ←			← ← ←			← ← ←		
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Street Name	Av. Andrés A. Cáceres						Av. Ramón Mujica					
Link Distance (m)	533.5			385.0			182.9			233.6		
Links Speed (km/h)	50			50			50			50		
Set Arterial Name and Speed	EB			WB			NB			SB		
Travel Time (s)	38.4			27.7			13.2			16.8		
Ideal Satd. Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.2	3.0	3.2	3.2
Grade (%)	0			0			0			0		
Area Type CBD	<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>		
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	22.0	—	0.0	20.0	—	0.0	20.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	1	—	—	1	—	—
Right Turn Channelized	—	—	None	—	—	Yield	—	—	None	—	—	Yield
Curb Radius (m)	—	—	—	—	—	12.0	—	—	—	—	—	10.0
Add Lanes (#)	—	—	—	—	—	0	—	—	—	—	—	0
Lane Utilization Factor	0.81	0.81	0.86	0.76	0.71	0.76	0.91	0.91	0.95	0.91	0.91	0.95
Right Turn Factor	1.000	0.976	—	1.000	1.000	0.850	1.000	0.977	—	1.000	0.961	—
Left Turn Factor (prot)	0.950	0.993	—	0.950	0.992	1.000	0.950	0.999	—	0.950	1.000	—
Saturated Flow Rate (prot)	1228	4534	—	854	5175	1031	1380	2485	—	1380	2330	—
Left Turn Factor (perm)	0.236	0.737	—	0.250	0.802	1.000	0.128	0.942	—	0.221	0.948	—
Right Ped Bike Factor	1.000	0.938	—	1.000	0.999	0.621	1.000	0.942	—	1.000	0.901	—
Left Ped Factor	0.879	0.982	—	0.942	0.991	1.000	1.000	1.000	—	0.932	0.999	—
Saturated Flow Rate (perm)	268	3306	—	212	4146	640	186	2343	—	299	2207	—
Right Turn on Red?	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>
Saturated Flow Rate (RTOR)	0	0	—	0	0	0	0	0	—	0	0	—
Link Is Hidden	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—
Street Name												

**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.1.3. Ajuste de oferta:

La velocidad de la vía se define como 50 km/h, los nuevos anchos de los carriles serán de 3 m para carriles de giros exclusivos y 3.2 m para carriles centrales. El grado de pendiente se define como 0, el tipo de área es definido como urbana CBD, el flujo de saturación ideal se define como 1900 (veh/h/carril), la longitud de almacenamiento de los carriles exclusivos de giro a la izquierda son tomados del diseño ya existente, se define el giro controlado a la derecha en luz roja para la dirección EO con un radio de curvatura de 12° y para la dirección NS un radio de 10°. Con todo esto definido el programa calcula los factores y el flujo de saturación del grupo de carriles (Ver figura 22).

En la siguiente ventana se definen algunos parámetros para la simulación para darle mayor realismo. Los valores dados a la longitud cónica son 20.3 m, 18.7 m, 20 m y 20 m para las direcciones OE, EO, SN y NS respectivamente. Guiándose de los planos se hace calar los bordes interiores con las islas centrales. En la figura 23 se aprecian estos valores.

**Figura 23:** Ventana de ajuste de simulación para propuesta N°1.

SIMULATION SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘	↖ ↗ ↘
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	22.0	—	0.0	20.0	—	0.0	20.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	1	—	—	1	—	—
Taper Length (m)	20.3	—	—	18.7	—	—	20.0	—	—	20.0	—	—
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.2	3.0	3.2	3.2
Enter Blocked Intersection	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Median Width (m)	—	9.0	—	—	6.5	—	—	6.5	—	—	6.5	—
Link Offset (m)	—	1.0	—	—	-0.8	—	—	-1.4	—	—	-1.0	—
Crosswalk Width (m)	—	7.0	—	—	8.0	—	—	6.0	—	—	12.0	—
TwLTL Median	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—
Headway Factor	1.25	1.28	1.25	1.25	1.27	1.25	1.25	1.36	1.21	1.25	1.36	1.21
Turning Speed (km/h)	25	—	15	25	—	15	25	—	15	25	—	15
Mandatory Distance (m)	—	120.0	—	—	120.0	—	—	120.0	—	—	120.0	—
Positioning Distance (m)	—	416.7	—	—	416.7	—	—	416.7	—	—	416.7	—
Mandatory Distance 2 (m)	—	277.8	—	—	277.8	—	—	277.8	—	—	277.8	—
Positioning Distance 2 (m)	—	555.6	—	—	555.6	—	—	555.6	—	—	555.6	—

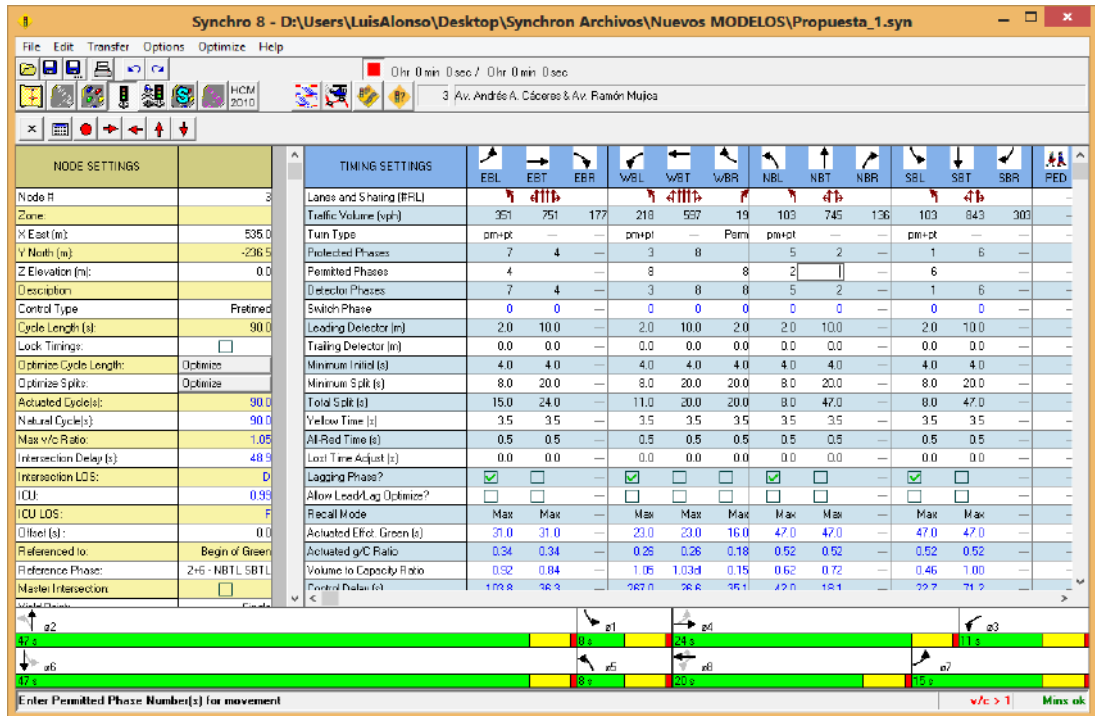
Storage length for turning bay, in meters

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.4. Determinación de capacidad:

Aquí en esta sección se tiene que definir qué tipo de semáforo vamos a usar; y cuantas fases y qué tipo de fases va a tener la intersección. Se elige un semáforo pre-programado y se definen las 8 fases. Todos los giros a la izquierda serán primero permitidos y luego finalizada esta fase tendrán un breve periodo de fase protegida para el giro. Los giros a la derecha sí serán todos controlados según el piloto del vehículo a excepción del giro de la dirección EO que será permitido controlado por el semáforo (Ver figura 24).

Figura 24: Ventana de ajuste de semáforo para propuesta N°1.



Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.5. Medidas de eficiencia: NDS y demoras:

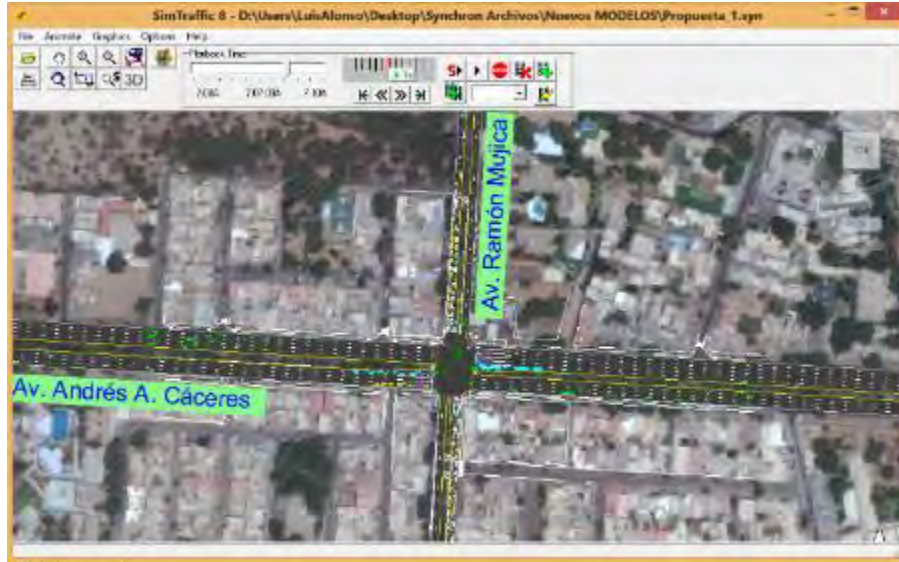
En la misma ventana usada para calcular la capacidad y la relación v/c se calcula las demoras y los NDS. Descendiendo en la ventana se puede apreciar las demoras y los NDS para cada carril por separado, y en el recuadro marrón de la izquierda se aprecia de igual manera la demora y NDS de letra C para toda la intersección calculada automáticamente por el software.

Abajo se aprecia el diagrama de las fases, tiempos y direcciones de movimiento ordenados cronológicamente (Ver figura 25).



la Av. Andrés A. Cáceres en donde se ha solucionado parcialmente el problema del congestionamiento aunque aún se observan colas para los vehículos que van a realizar un giro a la izquierda.

**Figura 27:** Ventana de SimTraffic 8.0 para el minuto 8 del movimiento.



**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.1.7. Ventajas y desventajas:

#### a) Ventajas:

- Una clara ventaja de esta alternativa es que sí se logra mejorar el NDS desde un nivel F que era la situación actual a un nivel D que es la situación propuesta.
- La Av. Ramón Mugica junto con su prolongación la Av. Country no son modificadas, su geometría se mantiene exactamente igual más que para algunos trabajos de mantenimiento menores.
- En toda la Av. Andrés A. Cáceres solamente se modifican las islas que separaban los carriles centrales de los auxiliares, manteniendo la geometría actual de las medianas centrales.

#### b) Desventajas:

- Una desventaja clara es que si bien se logra solucionar parcialmente el congestionamiento, esto funcionará al corto plazo y a futuro se volverá a generar los mismos problemas de congestión ya que el parque vehicular aumenta con el tiempo.
- Otro factor no favorable es para los peatones que tendrán que cruzar grandes distancias sin tener islas de descanso o protección, haciendo peligroso su desplazamiento ya que en nuestra ciudad no hay una buena costumbre de los peatones a esperar su turno para cruzar y cruzan cuando creen no hay vehículos aproximándose por la vía.



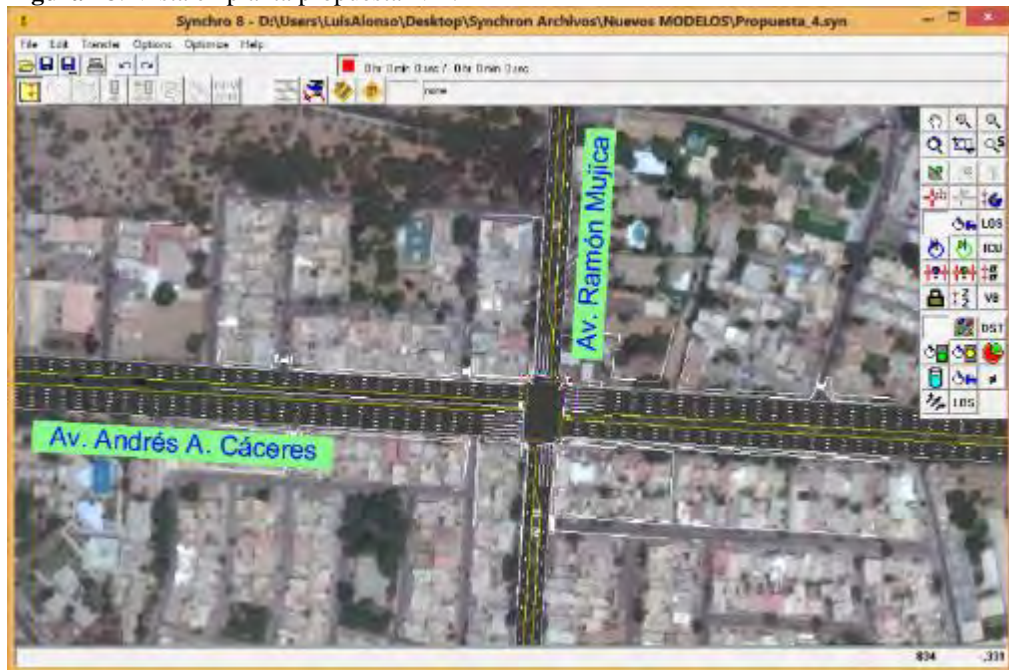
- La diferencia de niveles en algunas zonas harán difícil juntar todos los carriles sin disponer de una mediana separadora que separe lo niveles sin la necesidad de tener pendientes muy prolongadas para los costados.

### 3.2. Propuesta N°2: Intercambio con semáforo modificando la berma central:

#### 3.2.1. Dimensionamiento:

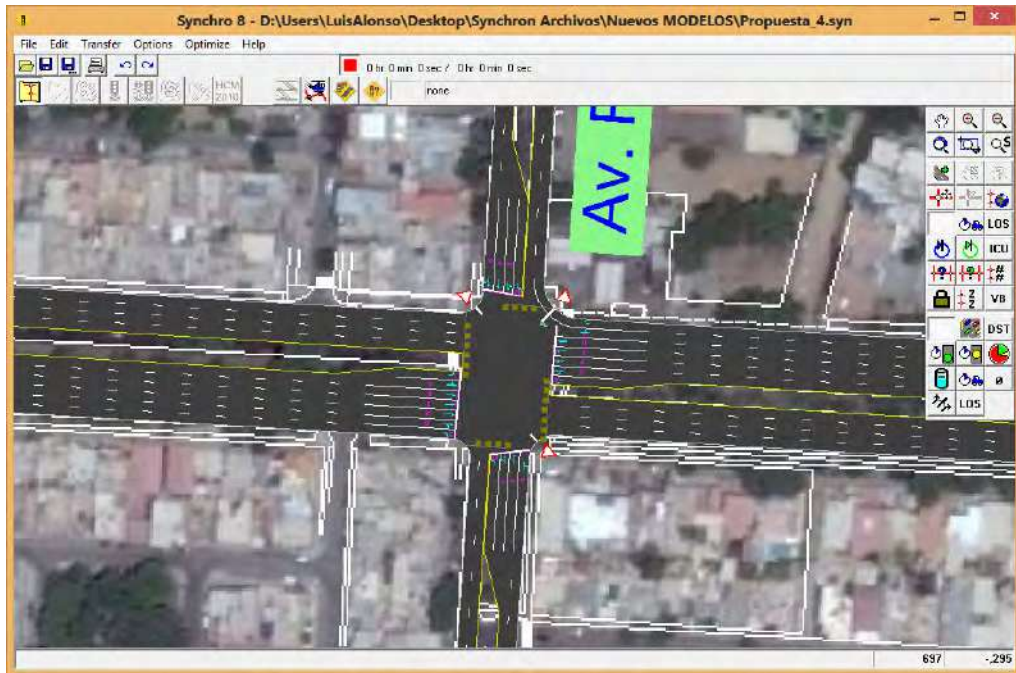
En este caso lo que se hizo fue tratar de tener una simetría entre las 4 ramas de la intersección y algunos tramos sí conservarlos igual. Como se puede apreciar solamente en la rama derecha de la Av. Andrés A. Cáceres se trató de conservar la geometría actual de la isla. En cambio en las demás avenidas sí se tuvo que ampliar varios carriles y construir una nueva isla más proporcional con la isla de la dirección opuesta. En las figuras 28 y 29 se puede apreciar con detalle esto. Con estos ajustes se obtienen 7 carriles en la dirección OE, 7 carriles en la EO, 4 en NS y 4 en SN.

**Figura 28:** Vista en planta propuesta N°2.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 29:** Vista en planta propuesta N°2.



Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.2. Ajuste de demanda:

Los datos de entrada serán los mismos de todo el informe, solamente varían los datos geométricos propuestos y para esta propuesta en la ventana de ajustes de demanda se agrega la presencia de parqueo en todas las direcciones ya que al tomar los carriles auxiliares ya no se podrán usar como estacionamiento fijo, al estar los carriles centrales y los auxiliares unidos, trabajarán juntos ahora teniendo maniobras de parqueo en el flujo de vehículos en esas direcciones. Se usará de igual manera un valor por defecto de 16 maniobras por hora como se aprecia en la figura 30.

Figura 30: Ventana de ajustes de volumen propuesta N°2.

VOLUME SETTINGS	EBL	EDT	EBR	wEL	wBT	wER	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Shading (IFRL)	EBL	EDT	EBR	wEL	wBT	wER	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Conflicting Peds. (#/hr)	400	—	400	400	—	400	400	—	400	400	—	400
Conflicting Bicycles (#/hr)	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0
Peak Hour Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Growth Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Heavy Vehicles (%)	0	2	0	35	2	0	0	0	1	0	0	2
Bus Blockages (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Adj. Parking Lane?	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Parking Maneuvers (#/hr)	—	16	—	—	16	—	—	16	—	—	16	—
Traffic from mid-block (%)	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—
Link OD Volumes	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Adjusted Flow (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Traffic in shared lane (%)	50	—	10	50	—	10	10	—	—	10	—	—
Lane Group Flow (vph)	175	945	153	103	708	17	93	891	0	93	1156	0

Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.3. Ajuste de oferta:

La velocidad de la vía se definió como 50 km/h, los nuevos anchos de los carriles serán de 3 m para carriles de giros exclusivos y 3.2 m para carriles centrales. El grado de pendiente se define como 0; el tipo de área es definido como urbana CBD; el flujo de saturación ideal se define como 1900 (veh/h/carril); la longitud de almacenamiento de los 2 carriles exclusivos de giro a la izquierda es 30 m para las direcciones NS y SN, y, 20 y 22 m para el carril de las direcciones OE y EO respectivamente; se define un giro controlado a la derecha en luz roja para la dirección EO con un radio de curvatura de 12° y para la dirección NS un radio de 8°. Con todo esto definido el programa calcula los factores y el flujo de saturación del grupo de carriles (Ver figura 31).

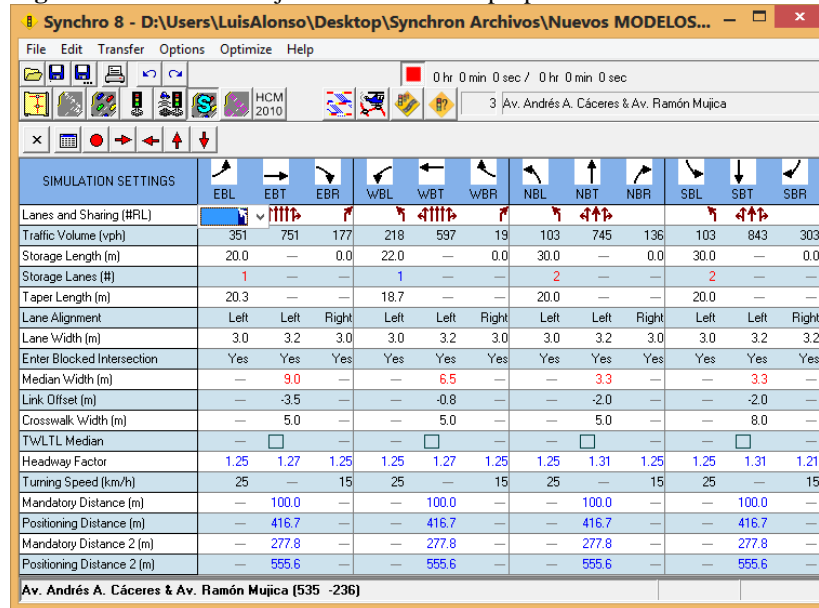
En la siguiente ventana se definen algunos parámetros para la simulación para darle mayor realismo. Los valores dados a la longitud cónica son 20.3 m, 18.7 m, 20 m y 20 m para las direcciones OE, EO, SN y NS respectivamente. Guiándose de los planos hicimos calar los bordes exteriores. En la figura 32 se aprecian estos valores.

**Figura 31:** Ventana de ajuste de carril propuesta N°2.

LANE SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↑↑↑			↑↑↑			↑↑↑			↑↑↑		
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Street Name	Av. Andrés A. Cáceres						Av. Ramón Mujica					
Link Distance (m)	533.5			395.0			182.9			233.6		
Links Speed (km/h)	50			50			50			50		
Set Arterial Name and Speed	EB			WB			NB			SB		
Travel Time (s)	38.4			27.7			13.2			16.8		
Ideal Satd. Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.2
Grade (%)	0			0			0			0		
Area Type CBD	<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>		
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	22.0	—	0.0	30.0	—	0.0	30.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	2	—	—	2	—	—
Right Turn Channelized	—	—	None	—	—	Yield	—	—	Yield	—	—	Yield
Curb Radius (m)	—	—	—	—	—	12.0	—	—	8.0	—	—	8.0
Add Lanes (#)	—			0			0			0		
Lane Utilization Factor	0.76	0.71	0.76	0.76	0.71	0.76	0.86	0.86	0.91	0.86	0.86	0.91
Right Turn Factor	1.000	0.997	0.850	1.000	1.000	0.850	1.000	0.977	—	1.000	0.961	—
Left Turn Factor (prot)	0.950	0.991	1.000	0.950	0.992	1.000	0.950	0.999	—	0.950	1.000	—
Saturated Flow Rate (prot)	1152	5401	1031	854	5175	1031	1304	3651	—	1304	3433	—
Left Turn Factor (perm)	0.263	0.785	1.000	0.250	0.791	1.000	0.148	0.928	—	0.224	0.934	—
Right Ped Bike Factor	1.000	0.993	0.643	1.000	0.999	0.643	1.000	0.945	—	1.000	0.906	—
Left Ped Factor	0.879	0.977	1.000	0.916	0.987	1.000	0.951	0.999	—	0.918	0.999	—
Saturated Flow Rate (perm)	280	4182	662	206	4073	662	193	3390	—	282	3205	—
Right Turn on Red?	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>
Saturated Flow Rate (RTOR)	0	0	0	0	1	12	0	0	—	0	59	—
Link Is Hidden	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>		

Fuente: Elaboración propia.

**Figura 32:** Ventana de ajuste de simulación propuesta N°2.

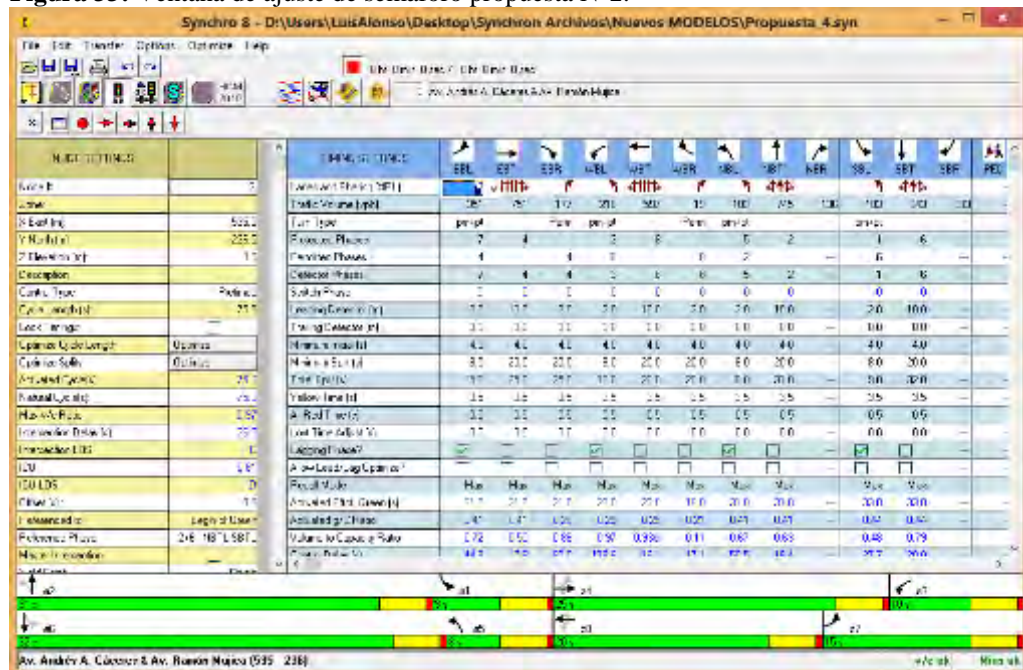


Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.4. Determinación de capacidad:

Aquí en esta sección se definirá qué tipo de semáforo se va a usar; y cuantas fases y el tipo de fases que tendrá la intersección. Se elige un semáforo pre-programado y se definen las 8 fases. Todos los giros a la izquierda serán primero permitidos y luego finalizada esta fase tendrán un breve periodo de fase protegida para el giro. Los giros a la derecha sí serán todos permitidos por la fase (Ver figura 33).

**Figura 33:** Ventana de ajuste de semáforo propuesta N°2.



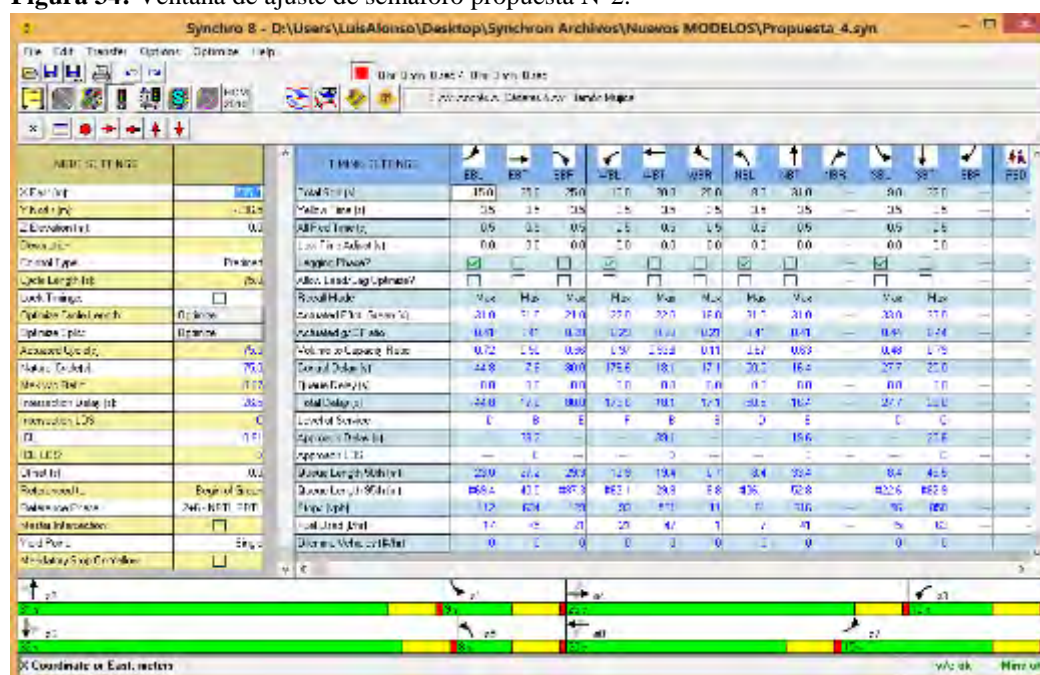
Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.5. Medidas de eficiencia: NDS y demoras:

En la misma ventana usada para calcular la capacidad y la relación v/c se calcula las demoras y los NDS. Descendiendo en la ventana se puede apreciar las demoras y los NDS para cada carril por separado, y en el recuadro marrón de la izquierda se aprecia de igual manera la demora y NDS de letra C para toda la intersección calculada automáticamente por el software.

Abajo se aprecia el diagrama de las fases, tiempos y direcciones de movimiento ordenados cronológicamente (Ver figura 34).

**Figura 34:** Ventana de ajuste de semáforo propuesta N°2.

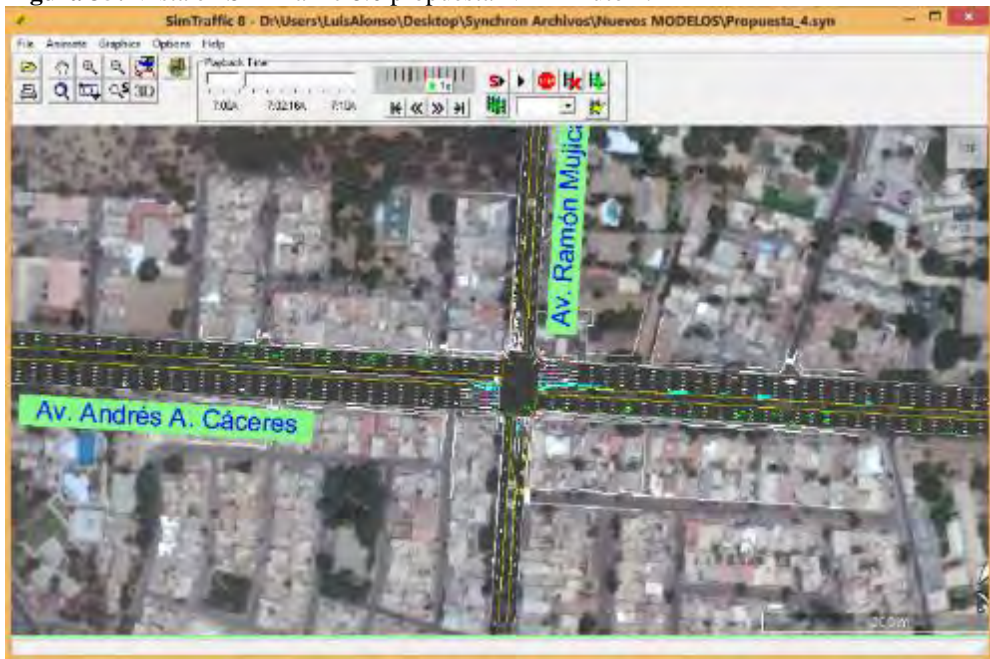


**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.2.6. Simulación:

Dándole clic al botón que nos lleva al SimTraffic 8.0. Nos va a exportar automáticamente nuestro trabajo al otro software. En la figura 35 se aprecia el minuto 2 de movimiento y se ve como el tránsito fluye rápidamente aparentemente sin congestión.

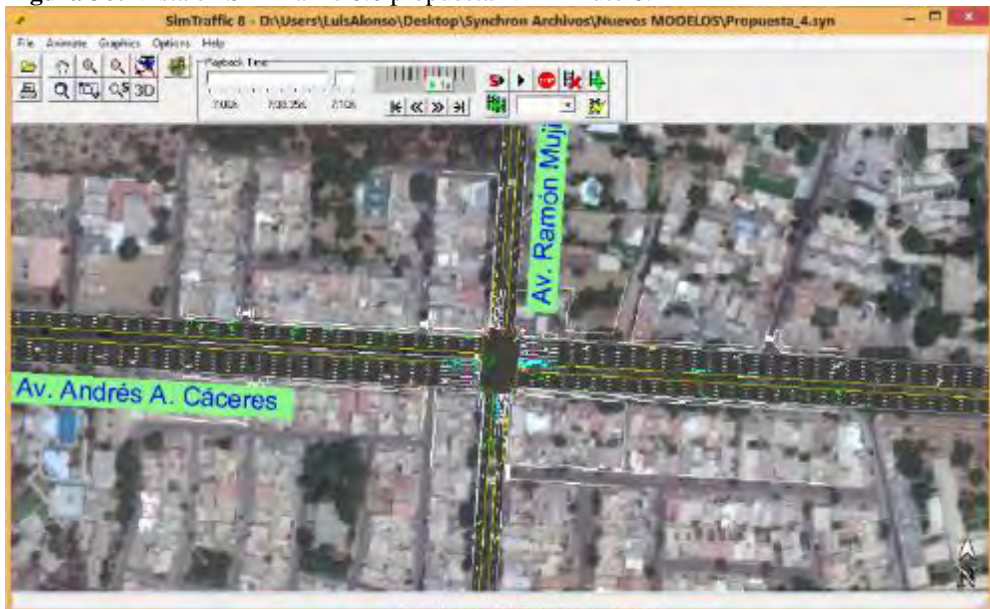
**Figura 35:** Vista en SimTraffic 8.0 propuesta N°2 minuto 2.



**Fuente:** Elaboración propia.

En la figura 36 se aprecia el minuto 8 del movimiento y se ve como la Av. Andrés A. Cáceres ya no se congestiona como antes. Las Av. Ramón Mugica y Av. Country tienen menos colas que antes, generándose un cola moderadamente pequeña. Con ésta propuesta se ha logrado solucionar el problema del congestionamiento de una manera aceptable.

**Figura 36:** Vista en SimTraffic 8.0 propuesta N°2 minuto 8.



**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.2.7. Ventajas y desventajas:

#### a) Ventajas:

- Una clara ventaja de esta alternativa es que sí se logra mejorar el NDS desde un nivel F que era la situación actual a un nivel C el cual es suficiente para usar esta propuesta.
- La Av. Ramón Mugica junto con su prolongación la Av. Country no son modificadas en su totalidad, solamente modifica expandiendo los carriles de entrada a la intersección.
- Este proyecto se podría construir en un periodo corto de tiempo.

#### b) Desventajas:

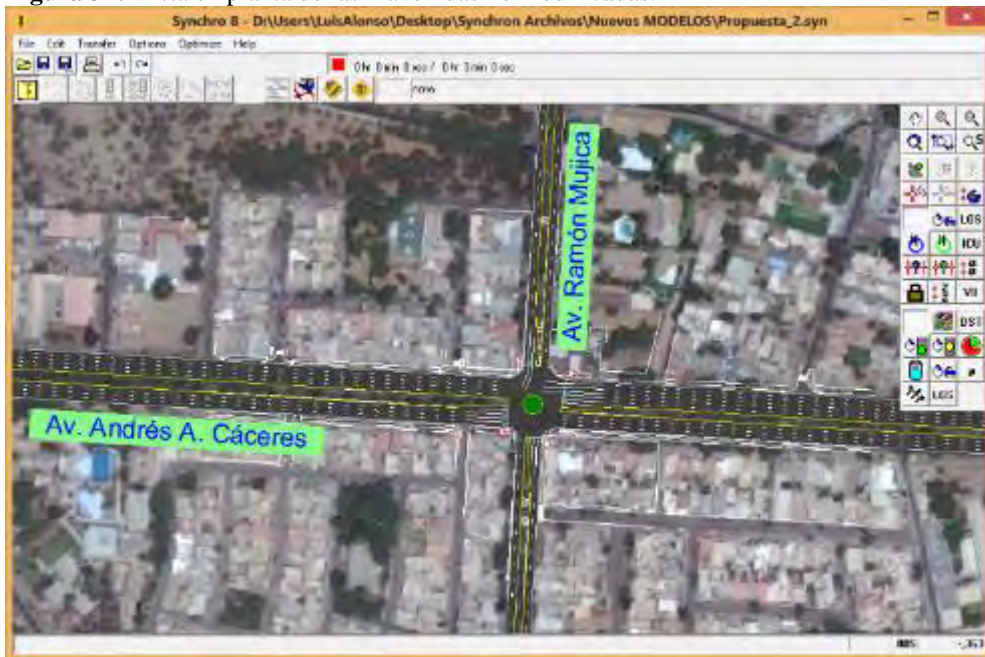
- Una desventaja puede ser que si bien se logra solucionar notablemente el congestionamiento, esto solamente afectará en un corto plazo y a un futuro se volverá a generar los mismos problemas de congestión ya que el tráfico es algo que aumenta con el tiempo.
- Otro factor no favorable, al igual que la alternativa N°1, es para los peatones que tendrán que cruzar grandes distancias sin tener islas de descanso o protección, haciendo un peligroso su desplazamiento.
- La diferencia de niveles en algunas zonas harán difícil juntar todos los carriles sin disponer de una mediana separadora que separe lo niveles sin la necesidad de tener pendientes muy prolongadas para los costados.
- Al tener que construir nuevamente las islas centrales a lo largo de la Av. Cáceres se tendrá que interrumpir el tránsito durante el momento de construcción generando un caos vehicular y una gran molestia en los usuarios.
- Al poner en funcionamiento la vía existe la posibilidad que los usuarios la usen para correr a grandes velocidades cuando se encuentre despejada. Este comportamiento se da porque al tener un vía muy ancha le da aparénteme mayor seguridad al usuario, conllevando a esto a que aumente la velocidad al transitar la vía, aumento al mismo tiempo la posibilidad a accidentes por excesiva velocidad.

### 3.3. Propuesta N° 3: Intercambio con rotonda:

#### 3.3.1. Dimensionamiento:

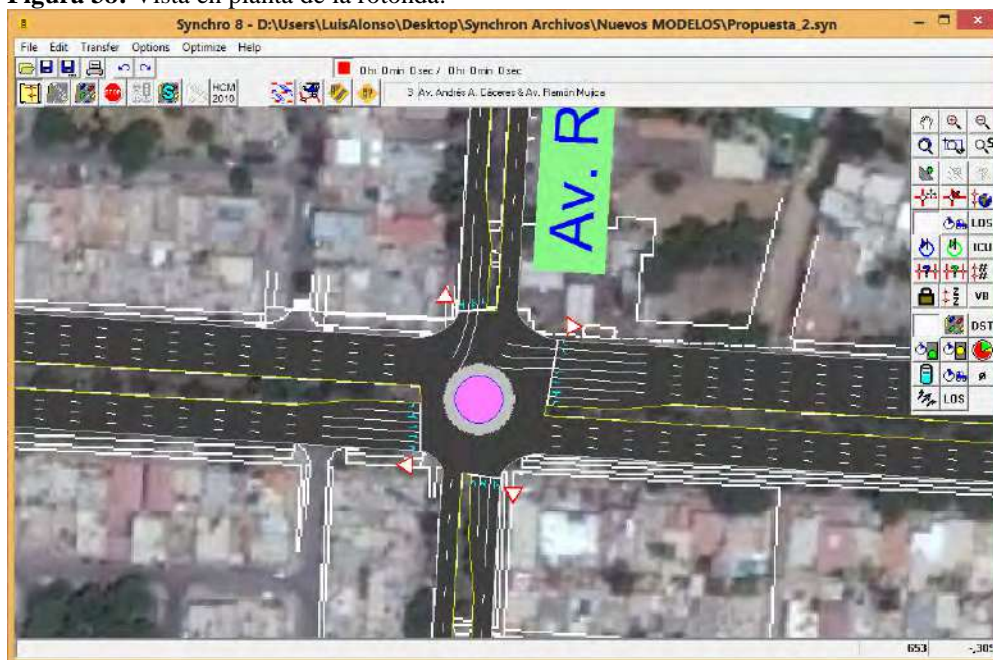
Este dimensionamiento es igual al anterior, pero se buscó alterar en lo más mínimo la geometría ya existente ampliando solamente los carriles de la Av. Andrés A. Cáceres, pero en este caso, se probará colocando una rotonda en la intersección y permitiendo los giros controlados a la derecha (Ver figuras 37 y 38).

**Figura 37:** Vista en planta de las 2 avenidas no modificadas.



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 38:** Vista en planta de la rotonda.



Fuente: Elaboración propia.

### 3.3.2. Ajuste de demanda:

Los datos de entrada serán los mismos de todo el informe, solamente se cambian los datos geométricos propuestos y para esta propuesta en la ventana de ajustes de demanda solamente se agregará presencia de parqueo en las direcciones OE y EO



al igual que la propuesta anterior. Se usará de igual manera un valor por defecto de 16 maniobras por hora como se aprecia en la figura 39.

**Figura 39:** Ventana de ajuste de volumen.

VOLUME SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	[Diagram]			[Diagram]			[Diagram]			[Diagram]		
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Conflicting Peds. (#/hr)	400	—	400	400	—	400	400	—	400	400	—	400
Conflicting Bicycles (#/hr)	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0
Peak Hour Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Growth Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Heavy Vehicles (%)	0	2	0	35	2	0	0	0	1	0	0	2
Bus Blockages (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Adj. Parking Lane?	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Parking Maneuvers (#/hr)	—	16	—	—	16	—	—	16	—	—	16	—
Traffic from mid-block (%)	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—
Link OD Volumes	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Adjusted Flow (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Traffic in shared lane (%)	28	—	—	40	—	10	10	—	—	10	—	—
Lane Group Flow (vph)	253	1026	0	131	686	17	93	891	0	93	1156	0

**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.3.3. Ajuste de oferta:

La velocidad de la vía la definiremos igual a 50 km/h, los nuevos anchos de los carriles serán de 3 m para carriles de giros exclusivos y 3.2 m para carriles centrales. El grado de pendiente se define como 0, el tipo de área es definido como urbana CBD, el flujo de saturación ideal se define como 1900 (veh/h/carril), la longitud de almacenamiento de los carriles exclusivos de giro a la izquierda son tomados del diseño ya existente, definimos giro controlado a la derecha en luz roja para la dirección EO con un radio de curvatura de 12° y para la dirección NS un radio de 10°. Con todo esto definido el programa calcula los factores y el flujo de saturación del grupo de carriles (Ver figura 40).

Se definen algunos parámetros para la simulación para darle mayor realismo. En la figura 41 se aprecian estos valores.

**Figura 40:** Ventana de ajuste de carril para propuesta N°2.

LANE SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	3	1	1	3	1	1	3	1	1	3	1	1
Traffic Volume (vph)	351	751	177	218	597	19	103	745	136	103	843	303
Street Name	Av. Andrés A. Cáceres						Av. Ramón Mujica					
Link Distance (m)	—	533.5	—	—	385.0	—	—	182.9	—	—	233.6	—
Links Speed (km/h)	—	50	—	—	50	—	—	50	—	—	50	—
Set Arterial Name and Speed	—	EB	—	—	WB	—	—	NB	—	—	SB	—
Travel Time (s)	—	38.4	—	—	27.7	—	—	13.2	—	—	16.8	—
Ideal Satd. Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.2	3.0	3.2	3.2
Grade (%)	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—
Area Type CBD	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	22.0	—	0.0	20.0	—	0.0	20.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	1	—	—	1	—	—
Right Turn Channelized	—	—	None	—	—	Yield	—	—	None	—	—	Yield
Curb Radius (m)	—	—	—	—	—	12.0	—	—	—	—	—	10.0
Add Lanes (#)	—	—	—	—	—	0	—	—	—	—	—	0
Lane Utilization Factor	0.81	0.81	0.86	0.76	0.71	0.76	0.91	0.91	0.95	0.91	0.91	0.95
Right Turn Factor	1.000	0.974	—	1.000	1.000	0.850	1.000	0.977	—	1.000	0.961	—
Left Turn Factor (prot)	0.950	0.995	—	0.950	0.994	1.000	0.950	0.999	—	0.950	1.000	—
Saturated Flow Rate (prot)	1228	4829	—	854	5235	1031	1380	2637	—	1380	2587	—
Left Turn Factor (perm)	0.950	0.995	—	0.950	0.994	1.000	0.950	0.999	—	0.950	1.000	—
Right Ped Bike Factor	1.000	1.000	—	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	—	1.000	1.000	—
Left Ped Factor	1.000	1.000	—	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	—	1.000	1.000	—
Saturated Flow Rate (perm)	1228	4829	—	854	5235	1031	1380	2637	—	1380	2587	—
Right Turn on Red?	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>
Saturated Flow Rate (RTOR)	0	0	—	0	0	0	0	0	—	0	0	—
Link Is Hidden	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—

Av. Andrés A. Cáceres & Av. Ramón Mujica (535 -236)

**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 41:** Ventana de ajustes de simulación propuesta N°2.



### 3.3.5. Medidas de eficiencia: NDS y demoras:

Ya que el HCM no evalúa intersecciones con rotondas no se puede evaluar según los NDS estudiados pero para darse una referencia el Synchro 8.0 nos presenta sus propios niveles de servicios evaluados de otra forma que los llama nivel de servicio ICU. El cual es calificado con la letra F que significa es relativamente malo.

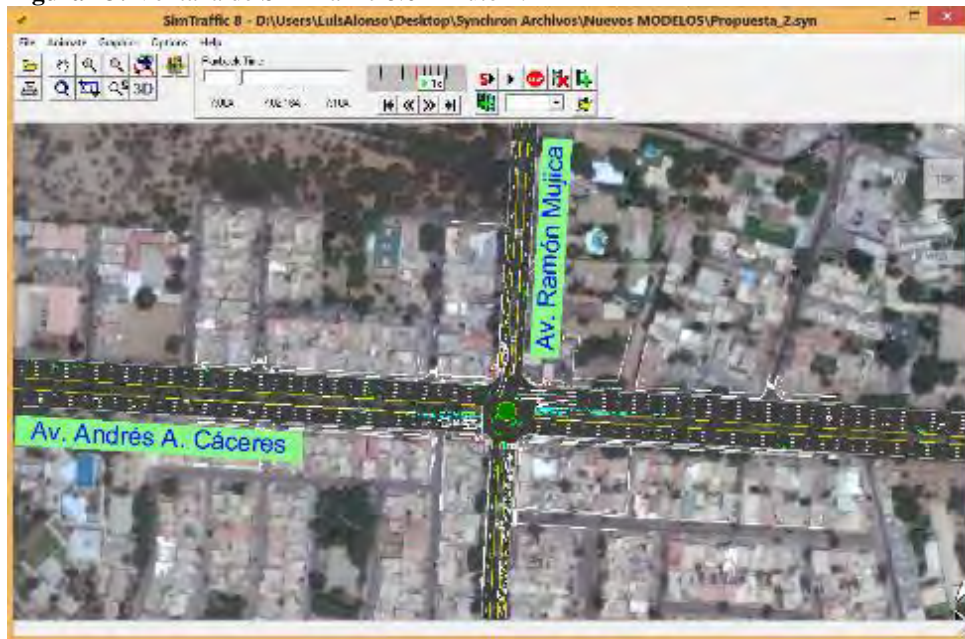
### 3.3.6. Simulación:

En la simulación se puede apreciar todas las excesivas colas que se generan que no solucionan el problema de la congestión.

Se aprecia el minuto 2 en la figura 43 donde vemos como rápidamente ya se generó una cola significativa en la Av. Andrés A. Cáceres.

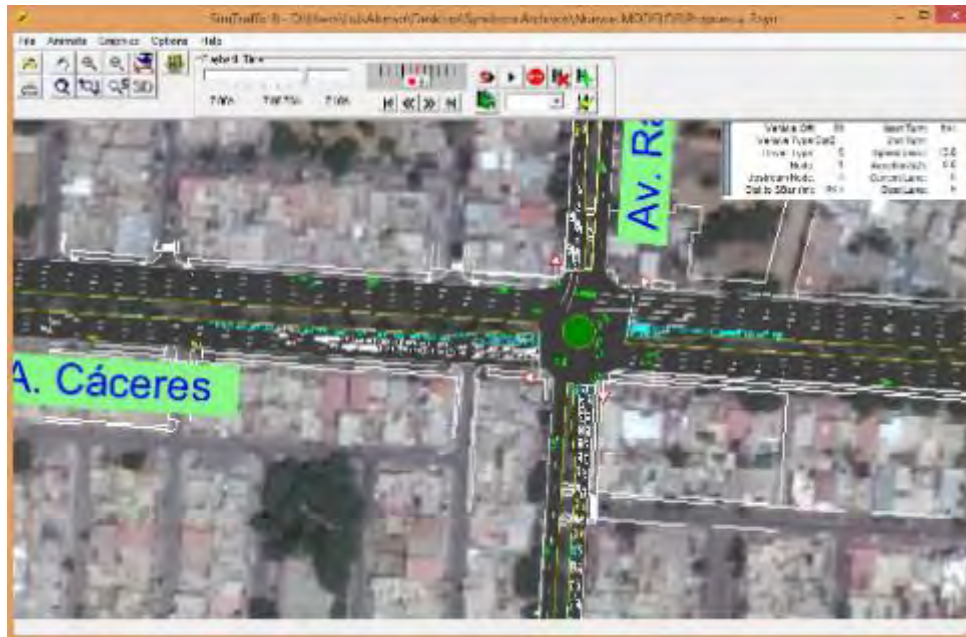
En la otra figura 44 se aprecia el minuto 8 donde se ve claramente el excesivo congestionamiento en las Av. Cáceres y Country. Colas totalmente excesivas que avanzan muy lento deteniendo completamente el flujo constante del tráfico en todos los sentidos.

**Figura 43:** Ventana de SimTraffic 8.0 minuto 2.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 44:** Ventana del SimTraffic 8.0 minuto 8.



Fuente: Elaboración propia.

### 3.3.7. Ventajas y desventajas.

#### a) Ventajas:

- Una ventaja puede ser el diseño que modifica poco la geometría actual.
- Si los volúmenes de tránsito fueran mucho menores constantemente como en otras horas que no se consideran horas punta, el tránsito probablemente pudiera ser fluido sin necesidad de parar en la intersección; pero eso es prácticamente imposible ya que esta avenida es una de la principales de la ciudad por lo tanto siempre tendrá un volumen de tránsito muy elevado en sus horas punta.

#### b) Desventajas:

- Una gran desventaja claramente evidente es la lentitud con la que la cola de vehículos va avanzando cuando se encuentra congestionada la intersección.
- Debido al tránsito constante hasta llegar a las colas y el ancho de toda la vía debido a los excesivos carriles juntos sin ninguna mediana como división, se hace muy difícil y peligroso para los peatones poder cruzar seguramente la avenida principal.
- Debido a la mala costumbre del estilo de manejar de los conductores de nuestra ciudad se pueden tener varios accidentes debido a la no existencia de señalización. Algunos conductores muy avezados podría invadir los carriles de recepción sin ver que vehículos podrían estar llegando del lado contrario.
- La diferencia de niveles en algunas zonas harán difícil juntar todos los carriles sin disponer de una mediana separadora que separe lo niveles sin la necesidad de tener pendientes muy prolongadas para los costados.

### 3.4. Propuesta N° 4: Intercambio a desnivel con semaforización inferior:

#### 3.4.1. Dimensionamiento:

En esta propuesta se propondrá un paso a desnivel en la Av. Andrés A. Cáceres, el cual tratará de hacer que todos los vehículos que quieran seguir su rumbo en dirección recta no tengan la necesidad de parar en la intersección.

Al igual que las propuestas anteriores se define el fondo y las ubicaciones junto con sus direcciones de las 2 avenidas, azimut  $93^\circ$  y  $187^\circ$  para Av. Cáceres y Av. Ramón Mugica respectivamente como se aprecia en las figura 45 y 46. Para el puente elevado se trabajará como si fuera otra vía por separado.

**Figura 45:** Vista en planta de propuesta paso a desnivel.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 46:** Vista en planta de propuesta paso a desnivel.



**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.4.2. Ajuste de demanda:

Los datos de entrada serán los mismos de todo el informe, solamente se cambia los datos geométricos propuestos, y para esta propuesta en la ventana de ajustes de demanda se agregará presencia de parqueo en todas las direcciones ya que al tomar los carriles auxiliares ya no se podrán usar como estacionamiento fijo, para todas las direcciones se agregará parqueo sólo en el carril izquierdo. Se usará de igual manera un valor por defecto de 16 maniobras por hora como se aprecia en la figura 47.

**Figura 47:** Ventana de ajustes de volumen propuesta desnivel.

VOLUME SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#/L)	↔↔	↔	↔	↔↔	↔	↔	↔	↔↔↔	↔	↔↔↔	↔	↔↔↔
Traffic Volume (vph)	351	0	177	218	0	19	103	745	136	103	843	303
Conflicting Peds. (#/hr)	400	—	400	400	—	400	400	—	400	400	—	400
Conflicting Bicycles (#/hr)	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0
Peak Hour Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Growth Factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Heavy Vehicles (%)	0	2	0	35	2	0	0	0	1	0	0	2
Bus Blockages (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Adj. Parking Lane?	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Parking Maneuvers (#/hr)	—	—	16	—	—	16	—	16	—	—	16	—
Traffic from mid-block (%)	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—
Link OD Volumes	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Adjusted Flow (vph)	351	0	177	218	0	19	103	745	136	103	843	303
Traffic in shared lane (%)	23	—	30	33	—	10	10	—	—	10	—	—
Lane Group Flow (vph)	270	134	124	146	74	17	93	891	0	93	1156	0
Percentage truck, busses, etc (0% to 100%)												

**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.4.3. Ajuste de oferta:

La velocidad de la vía se define como 50 km/h, los nuevos anchos de los carriles serán de 3 m para carriles de giros exclusivos y 3.2 m para carriles centrales. El grado de pendiente se define como 0; el tipo de área es definido como urbana CBD; el flujo de saturación ideal se define como 1900 (veh/h/carril); la longitud de almacenamiento de los 2 carriles exclusivos de giro a la izquierda es 50 y 35 m para las direcciones NS y SN respectivamente, y, 20 y 22 m para el carril de las direcciones OE y EO respectivamente; se define giro controlado a la derecha en luz roja para la dirección EO con un radio de curvatura de 9° y para la dirección OE un radio de 9° nuevamente, y para las direcciones NS y SN se define giro libre a la derecha con un radio de 8° y 9° respectivamente. Con todo esto definido el programa calcula los factores y el flujo de saturación del grupo de carriles (Ver figura 48).

Para el puente elevado se definió una velocidad de 60 km/h junto con carriles de 3.6 m de ancho y 2 carril por cada dirección separados por una mediana de 2 m, pero todo esto no puede ser graficado con el Synchro 8.0 porque solo analiza intersecciones, pero sí se puede hacer una simulación aproximada colocándolo por encima de toda la intersección para simplemente darle realismo al momento de simular con el SimTraffic 8.0.

**Figura 48:** Ventana de ajustes de carril propuesta desnivel.

LANE SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔
Traffic Volume (vph)	351	0	177	218	0	19	103	745	136	103	843	303
Street Name	Av. Andrés A. Cáceres						Av. Ramón Mujica					
Link Distance (m)	—	534.2	—	—	383.3	—	—	196.3	—	—	223.3	—
Links Speed (km/h)	—	50	—	—	50	—	—	50	—	—	50	—
Set Arterial Name and Speed	—	EB	—	—	wB	—	—	NB	—	—	SB	—
Travel Time (s)	—	38.5	—	—	27.6	—	—	14.1	—	—	16.1	—
Ideal Satd. Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0
Grade (%)	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—
Area Type CBD	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	22.0	—	0.0	35.0	—	0.0	50.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	2	—	—	2	—	—
Right Turn Channelized	—	—	Yield	—	—	Yield	—	—	Free	—	—	Free
Curb Radius (m)	—	—	9.0	—	—	9.0	—	—	10.0	—	—	8.0
Add Lanes (#)	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0
Lane Utilization Factor	0.91	0.86	0.95	0.91	0.86	0.95	0.86	0.86	0.91	0.86	0.86	0.91
Right Turn Factor	1.000	0.941	0.850	1.000	0.996	0.850	1.000	0.977	—	1.000	0.961	—
Left Turn Factor (prot)	0.950	0.971	1.000	0.950	0.954	1.000	0.950	0.999	—	0.950	1.000	—
Saturated Flow Rate (prot)	2759	1114	1057	2044	987	1057	1304	3664	—	1304	3455	—
Left Turn Factor (perm)	0.701	0.813	1.000	0.658	0.712	1.000	0.211	0.929	—	0.218	0.934	—
Right Ped Bike Factor	1.000	0.867	0.665	1.000	0.991	0.665	1.000	0.949	—	1.000	0.912	—
Left Ped Factor	0.504	0.820	1.000	0.543	0.733	1.000	0.951	0.999	—	0.919	0.999	—
Saturated Flow Rate (perm)	1026	765	702	769	540	702	275	3406	—	275	3225	—
Right Turn on Red?	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>
Saturated Flow Rate (RTOR)	0	0	0	0	0	0	0	63	—	0	173	—
Link Is Hidden	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—

**Fuente:** Elaboración propia.

En la siguiente ventana se definen algunos parámetros para la simulación para darle mayor realismo. Los valores dados a la longitud cónica son 20.3 m, 18.7 m, 25 m y 40 m para las direcciones OE, EO, SN y NS respectivamente. Guiándonos de los planos hicimos calar los bordes exteriores. En la figura 49 se aprecian estos valores.



**Figura 49:** Ventana de ajustes de simulación propuesta desnivel.

SIMULATION SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↔↔	↔	↔	↔↔	↔	↔	↔	↔↔	↔	↔↔	↔	↔
Traffic Volume (vph)	351	0	177	218	0	19	103	745	136	103	843	303
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	22.0	—	0.0	35.0	—	0.0	50.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	2	—	—	2	—	—
Taper Length (m)	20.3	—	—	18.7	—	—	25.0	—	—	40.0	—	—
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0	3.0	3.2	3.0
Enter Blocked Intersection	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
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	—
TWTLT Median	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—
Headway Factor	1.25	1.21	1.59	1.25	1.21	1.59	1.25	1.31	1.25	1.25	1.31	1.25
Turning Speed (km/h)	25	—	25	25	—	25	25	—	25	25	—	25
Mandatory Distance (m)	—	80.0	—	—	80.0	—	—	80.0	—	—	80.0	—
Positioning Distance (m)	—	416.7	—	—	416.7	—	—	416.7	—	—	416.7	—
Mandatory Distance 2 (m)	—	277.8	—	—	277.8	—	—	277.8	—	—	277.8	—
Positioning Distance 2 (m)	—	555.6	—	—	555.6	—	—	555.6	—	—	555.6	—

Av. Andrés A. Cáceres & Av. Ramón Mujica (535 -227)

**Fuente:** Elaboración propia.

#### 3.4.4. Determinación de capacidad:

Aquí en esta sección se tiene que definir qué tipo de semáforo vamos a usar; y cuantas fases y el tipo de fases que tendrá la intersección. Se elige un semáforo pre-programado y definimos 8 fases. Todos los giros a la izquierda serán primero permitidos y luego finalizada esta fase tendrán un breve periodo de fase protegida para el giro. Los giros a la derecha si serán todos permitidos por la fase (Ver figura 50).

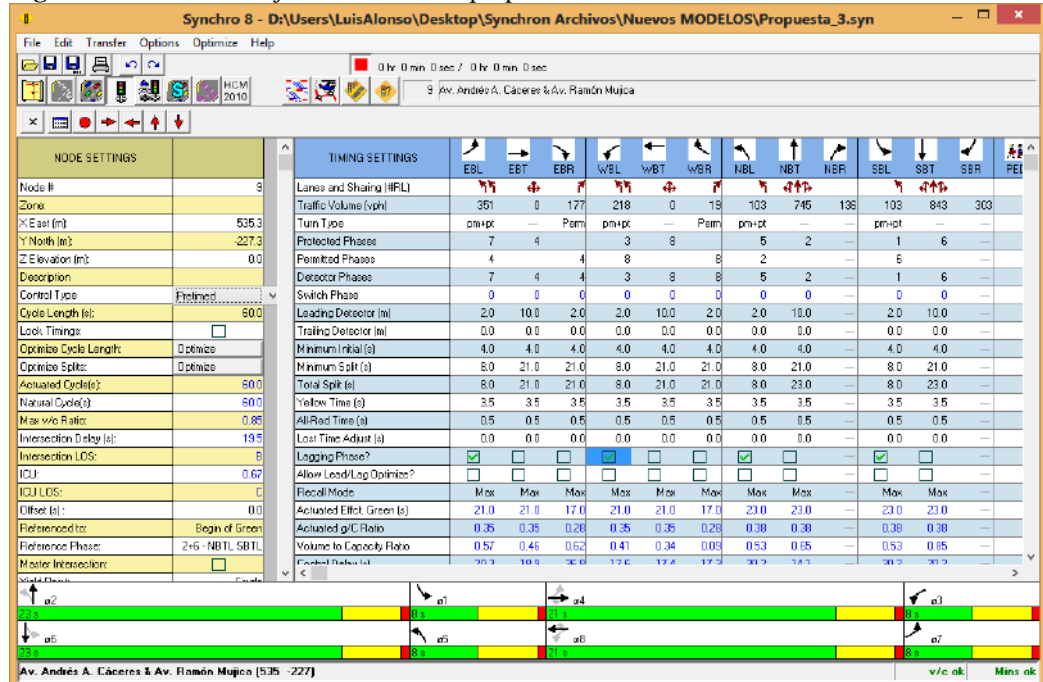
#### 3.4.5. Medidas de eficiencia: NDS y demoras:

En la misma ventana usada para calcular la capacidad y la relación v/c se calcula las demoras y los NDS. Descendiendo en la ventana se puede apreciar las demoras y los NDS para cada carril por separado, y en el recuadro marrón de la izquierda se aprecia de igual manera la demora y NDS de letra B para toda la intersección calculada automáticamente por el software.

Abajo se aprecia el diagrama de las fases, tiempos y direcciones de movimiento ordenados cronológicamente (Ver figura 51).

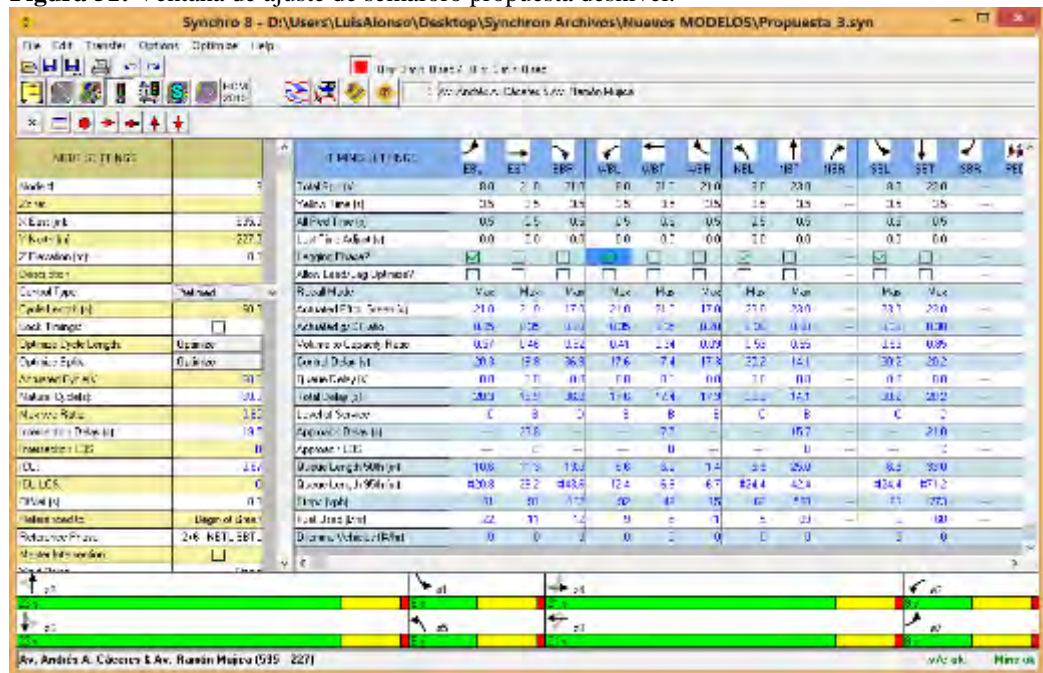
Para el puente elevado no se puede calcular su NDS con el software pero por definición al no tener que parar en la intersección su clasificación será de nivel A.

Figura 50: Ventana de ajuste de semáforo propuesta desnivel.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 51: Ventana de ajuste de semáforo propuesta desnivel.



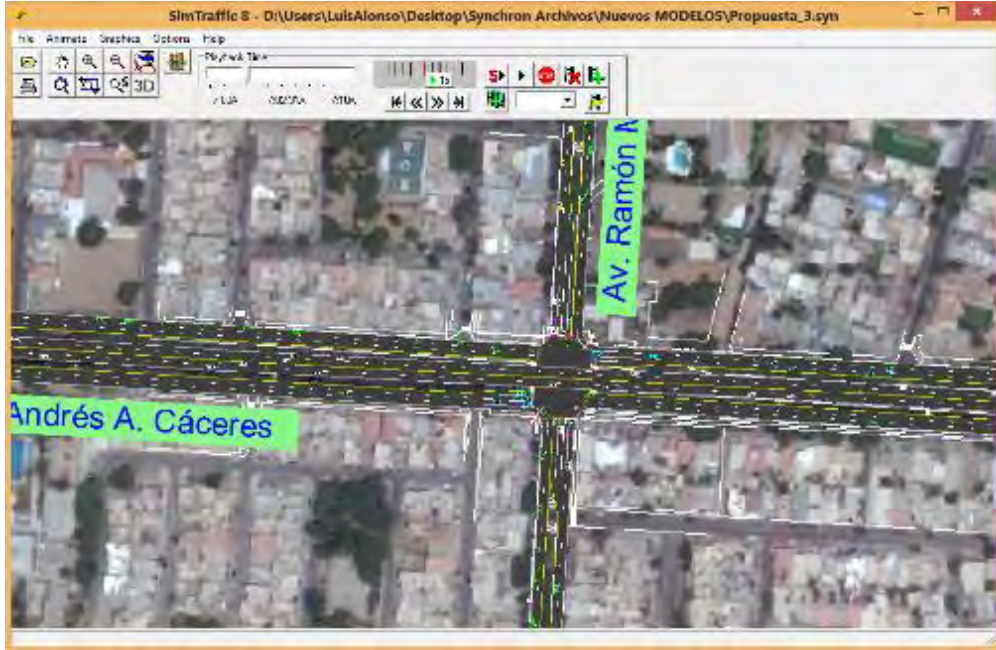
Fuente: Elaboración propia.

### 3.4.6. Simulación:

En el SimTraffic 8.0. En la figura 52 se aprecia el minuto 2 de movimiento y se ve como el tránsito fluye rápidamente aparentemente sin congestión. Con esta

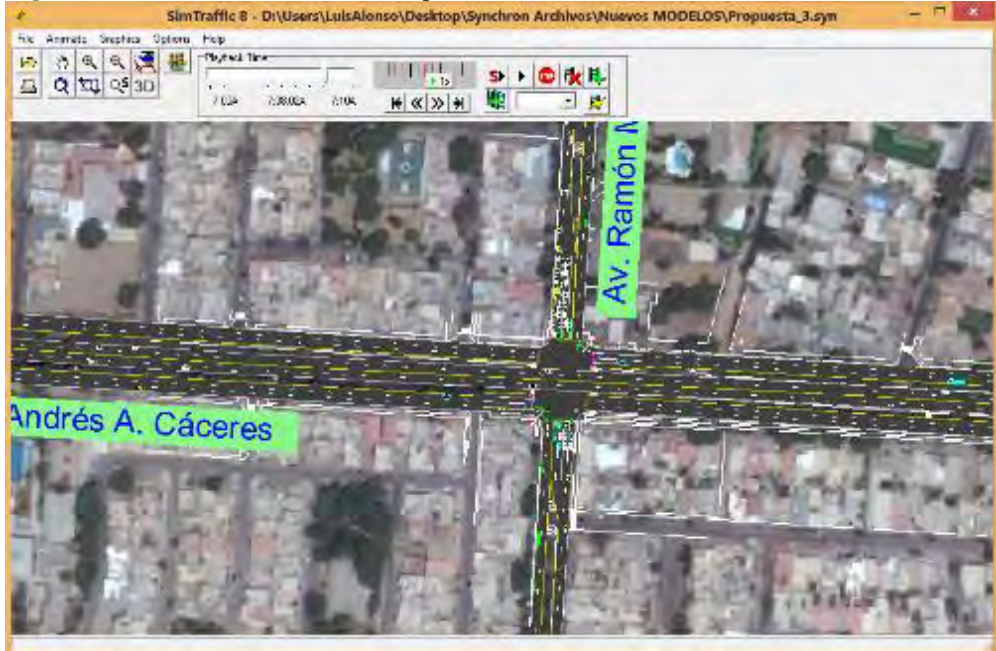
simulación podremos ver como el tránsito en el puente elevado fluye constantemente sin ninguna interrupción lográndose así un NDS de clasificación A.

**Figura 52:** Ventana del SimTraffic 8.0 para el minuto 2 de movimiento.



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 53:** Ventana de SimTraffic 8.0 para el minuto 8 del movimiento.



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 53 se aprecia el minuto 8 del movimiento y se ve como la Av. Cáceres no tiene congestionamiento y la cola generada para los vehículos que desean girar se despeja con cada semáforo en verde. Las Av. Ramón Muga y Av. Country tienen colas pero son realmente más pequeñas que antes,

generándose una cola relativamente nula y de rápido despeje con una pequeña excepción en la cola de la dirección NS que presenta una pequeña cola de espera. Pero si se compara esta propuesta con las anteriores, con ésta sí se ha logrado solucionar el problema del congestionamiento de una manera exitosa.

### 3.4.7. Ventajas y desventajas:

#### a) Ventajas:

- La clara ventaja de esta alternativa es que sí se logra mejorar el NDS desde un nivel F, que era la situación actual, a un nivel B el cual es suficiente para usar esta propuesta; siendo así el mejor de todas las propuestas analizadas.
- Otro factor importante es la construcción de 2 islas bastante anchas en la Av. Andrés A. Cáceres que protegen a los peatones que cruzan esta avenida. Estas islas se encuentra debajo del puente elevado.
- La diferencia de niveles en algunas zonas de la avenida principal no dificultarán la construcción de las vías ya que al tener una isla intermedia bastante ancha hace fácil diseñar las distintas vías sin tener pendientes muy elevadas.
- A pesar del costo que puede estimar construir una infraestructura de este tipo. Si se piensa a futuro mirando el largo plazo este proyecto podría estar muchos años sin necesidad de hacer remodelaciones o modificaciones debido al crecimiento del parque automotor.

#### b) Desventajas:

- Una desventaja clara como ya se dijo anteriormente es el costo que puede estimar este proyecto. Que probablemente la ciudad de Piura no esté preparada económicamente para un proyecto de esta magnitud.
- El tiempo que demandaría construir este proyecto podría tardar mucho más que las otras propuestas.

### 3.5. Elección de la alternativa a usar:

#### 3.5.1. Proyección de tránsito a futuro:

Un factor muy importante al momento de elegir una alternativa de solución es; si seguirá funcionando de la misma manera en el futuro. El tránsito como ya se conoce es un factor que crece con el tiempo ya que más vehículos entran en circulación constantemente y eso aumenta el volumen del tráfico progresivamente.

Para éste proyecto de descongestión no se tienen datos exactos tomados en campo para poder estimar la tasa de crecimiento promedio anual del tránsito de la zona. Debido a esto se usará la tasa de crecimiento promedio anual del tránsito para la provincia de Piura que la se obtendrá de los datos estadísticos que nos brinda el

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Como no se tiene el dato del tráfico promedio diario se usará el tráfico de la hora punta como si fuese el promedio diario.

- La tasa de crecimiento es estimada en:  $i (\%) = 3.7 \% ^1$ .
- El periodo de años de diseño se estimará en:  $n = 15$  años.
- El tráfico promedio diario anual actual es la suma de todos los volúmenes en una dirección, en este caso se elegirá la dirección Oeste-Este :  $TPDA (OE) = 751+351+177 = 1279$  veh/h
- Ahora aplicamos la fórmula de TPDA (futuro):

$$TPDA (futuro) = 1279 * (1 + 0.037)^{15} = 2205.73 \approx 2206 \text{ veh/h}$$

Como se ve, en unos 15 años el volumen de tránsito en la hora punta podría llegar a aumentar a casi el doble, por lo tanto es importante elegir la mejor alternativa que brinde el mayor nivel de servicio dando mayor tiempo para su uso.

### 3.5.2. Cuadro comparativo:

En la siguiente matriz se representan las características propias de cada propuesta, a partir de la cual se puede concluir que la propuesta que brinda los mejores aspectos cualitativos, es la propuesta de paso a desnivel. En la tabla 17 se puede apreciar la matriz con las características evaluadas.

**Tabla 17:** Matriz para la Selección de la propuesta a diseñar.

Parámetros	Propuestas presentadas			
	Propuesta nivel N°1	Propuesta Rotonda	Propuesta nivel N°2	Propuesta desnivel
<b>Geometría</b>	Mala	Pésima	Regular	Buena
<b>Capacidad de vía y relación v/c</b>	Mala	Mala	Regular	Buena
<b>NDS</b>	D	-	C	B
<b>Facilidad de construcción</b>	Bastante	Bastante	Regular	Poca
<b>Protección a peatones</b>	Poca	Poca	Poca	Alta
<b>Visibilidad</b>	Bastante	Bastante	Bastante	Bastante
<b>Costos</b>	Bajo	Bajo	Regular	Bastante
<b>Buena funcionalidad a futuro</b>	Mala	Pésima	Regular	Buena

Fuente: Elaboración propia.

<sup>1</sup> Tasa de crecimiento promedio anual del tránsito (i%) para la provincia de Piura obtenida de los datos estadísticos del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

## **Capítulo 4: Diseño geométrico y señalización de la alternativa a usar**

### 4.1. Topografía:

“El relieve de su suelo presenta una topografía mayormente ondulada, con superficies llanas y planas, con una fisiografía distrital explanada, se aprecia también una zona de pendiente moderada, con tendencia a un regular drenaje natural hacia la cuenca del río Piura y zonas bajas. La formación ecológica del distrito corresponde a: Bosque seco subtropical, cuyo uso es principalmente agrícola. La vegetación natural existente es de tipo arbórea y arbustiva suelos. Se puede apreciar afloramientos rocosos a lo largo y ancho de la vía existente, aparentemente de origen volcánico”<sup>1</sup>.

En esta propuesta se eligió un paso con puente elevado debido que para su mantenimiento, duración y facilidad de uso en el futuro es mejor a un túnel. Esto, debido a que el suelo de la ciudad de Piura reconoce un paquete de sedimentos compuestos por depósitos de origen eluvial y eólico que descansan sobre un basamento de rocas de edad terciaria representados por la formación zapallal compuestos por intercalaciones de arenisca y argilitas con restos de agregados calcáreos, pudiendo ser perjudicial para los cimientos del túnel en épocas de lluvia. Las zonas del margen derecho del río Piura en los sectores cercanos al puente Cáceres, Av. Cáceres y terrenos de la UDEP se encuentran en arenas limosas

---

<sup>1</sup> Expediente técnico: “*Mantenimiento de la Avenida Ramón Mujica (tramo Av. Fortunato y Av. Eguiguren) distrito de Piura provincia de Piura-Piura*”. Municipalidad Provincial de Piura. Dirección de estudios y proyectos. Abril 2013.

sueltas “Los fenómenos de geodinámica externa afectan en general al área de estudio y zonas adyacentes en épocas de intensas precipitaciones pluviales; siendo el principal de ellos las inundaciones que afectan las zonas planas donde las cotas menores ó iguales a 24 - 25 m.s.n.m. son las más inundables y afectan eventualmente las instalaciones y viviendas durante los periodos de ocurrencia de los mismos, caso del fenómeno “*El Niño*” que es de carácter cíclico.

Los fenómenos de licuefacción de arenas y de amplificación de ondas sísmicas, se pueden presentar en casi la totalidad de la zona de estudio debido a que el suelo predominante está constituido por arenas limosas (*SM*) y arenas de grano fino poco compactas y la existencia de innumerables depresiones pequeñas que forma microcuencas donde se acumulan aguas provenientes de las precipitaciones pluviales.”<sup>2</sup>

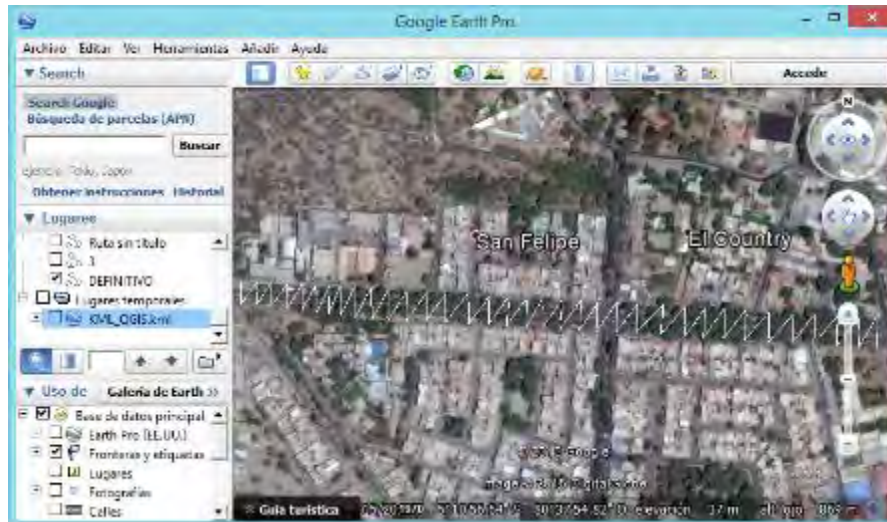
Estudios de campos realizados entre el 2001 y el 2002 muestran presencia de la napa freática a 1.60 m de profundidad en la prolongación de la Av. Sullana y entre los terrenos de la Universidad de Piura; y a 2.00 m de profundidad a lo largo de la Av. A. Cáceres.

En toda esta zona el suelo predominante es del tipo areno limoso, lo que hace que junto con una napa freática muy cercana se convierta en una zona potencial de sufrir el fenómeno de licuefacción de arenas.

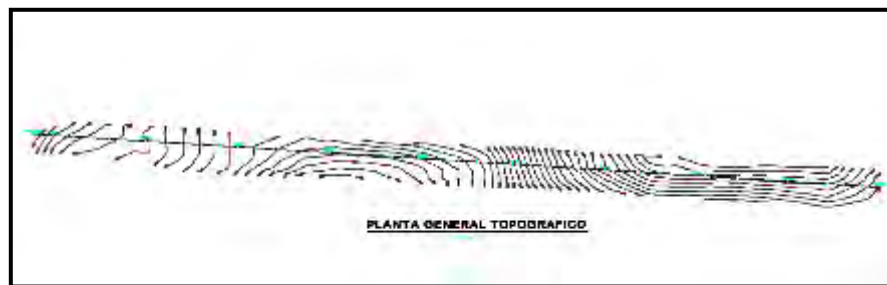
Al tratarse de una obra de no mucha envergadura topográficamente hablando, no fue necesario realizarse un levantamiento topográfico in situ ya que la zona es relativamente plana en su totalidad a excepción de algunos bordes. Solamente fue necesarios tener las cotas de las zonas de mayor diferencia de niveles. Para hallar dichas cotas se usó la ayuda de algunos softwares como Google Earth Pro, QGIS y AutoCAD; junto con la página web <http://www.gpsvisualizer.com/elevation> que permitió hallar la altitud de una coordenada geográfica con gran precisión. Por medio del Google Earth Pro se trazó una malla con las coordenadas geográficas de Latitud y Longitud como se aprecia en la figura 54, aquí se obtuvo un archivo con extensión KML. Ese archivo con extensión KML se introdujo al software QGIS para poder convertir las coordenadas Latitud/Longitud a coordenadas UTM para luego ese nuevo archivo de extensión KML subirlo a la página web para obtener las altitudes de cada coordenada. Una vez obtenidas todas las altitudes se descargó en un bloc de notas que luego se pasó a un archivo en Excel con todos los puntos con sus respectivas coordenadas UTM y altitudes. Finalmente ese archivo en Excel se introdujo en el AutoCAD Civil donde se diseñó el perfil longitudinal, curvas de nivel (ver figura 55) y secciones. En los planos E- 05, E – 06 y E – 07 del Anexo E se aprecian con detalle todos los planos.

---

<sup>2</sup> *Estudio de mecánica de suelos y mapa de peligros de la ciudad de Piura.* Universidad Nacional de Piura e INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil). 2002.



**Figura 54:** Malla con las coordenadas latitud y longitud trazada en Google Earth Pro.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 55:** Curvas de nivel de la Av. Cáceres.  
**Fuente:** Elaboración propia.

#### 4.2. Especificaciones generales:

Para esta alternativa elegida de desnivel, se optó por una configuración de intercambio a distinto nivel únicamente para la vía principal. La vía secundaria se mantuvo al mismo nivel actual simplemente realizando trabajos de ampliación de carriles, nuevos diseños de islas, giros libres a la derecha y nuevas configuración de semáforos.

Con este diseño se logró que todo el tráfico de la Av. Andrés A. Cáceres que seguía en dirección recta no tenga que detenerse en la intersección siguiendo así su camino por el puente elevado. Para la Av. Ramón Mujica y Av. Country al ensanchar los carriles y aumentarlos de 3 a 4 se logró despejar con mayor rapidez y fluidez la vía permitiendo así una mejor programación de los semáforos para los giros ya sea derecho o izquierdo.

Para el diseño del puente elevado y giros libres a la derecha junto con el diseño de las islas se siguió la normativa presentada por el Manual centroamericano de Normas para el diseño geométrico de carreteras y el Manual de vialidad urbana de Chile (2009) respectivamente. A continuación se detallará las medidas exactas y los procedimientos empleados para el diseño de cada elemento de la intersección.

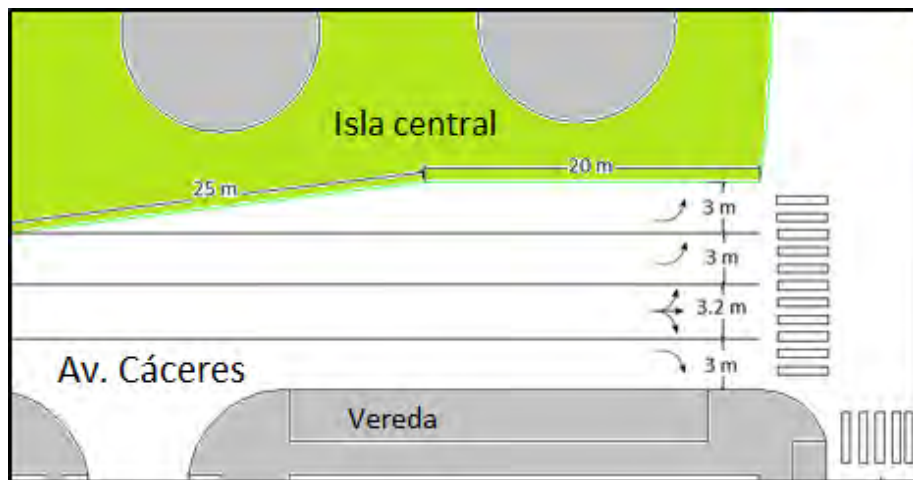


#### 4.3. Diseño geométrico:

##### 4.3.1. Diseño en planta:

Aquí se definió la geometría de las islas que se encuentran entrando a la intersección de las 4 ramas. Para su diseño se trató de realizar el menor cambio posible a la estructura ya existente como es el caso de las avenidas Ramón Mugica y Country donde se realizaron solamente trabajos de ampliación de carriles y modificaciones menores en las islas. Para la Av. Andrés A. Cáceres sí se tuvo que modificar totalmente toda la geometría y realizar un nuevo diseño. A continuación se detallarán las modificaciones en las 2 avenidas:

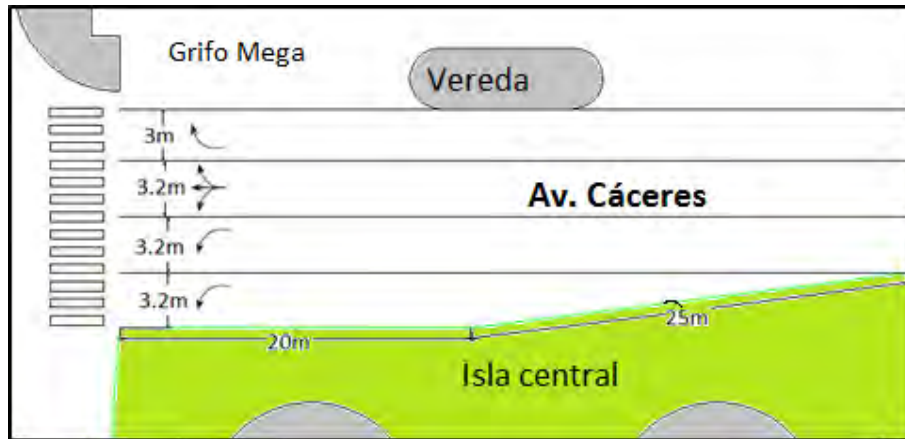
- En el eje principal de la Av. Andrés A. Cáceres se expandieron los carriles centrales hasta los extremos combinándolos con la vía auxiliar que existían hasta formar un tramo de 3 carriles a cada lado con un carril de entrada para el giro a la izquierda junto a la intersección. En la dirección OE el carril de giro a la derecha tiene un ancho de 3 m, el carril central 3.2 m y los 2 carriles de giro a la izquierda 3 m cada uno. El carril de giro exclusivo a la izquierda que entra en la isla tiene una longitud de 20 m con una diagonal de 25 m (Ver figura 56). Los carriles de recepción son 3 de 3.2 m cada uno (Ver plano E – 02 del Anexo E).



**Figura 56:** Ancho de carriles de la Av. Cáceres en la entrada a la intersección, dirección OE.

**Fuente:** Elaboración propia.

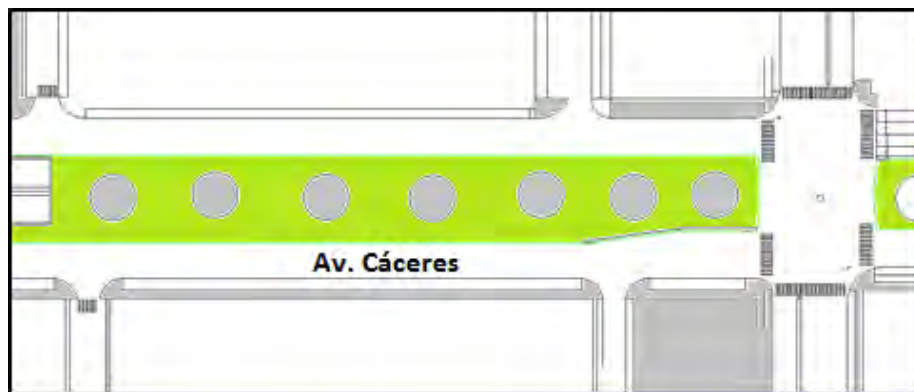
- En el mismo eje principal pero en la otra dirección de EO tenemos 3 carriles junto con otro de giro exclusivo a la izquierda. El carril de giro a la derecha tiene 3 m de ancho, el único carril central 3.2 m y los 2 carriles de giro a la izquierda 3.2 m respectivamente. El carril de giro exclusivo a la izquierda que entra en la isla tiene una longitud de 20 m con una diagonal de 25 m (Ver figura 57). Los carriles de recepción son 3 de 3.2 m cada uno (Ver plano E - 02 Anexo E).



**Figura 57:** Ancho de carriles de la Av. Cáceres en la entrada a la intersección, dirección EO.

**Fuente:** Elaboración propia.

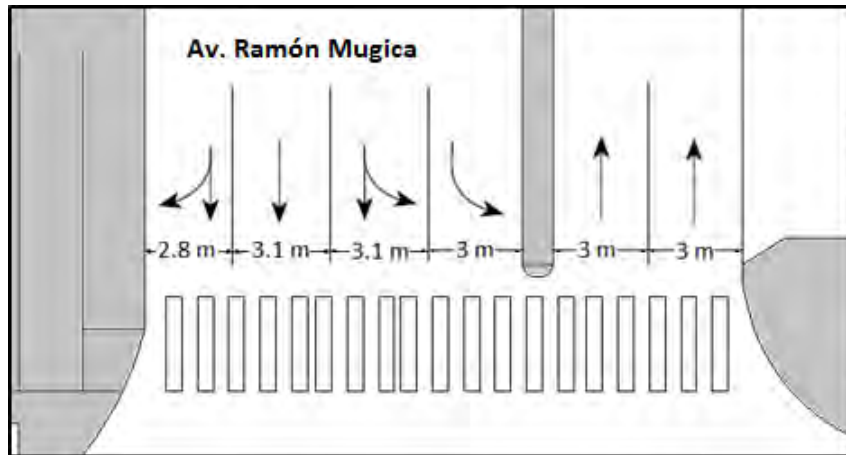
- El espacio central que no se usa como vía se usará como una isla central donde irán los pilares y la estructura del puente elevado que pasará por encima de la intersección. (Ver figura 58)



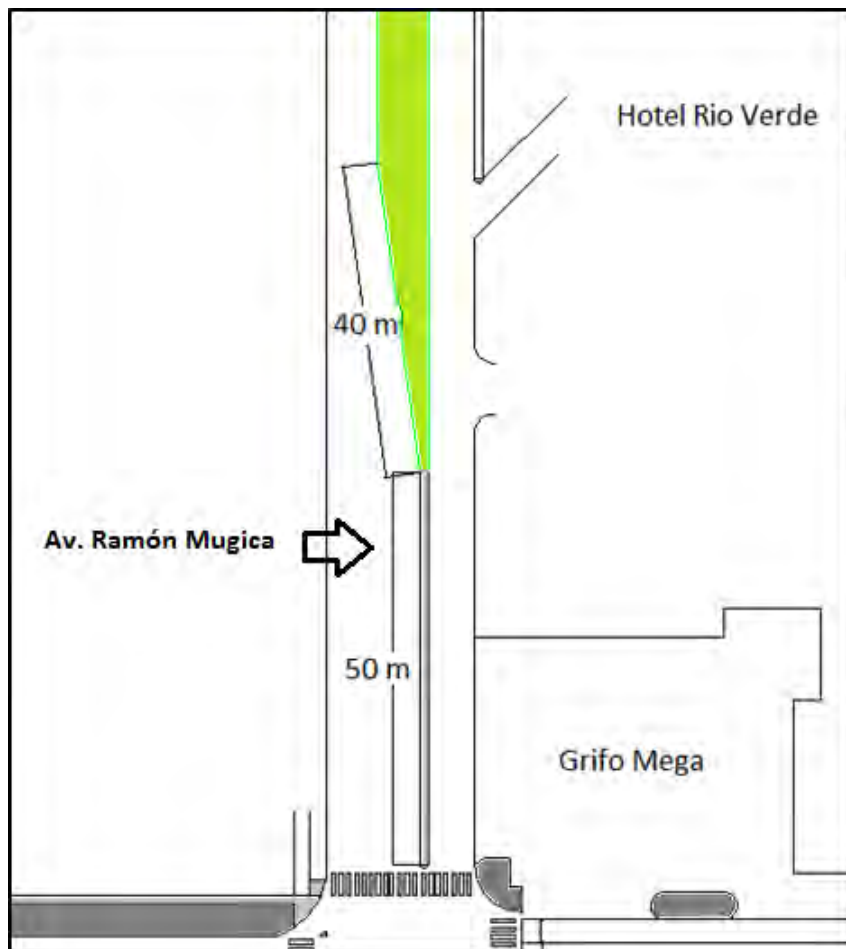
**Figura 58:** Isla Central en la Avenida Andrés A. Cáceres. Se puede apreciar los círculos como los lugares donde irían los pilares del puente elevado.

**Fuente:** Elaboración propia.

- En el eje secundario de la Av. Ramón Mugica se expandieron de 2 a 4 carriles modificando la isla ya existente como se muestra en la figura 59. El carril de giro a la derecha tiene un ancho de 2.8 m, los carriles centrales 3.1 m y el carril único de giro a la izquierda 3 m. Los carriles de recepción son 2 de 3 m cada uno. Se usan 2 carriles de giro exclusivos a la izquierda que entran en la isla una longitud de 50 m junto con la diagonal de 40 m como se aprecia en la figura 60. (Ver plano E – 02 del Anexo E para más detalle)



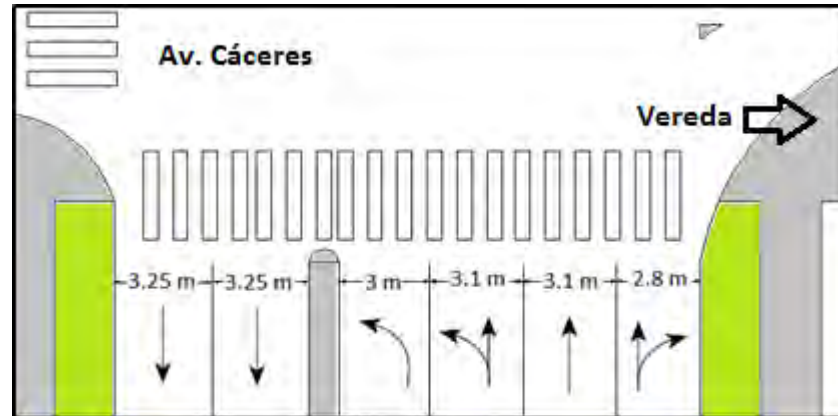
**Figura 59:** Av. Ramón Mugica, carriles de entrada y de salida.  
**Fuente:** Elaboración propia.



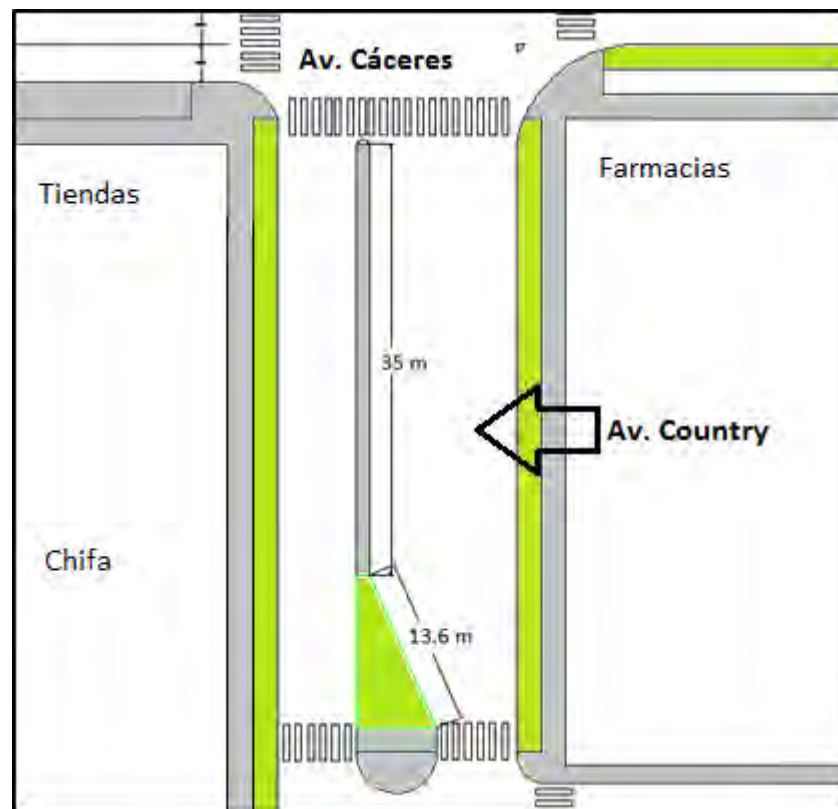
**Figura 60:** Av. Ramón Mugica, vista en planta de la nueva geometría.  
**Fuente:** Elaboración propia.

- En el mismo eje secundario de la Av. Country se expandió de la misma forma de 2 a 4 carriles y se conservó parte de la isla ya existente. En la figura 61 se observa un carril de giro a la derecha tiene un ancho de 2.8 m, un carril central de 3.1 m y dos carriles de giro a la izquierda uno de 3.1 m y otro de 3

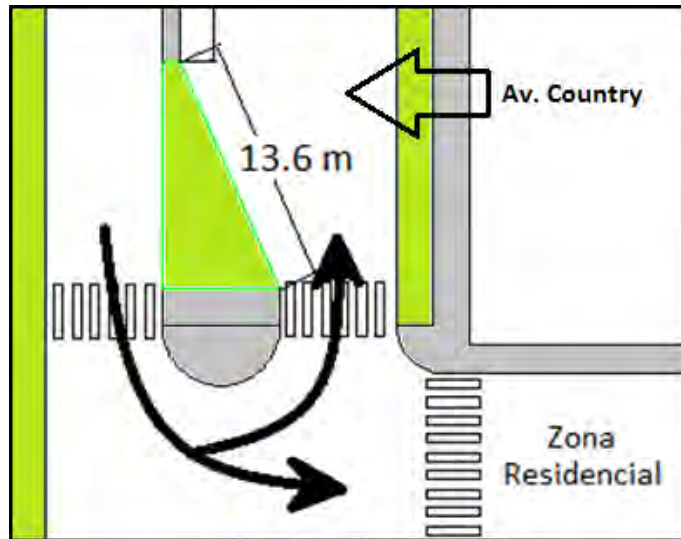
m. Los carriles de recepción son 2 de 3.25 m cada uno. Se usan 2 carriles de giro exclusivos a la izquierda que entran en la isla una longitud de 35 m junto con la diagonal de 13.6 m. En este lado de la vía se trató que los vehículos que entran hacia esta calle puedan realizar giros en “U” o poder doblar hacia las zonas residenciales como se muestra en las figura 62 y 63. (Ver plano E – 02 del Anexo E para más detalle)



**Figura 61:** Av. Country, carriles de entrada y de salida.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 62:** Av. Country, vista en planta de la nueva geometría.  
**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 63:** Av. Country, movimiento de giro en “U” y hacia zona residencial.

**Fuente:** Elaboración propia.

Las islas de la vía principal que se encuentran cuando los vehículos recién entran a la vía tendrán que tener rampas de giro a la derecha para su desaceleración y correcto uso para que no provoquen accidentes debidos a la velocidad que puedan tener algunos vehículos. Para el cálculo de la geometría de estas islas se tomó como referencia el método del Manual de vialidad Urbana Chileno (2009).

- Para la dirección OE se trató de no modificar la entrada a la vía. Por eso se dividió en 2 vías que se unen más adelante para permitir la entrada a la vía auxiliar de la derecha para los vehículos que van a girar más adelante en la intersección. Cada vía tiene 2 carriles, la que sigue de largo hasta el puente elevado tiene un ancho de carril de 3.2 m y la vía para giros a la derecha un ancho de 2.625 m. Para la geometría de la isla divisoria se diseñó con un ancho de 2 m en la entrada y más adelante ese ancho va disminuyendo para permitir el giro a la derecha (Ver figura 64).



**Figura 64:** Vista en planta de la Av. Cáceres en la entrada a la avenida, dirección OE.

**Fuente:** Elaboración propia.

Se definió la longitud requerida para modificar el ancho de isla según la tabla D-6 del anexo D que se basa en la velocidad de diseño empleada.

Se diseñó la vía central para una velocidad de diseño de 60 km/h por lo tanto el  $L_T = 35$  m (Ver figura 65) ya que se está generando otra pista a la derecha. Luego se debió aplicar una ley para ir modificando el ancho desde su valor  $E$  en el inicio, hasta el valor  $E_T$  a la distancia  $L_T$  de dicho inicio, pasando por anchos sucesivos  $e_n$  a distancias sucesivas  $L_n$ . Esta ley se tabula en la siguiente tabla D-7 del anexo D:

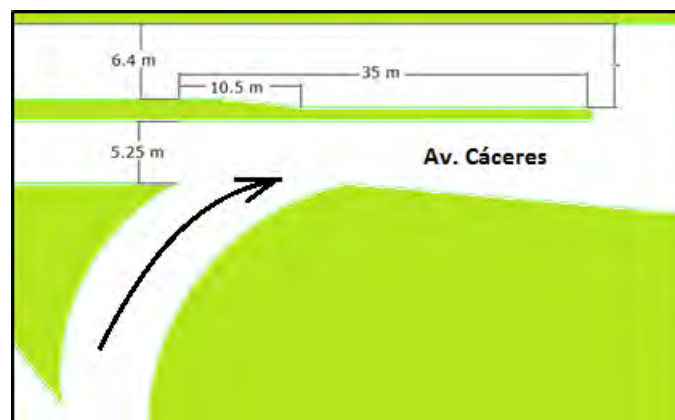
Entonces;  $L_T = 35$  m y  $E_T = 3.2$  m; con la tabla se encuentran valores de  $e_n$  para 20 puntos intermedios, que distan del origen del aumento de distancias cada 1.75 metros. Como esto es excesivo, se considerarán 10 puntos, a 3.5 metros cada uno. Entonces se hallan los valores de  $e_n$  cada 3.5 metros (Ver tabla 18):

**Tabla 18:** Valores de  $e_n$  cada 3.5 metros.

Distancia	$L_n/L_t$	$e_n/E_t$	$E_t$	$e_n$
3.5	0.1	0.0127	3.2	0.04064
7	0.2	0.0629	3.2	0.20128
<b>10.5</b>	<b>0.3</b>	<b>0.1656</b>	<b>3.2</b>	<b>0.52992</b>
14	0.4	0.319	3.2	1.0208
17.5	0.5	0.5	3.2	1.6
21	0.6	0.681	3.2	2.1792
24.5	0.7	0.8344	3.2	2.67008
28	0.8	0.9371	3.2	2.99872
32.5	0.9	0.9873	3.2	3.15936
35	1	1	3.2	3.2

**Fuente:** Elaboración propia.

Como el mínimo ancho de la isla tiene que ser 1 metro según la norma, solamente se realizó la disminución del ancho hasta la distancia de 10.5 m sobre  $L_T = 35$  m ya que si se sigue disminuyendo se pasará de lo permitido. Una vez llegado a la distancia de 10.5 m se trazó una recta hasta el final de la isla como se muestra en la figura 65.



**Figura 65:** Vista en planta de la Av. Cáceres en la entrada a la avenida, dirección OE.

**Fuente:** Elaboración propia.

- En la misma dirección más adelante se hizo otra modificación en la isla para facilitar el giro a la derecha pero en este caso será de disminución de carril y con velocidad de diseño de 50 km/h. Se usó el mismo procedimiento y tablas anteriores:

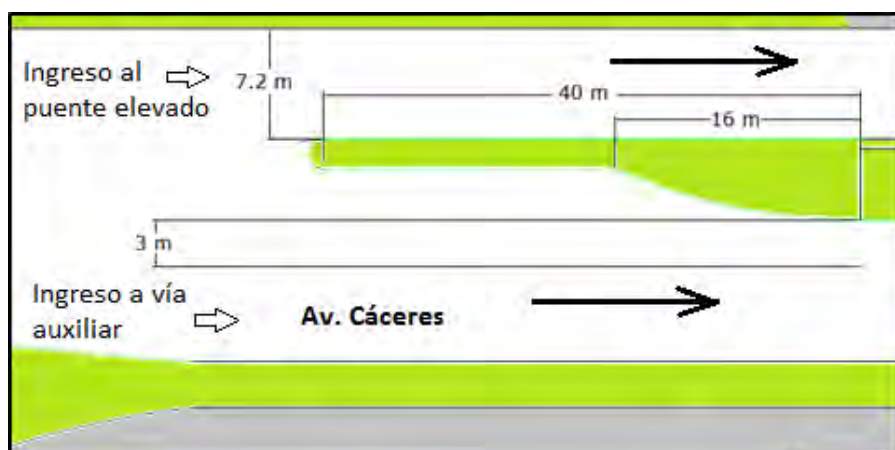
Entonces, tenemos:  $L_T = 40$  m,  $E_T = 3$  m. con la tabla 19 se encuentran valores de  $e_n$  para 10 puntos, a 4 metros cada uno. Entonces se hallan los valores de  $e_n$ :

**Tabla 19:** Valores de  $e_n$  cada 3.5 metros.

Distancia	$L_n/L_t$	$e_n/E_t$	$E_t$	$e_n$
4	0.1	0.0127	3	0.0381
8	0.2	0.0629	3	0.1887
12	0.3	0.1656	3	0.4968
16	0.4	0.319	3	1.0208
<u>20</u>	<u>0.5</u>	<u>0.5</u>	<u>3</u>	<u>1.6</u>
24	0.6	0.681	3	2.1792
28	0.7	0.8344	3	2.67008
32	0.8	0.9371	3	2.99872
36	0.9	0.9873	3	3.15936
40	1	1	3	3.2

**Fuente:** Elaboración propia.

Solamente se hizo la disminución del ancho hasta la distancia de 20 m sobre  $L_T = 40$  m ya que si se sigue disminuyendo se pasará de lo permitido. Una vez se llegó a la distancia de 16 m se trazó una recta hasta el final de la isla como se muestra en la figura 66.



**Figura 66:** Vista en planta de la Av. Cáceres en la entrada a la vía auxiliar, dirección OE.

**Fuente:** Elaboración propia.

- En la otra dirección de EO se tuvo nuevamente otra modificación en la isla para facilitar el giro a la derecha aumentando el número de carriles con

velocidad de diseño de 60 km/h. Se usó el mismo procedimiento y tablas de los 2 casos anteriores:

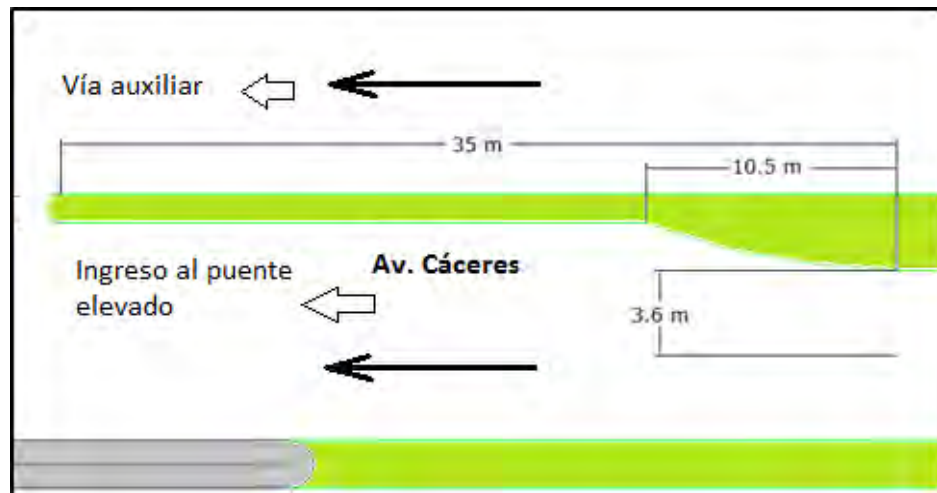
Tenemos:  $L_T = 35$  m,  $E_T = 3.6$  m. con la tabla 20 encontramos valores de  $e_n$  para 10 puntos, a 3.5 metros cada uno. Los valores de  $e_n$  son:

**Tabla 20:** Valores de  $e_n$  en cada 3.5 metros.

Distancia	$L_n/L_t$	$e_n/E_t$	$E_t$	$e_n$
3.5	0.1	0.0127	3.6	0.04572
7	0.2	0.0629	3.6	0.22644
<b>10.5</b>	<b>0.3</b>	<b>0.1656</b>	<b>3.6</b>	<b>0.59616</b>
14	0.4	0.319	3.6	1.0208
17.5	0.5	0.5	3.6	1.6
21	0.6	0.681	3.6	2.1792
24.5	0.7	0.8344	3.6	2.67008
28	0.8	0.9371	3.6	2.99872
32.5	0.9	0.9873	3.6	3.15936
35	1	1	3.6	3.2

**Fuente:** Elaboración propia.

Se realizó la disminución del ancho hasta la distancia de 10.5 m sobre  $L_T = 35$  m ya que si se sigue disminuyendo se pasará de lo permitido. Una vez se llegó a la distancia de 10.5 m se trazó una recta hasta el final de la isla como se muestra en la figura 67.



**Figura 67:** Vista en planta de entrada a la Av. Cáceres, dirección EO.

**Fuente:** Elaboración propia.

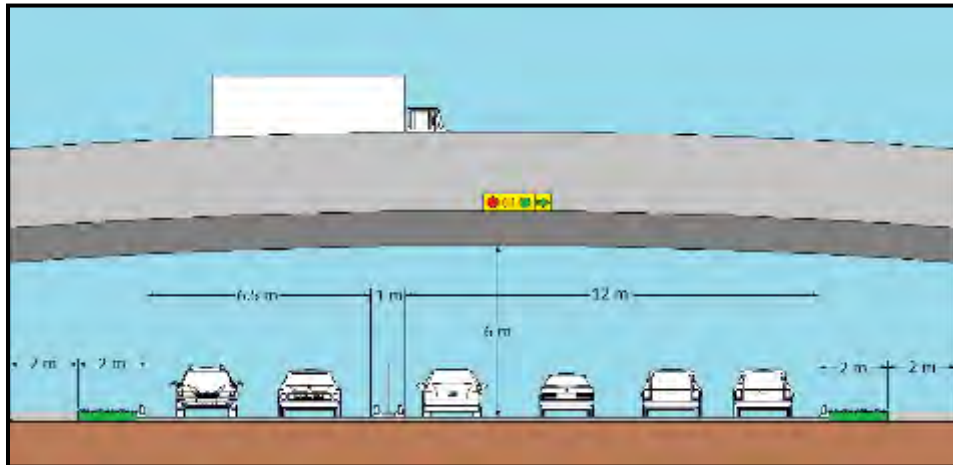
- Para todas las islas se siguió las indicaciones de la norma chilena que indica que el ancho de las medianas separadoras de 2 vías no puede ser menor que 1 metro y funcionan solamente como separadoras no pueden emplearse para el resguardo de peatones. Cuando se desea que el ancho de determinadas islas sirvan como lugares protegidos para el paso y resguardo de peatones no deben ser menores que 2 metros.





**Figura 69:** Vista de la sección transversal de la Av. Cáceres llegando a la intersección.  
**Fuente:** Elaboración propia.

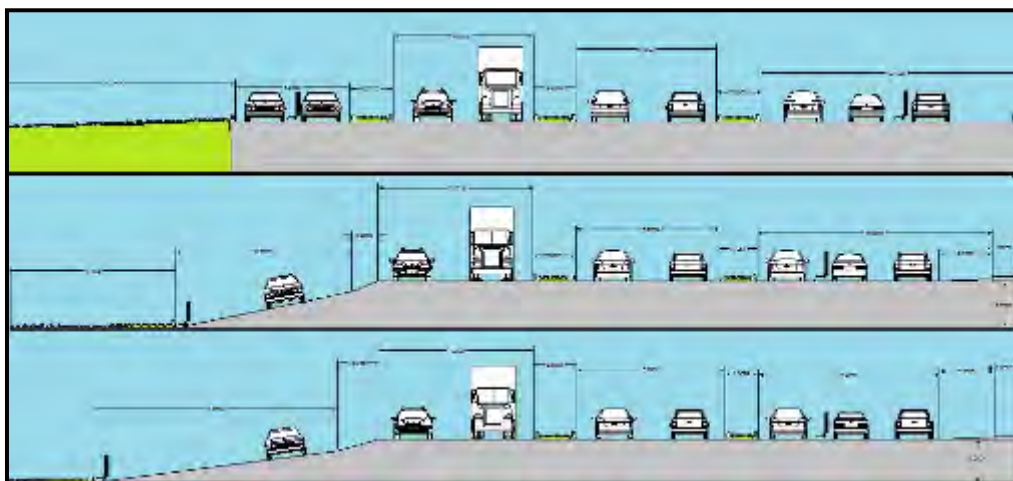
Para las Av. Country y Ramón Mugica se usó la misma vereda con un ancho de 2 m junto con jardineras de 2 m también. Se colocó el mismo tipo B de sardineles que la avenida principal. Se colocó una reja separadora dentro de las islas para impedir el paso de peatonal a través de ellas. En la figura 70 se observa la sección diseñada.



**Figura 70:** Vista de la sección transversal de la Av. Country y Ramón Mugica llegando a la intersección.

**Fuente:** Elaboración propia.

En la entrada a la Av. Cáceres se diseñó una rampa en el lado derecho, para descender al nivel de esa zona, y por donde se ingresa a los carriles de giro a la derecha que no suben atraviesan el puente elevado. En la figura 71 se observa un bosquejo con 3 etapas de la entrada a la avenida, allí se aprecia como el lado derecho de la avenida descende de nivel poco a poco por medio de la rampa.



**Figura 71:** Vista de 3 secciones transversales consecutivas de la Av. Cáceres entrando a la avenida en dirección OE.

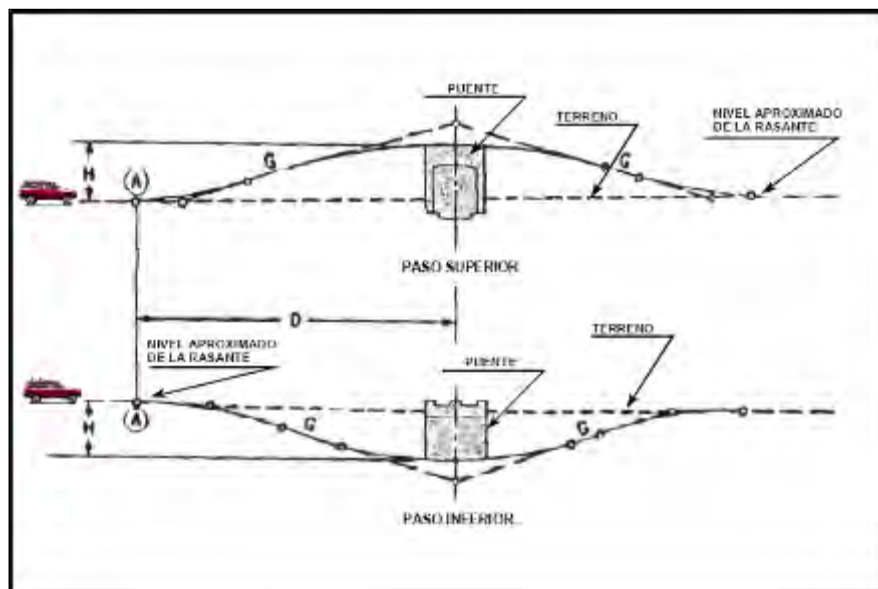
**Fuente:** Elaboración propia.

En los planos E – 03 y E - 07 del Anexo E se encuentran los planos de todas las secciones transversales típicas diseñadas al detalle.

#### 4.3.3. Diseño de perfil:

Para el diseño a perfil se diseñaron las dimensiones del puente elevado que cruza la intersección. Como guía se utilizó el Manual centroamericano de Normas para el diseño geométrico de carreteras (Raúl Leclair, 2004).

La distancia mínima del centro elevado al ingreso del puente representada como “D” depende de la velocidad de diseño, de la pendiente longitudinal y de la altura de subida o bajada representada como “H”. En la figura 72 se aprecia con mayor detalle:



**Figura 72:** Esquema para encontrar la distancia D de acceso a la rampa.

**Fuente:** Manual centroamericano de Normas para el diseño geométrico de carreteras, 2da. Edición.

Se diseñó con una velocidad de diseño de 60 Km/h, una pendiente de aproximadamente 5% y una altura de 6 metros que es la recomendada según AASHTO; con estos datos se usó la tabla D-8 del anexo D y se halló una distancia D de 200 metros.

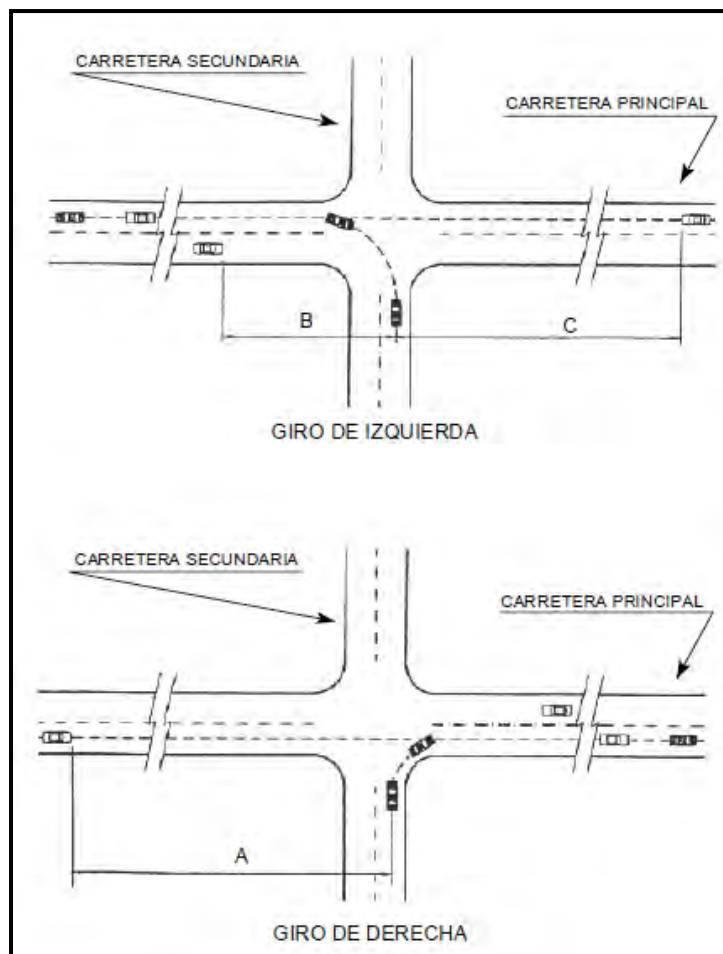
Ya con estos datos se pasó a hacer el dibujo en perfil del puente elevado como se muestra en el plano E – 04 del anexo E.

#### 4.4. Visibilidad:

Una parte fundamental que debe llamar la atención, es el diseño de distancias seguras de visibilidad en los accesos para los vehículos que circulan por la intersección. El conductor que se aproxima a una intersección a nivel debe tener

una visión sin obstáculos de la intersección completa y de suficiente longitud de la autopista que intercepta. De igual manera los vehículos que se encuentran detenidos en el semáforo, deben contar con suficiente distancia de visibilidad hacia uno y otro lado, formando un triángulo de visión completa, para poder realizar con total seguridad cualquier maniobra dentro de la zona de la intersección o de giro libre a la derecha donde sea permitido para integrarse a la corriente de tránsito en dicha vía.

En este caso sólo preocupó la distancia de visibilidad para los giros permitidos a la derecha de los vehículos que vienen por la Av. Country o Ramón Mugica ya que para giros a la derecha se han considerado libres en todo momento. Pero de igual forma se diseñó según la tabla D-9 del anexo D las mínimas distancias de visibilidad para giros tanto derecha como izquierda. En las direcciones SN y NS los giros a la derecha se han considerado libres ya que no hay tránsito en la dirección perpendicular que interfiera con este flujo, y los giros a la izquierda son regulados por el semáforo o según el flujo contrario lo permita cuando el semáforo este en verde. En las direcciones OE y EO los giros son controlados por semáforo no importando la visibilidad ya que solo podrán avanzar los vehículos cuando el semáforo este en verde. En la figura 73 se muestra un esquema con las longitudes mínimas para cada giro.

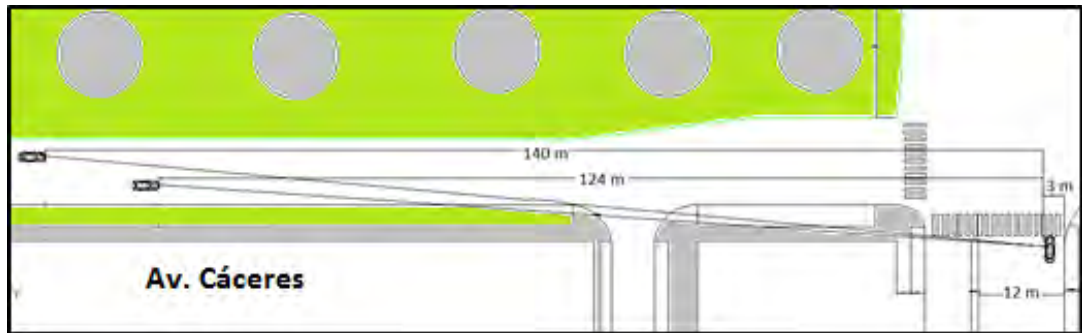


**Figura 73:** Distancia de visibilidad para giros de izquierda y de derecha.

**Fuente:** Manual Centroamericano de normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales, 2da Ed, 2004, pág 5-54.

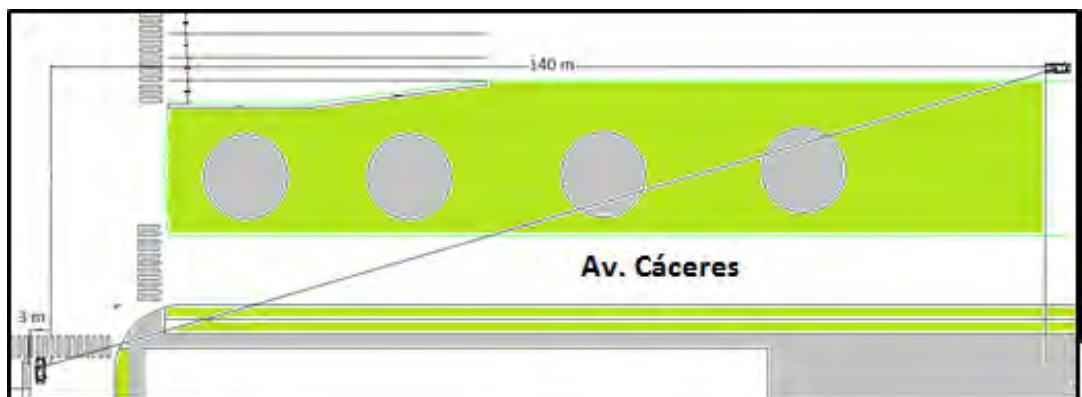
Según indica la tabla se recomienda para giros a la derecha un valor de A de 140 m. Para giros a la izquierda se recomiendan valores para B y C de 124 m y 140 m respectivamente.

En las figuras 74 y 75 se aprecian las distancias del diseño en planta en donde se observa que las diagonales visuales de los conductores no son obstaculizadas por nada, cumpliendo así con los límites de distancia que dice la norma. En la figura 75 se observa que la diagonal visual choca con un pilar del puente pero no es tomado en cuenta ya que el dibujo del pilar es despreciable ya que el diseño estructural es un tema aparte de esta tesis.



**Figura 74:** Distancia A y B de visibilidad para giros de izquierda y de derecha.

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 75:** Distancia C de visibilidad para giros de izquierda.

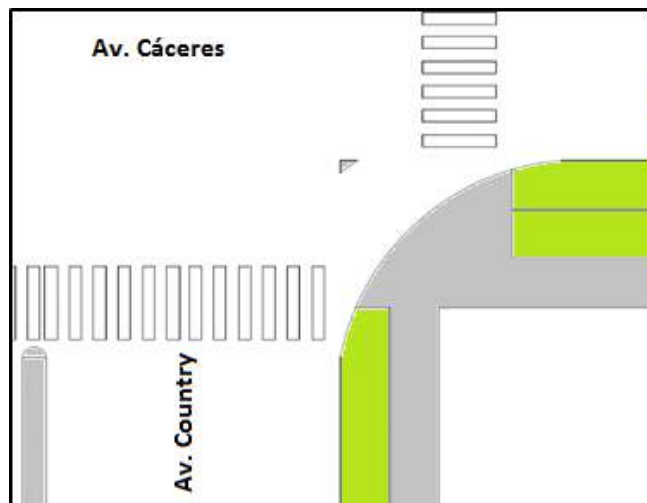
**Fuente:** Elaboración propia.

Para la Av. Ramón Mugica se cumplen las mismas distancias y condiciones que para la Av. Country.

#### 4.5. Equipamiento de señalizaciones a usar:

En este intercambio a desnivel no se está usando en toda su totalidad la ventaja de tener vías a distintos niveles ya que el único movimiento totalmente libre sin necesidad de semáforos es en la vía principal cuando los vehículos siguen su camino en dirección recta. Todos los demás movimientos tendrán que ser controlados por semáforos lo que hace muy importante tener una buena señalización.

- En la Av. Country así como en la Ramón Mugica se implementó un giro libre a la derecha a todos los vehículos que llegan a la intersección ya que al ser prácticamente nulo el tránsito de vehículos que entran en la avenida Andrés A. Cáceres provenientes de la dirección Oeste-Este y Este-Oeste facilita el libre giro de vehículos que provienen de las Av. Country y Ramón Mugica. Dicho giro libre tiene que coger parte de la vereda ya existente para poder formar un ángulo de giro considerablemente bueno. De todas formas, debido a la dificultad del poco espacio y la mala geometría de la zona, el ángulo de giro no es el indicado para un giro de este tipo pero cumple con los requisitos para realizar el giro moderadamente bien. El ángulo de giro usado es de  $10^\circ$  y se complementa con la construcción de una defensa para proteger a los vehículos entrantes. En las figuras 76 y 77 se muestra con más detalle:



**Figura 76:** Esquina de giro a la derecha en Av. Country con Av. Cáceres.

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 77:** Esquina de giro a la derecha en Av. Ramón Mujica con Av. Cáceres.

**Fuente:** Elaboración propia.

- Otras señalizaciones empleadas son del tipo de carteles indicando el sentido de los giros y de los carriles, así como señales de límites de velocidad. Para los vehículos que se dirigen en dirección de Oeste-Este o contraria, se necesita tener muy bien señalizado el camino indicando qué carriles tomar para el respectivo rumbo que se desea tomar ya que si algún vehículo que pensaba girar en la intersección hacia la derecha o izquierda se equivoca y sigue por las vías centrales será imposible dar la vuelta más adelante ya que pasará de largo sin oportunidad a parar o girar; teniendo que hacer una seria de maniobras por otras calles o avenidas para poder desplazarse hacia su destino deseado.
- En medio de todas las islas centrales serán colocadas rejas de seguridad para impedir el paso de peatones a través de ellas. Así se intenta reducir considerablemente cualquier posibilidad de accidentes por atropellos a personas. Los peatones tendrán que cruzar exclusivamente por la intersección por las zonas peatonales. En las figuras 78 y 79 se aprecian 2 vistas isométricas.

**Figura 78:** Vista isométrica desde la Av. Country intersección Av. Cáceres mirando el grifo mega detrás del puente elevado del paso a desnivel.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 79:** Vista isométrica desde la Av. Ramón Mugica intersección Av. Cáceres mirando el puente elevado del paso a desnivel.



**Fuente:** Elaboración propia.

#### 4.6. Reglaje de los semáforos a usar:









En este nuevo diseño la sincronización tiene que ser la más precisa, la mejor posible y optimizada para tener el mejor funcionamiento. Por eso, con la ayuda del Synchro 8.0 se probaron las distintas formas de sincronización de los semáforos juntos con sus fases y se obtuvo lo siguiente:

- Los semáforos a usar tienen que ser pre-programados, con 8 fases y con giros protegidos. Todos los giros a la izquierda serán primero permitidos normalmente en su ciclo de 23 segundos para direcciones de Norte-Sur y viceversa, y 21 segundos para direcciones de OE y viceversa; y al finalizar es ciclo tendrán su ciclo protegido de 8 segundos exclusivamente para giros a la izquierda. Y los



giros a la derecha serán permitidos durante la fase de 21 segundos para la dirección de Oeste-Este y viceversa. En la tabla 21 de abajo se muestran las fases junto con sus respectivos tiempos:

**Tabla 21:** Fases y tiempos de verde, ámbar y todo rojo.

Fases	 02	 01	 04	 03
<b>Verde (s)</b>	23	8	21	8
<b>Ámbar (s)</b>	3.5	3.5	3.5	3.5
<b>Todo Rojo (s)</b>	0.5	0.5	0.5	0.5
Fases	 06	 05	 08	 07
<b>Verde (s)</b>	23	8	21	8
<b>Ámbar (s)</b>	3.5	3.5	3.5	3.5
<b>Todo Rojo (s)</b>	0.5	0.5	0.5	0.5

**Fuente:** Elaboración propia.

Es importante saber que no se ha implementado una fase exclusivamente peatonal, pero se colocarán semáforos para peatones que estarán sincronizados de igual manera a la fase que tiene el mismo movimiento para los vehículos.

#### 4.7. Nueva simulación con Synchro 8.0:

Al realizar el diseño geométrico de esta alternativa se tuvo que hacer algunas modificaciones en la geometría final ya que con el Synchro 8.0 se simula un pre diseño que sólo servía para analizar la capacidad y NDS de la intersección con las características de paso a desnivel. Ahora se analizará nuevamente la capacidad y NDS con estas nuevas características.

##### 4.7.1. Ajuste de demanda:

Los ajustes de demanda son los mismos por eso la ventana de ajustes de volumen se conservó igual.

##### 4.7.2. Ajuste de oferta:

En este nuevo diseño geométrico se tuvo que cambiar los anchos de algunos carriles para que se adapten mejor al terreno. Para la dirección EO se modificó el ancho del carril izquierdo de giro de 3 m a 3.2 m, junto también con su longitud de almacenamiento de 22 m a 20 m. En la dirección SN se modificó el ancho del carril izquierdo de 3 m a 2.8 m y el carril central de 3.2 m a 3.1 m. En la dirección NS de la misma forma que su dirección opuesta se modificó de 3 m a 2.8 m y de 3.2 m a 3.1 m para cada carril respectivamente.

Para los giros canalizados a la derecha se diseñó que para las direcciones OE y EO se canalizará con la opción Yield con un ángulo de giro de 9°, en este nuevo diseño se eliminó esto ya que la geométrica tan angosta lo dificulta mucho. Para la dirección SN el giro canalizado a la derecha se mantuvo igual de acceso libre y con ángulo de giro de 10°. Y para la dirección NS se mantendrá el giro de acceso

libre solamente modificando el ángulo de giro a la derecha de 9° a 10° dándole mayor maniobrabilidad al vehículo (Ver figura 80).

En la ventana de ajustes de simulación (Ver figura 81) lo único que se modificó fue la longitud cónica de los carriles izquierdos de giro. En la dirección OE se modificó de 20.3 m a 25 m, para EO de 18.7 a 25 m y para SN se redujo de 25 m a 13.6 m. Estas modificaciones fueron para darle más facilidades constructivas como en las direcciones OE y EO, y en el caso de la dirección SN fue para permitir el giro en U a los vehículos que vienen en dirección contraria y quieren entrar en esta calle o la urbanización del costado (Sta. Isabel).

**Figura 80:** Ventana de ajuste de carril propuesta desnivel modificada.

LANE SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	↔↔	↔	↔	↔↔	↔↔	↔	↔↔	↔↔	↔	↔↔	↔↔	↔
Traffic Volume (vph)	351	0	177	218	0	19	103	745	136	103	843	303
Street Name	Av. Andrés A. Cáceres						Av. Ramón Mujica					
Link Distance (m)	—	534.2	—	—	383.3	—	—	196.3	—	—	223.3	—
Links Speed (km/h)	—	50	—	—	50	—	—	50	—	—	50	—
Set Arterial Name and Speed	—	EB	—	—	WB	—	—	NB	—	—	SB	—
Travel Time (s)	—	38.5	—	—	27.6	—	—	14.1	—	—	16.1	—
Ideal Satd. Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.2	3.2	3.0	2.8	3.1	3.0	2.8	3.1	3.0
Grade (%)	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—
Area Type CBD	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	20.0	—	0.0	35.0	—	0.0	50.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	2	—	—	2	—	—
Right Turn Channelized	—	—	None	—	—	None	—	—	Free	—	—	Free
Curb Radius (m)	—	—	—	—	—	—	—	—	10.0	—	—	10.0
Add Lanes (#)	—	—	—	—	—	—	—	—	0	—	—	0
Lane Utilization Factor	0.91	0.86	0.95	0.91	0.86	0.95	0.86	0.86	0.91	0.86	0.86	0.91
Right Turn Factor	1.000	0.941	0.850	1.000	0.996	0.850	1.000	0.977	—	1.000	0.961	—
Left Turn Factor (prot)	0.950	0.971	1.000	0.950	0.954	1.000	0.950	0.999	—	0.950	1.000	—
Saturated Flow Rate (prot)	2759	1114	1057	2093	987	1057	1273	3622	—	1273	3415	—
Left Turn Factor (perm)	0.701	0.813	1.000	0.658	0.712	1.000	0.211	0.929	—	0.218	0.934	—
Right Ped Bike Factor	1.000	0.867	0.665	1.000	0.991	0.665	1.000	0.949	—	1.000	0.912	—
Left Ped Factor	0.504	0.820	1.000	0.543	0.733	1.000	0.951	0.999	—	0.919	0.999	—
Saturated Flow Rate (perm)	1026	765	702	788	540	702	269	3366	—	268	3188	—
Right Turn on Red?	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>
Saturated Flow Rate (RTOR)	0	0	0	0	0	0	0	63	—	0	173	—
Link Is Hidden	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—	—	<input type="checkbox"/>	—
<b>Ideal Saturated Flow, unadjusted (1000 to 2500 vphpl)</b>												

**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 81:** Ventana de ajustes de simulación propuesta desnivel modificada.

SIMULATION SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Lanes and Sharing (#RL)	1	0	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1
Traffic Volume (vph)	351	0	177	218	0	19	103	745	136	103	843	303
Storage Length (m)	20.0	—	0.0	20.0	—	0.0	35.0	—	0.0	50.0	—	0.0
Storage Lanes (#)	1	—	—	1	—	—	2	—	—	2	—	—
Taper Length (m)	25.0	—	—	25.0	—	—	13.6	—	—	40.0	—	—
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right
Lane Width (m)	3.0	3.2	3.0	3.2	3.2	3.0	2.8	3.1	3.0	2.8	3.1	3.0
Enter Blocked Intersection	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
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	—
TWLT Median	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Headway Factor	1.25	1.21	1.59	1.21	1.21	1.59	1.29	1.33	1.25	1.29	1.33	1.25
Turning Speed (km/h)	25	—	25	25	—	25	25	—	25	25	—	25
Mandatory Distance (m)	—	80.0	—	—	80.0	—	—	80.0	—	—	80.0	—
Positioning Distance (m)	—	416.7	—	—	416.7	—	—	416.7	—	—	416.7	—
Mandatory Distance 2 (m)	—	277.8	—	—	277.8	—	—	277.8	—	—	277.8	—
Positioning Distance 2 (m)	—	555.6	—	—	555.6	—	—	555.6	—	—	555.6	—

**Fuente:** Elaboración propia.

#### 4.7.3. Determinación de capacidad:

En esta sección se dejaron todos los parámetros definidos de la misma forma: tipo de semáforo, fases, tipo de fase, giros a permitidos o protegidos, etc.

#### 4.7.4. Medidas de eficiencia:

Se observa que la relación v/c y la demora de la intersección se modificaron de 0.85 a 0.86 y de 19.5 a 19.9 respectivamente (Ver figura 82). Esto implica que, al ajustar el modelo en Synchro a la realidad del diseño geométrico, la capacidad disminuyó un poco haciendo así aumentar la relación v/c y el tiempo de demora.

**Foto 82:** Ventana de ajustes de semáforo propuesta desnivel modificada.

NODE SETTINGS	TIMING SETTINGS	EBL	EBT	EBR	WBL	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR
Node ID	Lanes and Sharing (#RL)	1	0	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1
Zone	Traffic Volume (vch)	351	0	177	218	0	19	103	745	136	103	843	303
X East Int:	Turn Type	prmt	—	Perm	prn-p	—	Perm	prmt	—	—	prmt	—	—
Y North Int:	Protected Phases	7	4	4	3	8	8	5	2	—	1	6	—
Z Elevation (m):	Permitted Phases	4	4	4	8	8	8	2	—	—	6	—	—
Description	Detector Phases	7	4	4	3	8	8	5	2	—	1	6	—
Control Type	Switch Phase	0	0	0	0	0	0	0	0	—	0	0	—
Cycle Length (s):	Leading Detector (m)	2.0	10.0	2.0	2.0	10.0	2.0	2.0	10.0	—	2.0	10.0	—
Lock Timings	Trailing Detector (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	—	0.0	0.0	—
Optimize Cycle Length	Minimum Initial (s)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	—	4.0	4.0	—
Optimize Splits	Minimum Split (s)	6.0	21.0	21.0	6.0	21.0	21.0	6.0	21.0	—	6.0	21.0	—
Actualized Cycle(s)	Total Split (s)	6.0	21.0	21.0	6.0	21.0	21.0	6.0	23.0	—	6.0	23.0	—
Natural Cycle(s)	Yellow Time (s)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	—	3.5	3.5	—
Max v/c Ratio	All-Red Time (s)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	—	0.5	0.5	—
Intersection Delay (s)	Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	—	0.0	0.0	—
Intersection LOS	Lagging Phase?	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
ICU:	Allow Lead/Lag Optimize?	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
ICU LOS:	Recall Mode	Max	Max	Max	Max	Max	Max	Max	Max	—	Max	Max	—
Offset (s):	Actualized Effct. Green (s)	21.0	21.0	17.0	21.0	21.0	17.0	23.0	23.0	—	23.0	23.0	—
Referenced to:	Actualized v/c Ratio	0.36	0.35	0.28	0.35	0.36	0.28	0.38	0.38	—	0.38	0.38	—
Reference Phase:	Volume to Capacity Ratio	0.57	0.45	0.62	0.40	0.34	0.05	0.65	0.66	—	0.65	0.66	—
Master Intersection:	Percent Delay (s)	20.2	12.2	22.2	17.2	17.2	17.2	21.2	14.2	—	21.2	21.2	—

**Fuente:** Elaboración propia

## **Capítulo 5: Conclusiones y recomendaciones**

### 5.1. Conclusiones:

- Si bien las normas extranjeras son aplicables a nuestro entorno, para efectos más precisos el Perú debería pensar en elaborar su propio manual de tránsito ya que la realidad de un conductor en Estados Unidos de Norteamérica, Chile, México o Centroamérica son distintas a la de un conductor peruano. Aquí en la ciudad de Piura, como en muchas otras provincias del Perú, existe una gran población de moto-taxis y motos lineales, que en algunas zonas de la ciudad llega a ser mayor que la población de autos. Esto definitivamente no se encuentra en otros países o en la misma ciudad de Lima donde estos vehículos están restringidos para zonas más rurales.
- Como solución a la problemática planteada se evaluaron 4 soluciones, de muchas más existentes, que mejorarían los niveles de servicio de la intersección estudiada; pero, no solamente basta con encontrar la solución que mejor nivel de servicio dé; falta analizar algunos otros factores como el costo de la obra, el impacto a corto y largo plazo, la facilidad de construcción y tal vez uno de los más importante la geometría de la zona, ya que sin espacio suficiente para el diseño geométrico que mejor servicio brinde es igual que nada ya que será imposible su construcción. Debido a todos estos factores se concluyó que la mejor opción tomando todos estos factores en cuenta fue el paso a desnivel con semáforos en la parte inferior. Esta propuesta resulta ser más costosa que otras propuestas que no necesitan la construcción de un puente o un túnel, pero pensando en el largo plazo y en brindar el mejor servicio posible se tomó la decisión de elegir este diseño. Para funciones de tránsito cumplen la misma

función ya sea un paso a desnivel con puente o con túnel, ya que el tráfico es desviado de igual forma y soluciona la congestión de la intersección. Por ello para la elección de cual alternativa usar se toma en cuenta el costo de la obra, la dificultad y el tiempo de construcción. Nosotros elegimos un paso a desnivel con puente por razones de facilidad de construcción debido a que el suelo de la ciudad de Piura es generalmente de mala calidad con una napa freática muy alta pudiendo general inundaciones en el proceso de construcción ya que se necesitarían cimientos más profundos. Otro factor no favorable es que Piura es una región con épocas del año con fuertes lluvias y esto podría generar inundaciones en el túnel una vez construido si no se tiene un correcto drenaje del agua empozada. Por estas razones se eligió la alternativa con mayor facilidad de construcción y posterior uso del paso a desnivel con puente elevado.

- El diseño geométrico de la alternativa elegida se hizo guiándose de normas extranjeras ya que nuestro país no cuenta con una propia. Con estas normas tenemos que adaptarnos nuevamente a nuestra realidad ya que no contamos con el mismo espacio geométrico para construir todos los tipos de diseños geométricos de giros, rotondas, ni pasos a desnivel que estas normas proponen.
- La razón por la cual no fueron tomadas en cuenta las vías auxiliares en el análisis de la situación actual es debido al mal uso que los usuarios le brindan, no respetando el sentido del flujo de tránsito; y, entrando y saliendo de la vía a su gusto. Vemos que la vía auxiliar de la Av. Cáceres en la dirección OE está inconclusa, empezando recién a la altura del Centro de ESsalud lo que origina que no exista flujo de los vehículos provenientes de la Av. Cáceres haciendo que la vía sea usada en doble sentido o como estacionamiento de algunos vehículos. En las vías auxiliares receptoras de ambas direcciones OE y EO se ha tratado de ordenar el tráfico de una manera ordenada aunque regularmente continua siendo usada en doble sentido por algunos vehículos, de igual forma al tratarse de un flujo constante ya que solo ingresan vehículos en movimiento el efecto en estas vías es despreciable ya que nunca se generarán colas ni demoras. La excepción es en la dirección EO que sí se ha regulado para el uso exclusivo en esa dirección pero al tenerse un volumen de tráfico tan pequeño de vehículos que giran a la derecha en la intersección, para efectos prácticos se desprecia nuevamente el efecto de esta vía auxiliar ya que los vehículos que giran no van a generar colas ni demoras.
- En este estudio se trató de seguir todos los pasos teóricos propuestos por el HCM y los datos tomados en campo por el estudio realizado por la Universidad de Piura. El estudio parece estar inconcluso y no tener varios datos necesarios; por eso se tomaron varios valores por defecto propuestos por el HCM que permiten proseguir con el análisis. Siempre es mejor contar con la mayor cantidad posible de datos tomados en campo ya que eso siempre acerca más el análisis a la realidad pero los valores por defecto propuestos por el HCM provienen de un largo estudio con muchos datos tomados a lo largo del tiempo de las autopistas

de los Estados Unidos de Norteamérica (USA). A pesar de ello para un análisis aún más detallado y exacto de nuestra intersección se deben tomar valores reales o valores por defecto obtenidos de acuerdo a las autopistas nacionales, ya que la realidad del conductor peruano con la de un conductor extranjero, son totalmente distintas.

- En el nuevo diseño geométrico y señalización no se está considerando una fase de semáforos exclusivamente peatonal ya que no existe una cultura por parte de los conductores de respetar al peatón haciendo que puedan ocurrir algunos accidentes. Pero de igual forma, el diseño propone colocar semáforos advirtiendo con un conteo regresivo cada fase peatonal para su correcto uso. Estas fases peatonales serán compartidas con las fases de los semáforos vehiculares correspondientes.
- Se colocaron 2 carriles de giro exclusivo a la derecha en las 2 direcciones de la Av. Cáceres, esto para tratar de generar las menores distancias de colas posibles para los vehículos que giran a la derecha y la menor interferencia con los vehículos que giran desde la otra dirección de la avenida.

## 5.2. Recomendaciones:

- Una de las recomendaciones importantes a tomar en cuenta no es sólo centrarse en la construcción del nuevo diseño; se tendrán que implementar campañas en donde se les enseñe a los usuarios, que usan la intersección, a conducir de una manera más segura y respetando todas las reglas de tránsito. Si se quiere realmente un buen uso del intercambio a desnivel sin ocasionar molestias se tendrá que poner mucho de parte de los conductores de los vehículos y de los peatones.
- Junto con la primera recomendación tiene que ir de la mano una buena supervisión por parte de un organismo regulador, para que los usuarios que no respeten las nuevas medidas de tránsito sean sancionados o informados de su falta. Así poco a poco se irá educando al conductor hasta que la intersección logre funcionar de la manera esperada.
- Los semáforos tienen que siempre funcionar correctamente; para eso se tendrá que dar un constante mantenimiento verificando que no sufran ninguna desprogramación. Junto con los semáforos todas las señalizaciones que indican las entradas y salidas a los carriles de giro o a los carriles centrales, tendrán que encontrarse claramente posicionadas para su buena visualización. Las bandas peatonales y las flechas que indican el uso de cada carril tendrán que ser pintadas en la pista con la correcta pintura para tener una fácil y duradera visualización.
- La norma americana no toma en cuenta para nada la existencia de moto-taxis o excesivas motocicletas; se debe adaptar a ellos transformando el número de

moto-taxis o motos a un valor equivalente a un auto. Y si a esto se suma la imprudencia de los conductores de estos vehículos que la mayoría de veces no respetan las normas de tránsito, se genera el caos en el cual se vive actualmente. Con una norma de análisis de tránsito local se obtendrían muchos valores por defecto más acordes de la realidad peruana pudiendo así obtener un mejor análisis.

## Referencias bibliográficas

1. Diaz Vargas, L. F. (2009). *Análisis vial de dos intersecciones sin semáforo en zona aledaña a nuevo terrapuerto de Piura*". Universidad de Piura, Facultad Ingeniería, Piura, Perú.
2. Fernández, E. (2011). *Elementos de diseño y planeamiento de intersecciones urbanas*. PUCP, Facultad ciencias e ingeniería, Lima, Perú.
3. Instituto Peruano de Construcción y Gerencia (ICG) (2014). *Diseño Geométrico Vial Urbano*. Lima, Perú.
4. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Dirección de Carreteras, MTC (2013). *Manual de Diseño Geométrico para carreteras DG-2013*. Lima, Perú.
5. Ministerio de vivienda y urbanismo de Chile (2009). *Manual de vialidad urbana* división de desarrollo urbano. Santiago, Chile.
6. Municipalidad Provincial de Piura. Dirección de estudios y proyectos (2013). *Mantenimiento de la Avenida Ramón Mujica (tramo Av. Fortunato y Av. Eguiguren) distrito de Piura provincia de Piura-Piura*.
7. Moreno Carlosama S.M. (2013). *Estudio y diseño vial de la Av. 15 de Noviembre (Etapa III de 1.71 Km de longitud), cantón Tena, Provincia de Napo*. Universidad



Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, carrera Ingeniería Civil, Quito, Ecuador.

8. Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (2005). *Plan Intermodal de Transportes del Perú*. Lima, Perú.
9. Página web (2015): <http://www.gpsvisualizer.com/elevation>
10. Rolón, R. (2006). *Diseño geométrico de vías urbanas*. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata, La Plata, Argentina.
11. Segovia J. (2004). *Aplicación de la ingeniería de tránsito al diseño de glorietas urbanas*. Universidad de Piura, Facultad Ingeniería, Piura, Perú.
12. Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA. Consultor: Raúl Leclair (2004). *Manual centroamericano de normas para el Diseño Geométrico de las carreteras Regionales. (2da ed.)*. Nicaragua, Costa Rica, Honduras, El Salvador, Guatemala.
13. Suárez Joya H. N., Pantoja Santander C. A. (2005). *Prediseño geométrico a nivel y a desnivel de la intersección El Jazmín*. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Manizales, Colombia.
14. Timaná Rojas, J. A. (2012). *Estudio de Impacto Vial y Diseño Geométrico en Dos Nuevos Ingresos al Campus Udep*. Piura, Perú.
15. Timaná Rojas, J. A. (2012). *Estudio de tráfico para estimar la demanda del estudio de preinversión a nivel de perfil del PIP "Construcción del puente vehicular y peatonal Luis Antonio Eguiguren Escudero y accesos-Piura"*. Piura, Perú.
16. Transportation Research Board, National Research Council. *Highway Capacity Manual (HCM) 2000* (2010). Estados Unidos de Norteamérica.
17. Universidad Nacional de Piura e INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil) (2002). *Estudio de mecánica de suelos y mapa de peligros de la ciudad de Piura*.
18. 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.
19. VCHI S.A. (2005). *Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas*. Lima, Perú.

## **Anexos**

# **Anexo A**

**Tabla A-1:** Resumen de las diferentes características de los tipos de vías.

ATRIBUTOS Y RESTRICCIONES	VÍAS EXPRESAS	VÍAS ARTERIALES	VÍAS COLECTORAS	VÍAS LOCALES
<b>Velocidad de Diseño</b> Entre 80 y 100 Km/hora Se registrará por lo establecido en los artículos 160 a 168 del Reglamento Nacional de Tránsito (RNT) vigente.	Entre 50 y 80 Km/hora Se registrará por lo establecido en los artículos 160 a 168 del RNT vigente.	Entre 40 y 60 Km/hora Se registrará por lo establecido en los artículos 160 a 168 del RNT vigente.	Entre 30 y 40 Km/hora Se registrará por lo establecido en los artículos 160 a 168 del RNT vigente.	
<b>Características del flujo</b>	Flujo ininterrumpido. Presencia mayoritaria de vehículos livianos. Cuando es permitido, también por vehículos pesados. No se permite la circulación de vehículos menores, bicicletas, ni circulación de peatones.	Debe minimizarse las interrupciones del tráfico. Los semáforos cercanos deberán sincronizarse para minimizar interferencias. Se permite el tránsito de diferentes tipos de vehículos, correspondiendo el flujo mayoritario a vehículos livianos. Las bicicletas están permitidas en ciclo vías.	Se permite el tránsito de diferentes tipos de vehículos y el flujo es ininterrumpido frecuentemente por intersecciones a nivel. En áreas comerciales e industriales se presentan porcentajes elevados de camiones. Se permite el tránsito de bicicletas recomendándose la implementación de ciclo vías.	Está permitido el uso por vehículos livianos y el tránsito peatonal es restringido. El flujo de vehículos semipesados es eventual. Se permite el tránsito de bicicletas.
<b>Control de Accesos y Relación con otras vías</b>	Control total de los accesos. Los cruces peatonales y vehiculares se realizan a desnivel o con intercambios especialmente diseñados. Se conectan solo con otras vías expresas o vías arteriales en puntos distantes y mediante enlaces. En casos especiales, se puede prever algunas conexiones con vías colectoras, especialmente en el Área Central de la ciudad, a través de vías auxiliares.	Los cruces peatonales y vehiculares deben realizarse en pasos a desnivel o en intersecciones o cruces semaforizados. Se conectan a vías expresas, a otras vías arteriales y a vías colectoras. Eventual uso de pasos a desnivel y/o intercambios. Las intersecciones a nivel con otras vías arteriales y/o colectoras deben ser necesariamente semaforizadas y considerarán carriles adicionales para volteo.	Incluyen intersecciones semaforizadas en cruces con vías arteriales y solo señalizadas en los cruces con otras vías colectoras o vías locales. Reciben soluciones especiales para los cruces donde existían volúmenes de vehículos y/o peatones de magnitud apreciable.	Se conectan a nivel entre ellas y con las vías colectoras.
<b>Número de carriles</b>	Bidireccionales: 3 o más carriles/sentido	Unidireccionales: 2 ó 3 carriles Bidireccionales: 2 ó 3 carriles/sentido	Unidireccionales: 2 ó 3 carriles Bidireccionales: 1 ó 2 carriles/sentido	Unidireccionales: 2 carriles Bidireccionales: 1 carril/sentido
<b>Servicio a propiedades adyacentes</b>	Vías auxiliares laterales	Deberán contar preferentemente con vías de servicio laterales.	Prestan servicio a las propiedades adyacentes.	Prestan servicio a las propiedades adyacentes, debiendo llevar únicamente su tránsito propio generado.
<b>Servicio de Transporte público</b>	En caso se permita debe desarrollarse por buses, preferentemente en " Carriles Exclusivos " o " Carriles Solo Bus " con paraderos diseñados al exterior de la vía.	El transporte público autorizado deber desarrollarse por buses, preferentemente en "Carriles Exclusivos " o " Carriles Solo Bus " con paraderos diseñados al exterior de la vía o en bahía.	El transporte público, cuando es autorizado, se da generalmente en carriles mixtos, debiendo establecerse paraderos especiales y/o carriles adicionales para volteo.	No permitido
<b>Estacionamiento y descarga de mercaderías</b>	No permitido salvo en emergencias.	No permitido salvo en emergencias o en las vías de servicio laterales diseñadas para tal fin. Se registrará por lo establecido en los artículos 203 al 225 del RNT vigente.	El estacionamiento de vehículos se realiza en estas vías en áreas adyacentes, especialmente destinadas para este objeto. Se registrará por lo establecido en los artículos 203 al 225 del RNT vigente.	El estacionamiento está permitido y se registrará por lo establecido en los artículos 203 al 225 del RNT vigente.

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

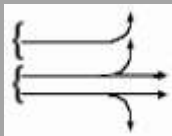
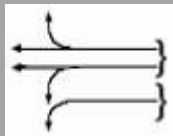


# **Anexo B**

**Tabla B-1:** Factores de la ecuación general para hallar el flujo de saturación.

Factor	Fórmula	Definición de Variables	Observaciones
<b>Ancho de carril</b>	$f_w = 1 + \frac{(W - 3.6)}{9}$	W = ancho de carril (m)	$W \geq 2.4$ Si $W > 4.8$ , puede considerarse para dos carriles de análisis.
<b>Vehículos pesados</b>	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV(ET - 1)}$	%HV = % de vehículos pesados-grupo de carriles	ET = 2 veh/equivalente /HV
<b>Pendiente</b>	$f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$	%G = % pendiente en el acceso-grupo de carriles	$-6 \leq \%G \leq +10$ Negativo para cuesta abajo
<b>Parqueos</b>	$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18Nm}{3600}}{N}$	N = número de carriles por grupo Nm = número de maniobras de parqueo/hora	$0 \leq Nm \leq 180$ $f_p \geq 0.05$ $f_p = 1$ sin parqueos
<b>Bloqueo de Buses</b>	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4NB}{3600}}{N}$	N = número de carriles en el acceso NB = número de parada de buses/hora	$0 \leq NB \leq 250$ $f_{bb} \geq 0.05$
<b>Tipo de Área</b>	$f_a = 0.9$ en CBD $f_a = 1$ otras áreas	CBD = Centro de negocios (siglas en ingles)	
<b>Utilización de Carril</b>	$f_{LU} = \frac{V_g}{(V_{g1}N)}$	Vg = proporción de flujo de demanda sin ajustar para el grupo de carriles (veh/h) Vg1 = proporción de flujo de demanda sin ajustar en carril único con el volumen más alto en el grupo de carriles (veh/h) N = número de carriles en el grupo	
<b>Giros Izquierdos</b>	Fase protegida: Carril exclusivo $f_{LT} = 0.95$ Carril compartido $f_{LT} = \frac{1}{1 + 0.05PLT}$	PLT = proporción de giros izquierdos en el grupo de carriles	Consultar cuadro C16-1 de la página 16-122, del HCM 2000 apéndice C.
<b>Giros Derechos</b>	Carril exclusivo $f_{RT} = 0.85$ Carril compartido $f_{RT} = 1 - (0.15)PRT$ Carril único $f_{RT} = 1 - (0.135)PRT$	PRT = proporción de giros derechos en el grupo de carriles	$f_{RT} \geq 0.05$
<b>Bloqueo por Peatones y Bicicletas</b>	Ajuste giro izquierdo $f_{Lpb} = 1 - PLT(1 - ApbT)(1 - PLTA)$ Ajuste giro derecho $f_{Rpb} = 1 - PRT(1 - ApbT)(1 - PRTA)$	PLT = proporción de giros izquierdos en el grupo ApbT = ajuste en la fase permitida PLTA = proporción de giro izquierdo de la fase protegida sobre el total de verde del grupo PRT = proporción de giro derecho en el grupo de carriles PRTA = proporción de giro derecho de la fase protegida sobre el verde total	Referirse al apéndice D del HCM 2000, página 16-135, para seguir paso a paso del procedimiento

Fuente: HCM, pág.16-11.

**Tabla B-2:** Plantilla de ajuste de oferta usando metodología HCM 2000.

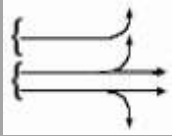
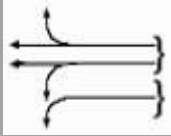
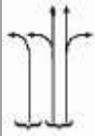

Dirección												
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
<b>V en toda la dirección</b>	<b>1279</b>			<b>834</b>			<b>984</b>			<b>1249</b>		
<i>V</i>	351	928		218	616		103	881			1249	
<i>V izq</i>	351	-		218	-		103	-			103	
<i>V dir</i>	-	751		-	597.0		-	745			843	
<i>V der</i>	-	177		-	-		-	136			303	
<i>FHP</i>	1	1		1	1		1	1			1	
<i>V<sub>p</sub> = V/FHP</i>	351	928		218	616		103	881			1249	
<i>V<sub>p</sub> izq</i>	351	0		218	0		103	0			103	
<i>V<sub>p</sub> dir</i>	0	751		0	597		0	745			843	
<i>V<sub>p</sub> der</i>	0	177		0	19		0	136			303	
<i>PLT</i>	1	0		1	0		1	0			0.082	
<i>PRT</i>	0	0.191		0	0.031		0	0.154			0.243	
<i>So</i>	1900	1900		1900	1900		1900	1900			1900	
<i>N</i>	1	2		1	2		1	2			2	
<i>W</i>	3	3.2		3	3.2		3	3.2			3.2	
<i>f<sub>w</sub></i>	0.933	0.956		0.933	0.956		0.933	0.956			0.956	
<i>HV</i>	2	16		76.08	13.55		0	0			4.996	
<i>%HV = 100*HV/V</i>	0.5	1.7		34.9	2.2		0	0			0.4	
<i>Et = 2.0</i>	2	2		2	2		2	2			2	
<i>f<sub>hv</sub></i>	0.995	0.983		0.741	0.978		1.000	1.000			0.996	
<i>%G</i>	0	0		0	0		0	0			0	
<i>f<sub>g</sub></i>	1	1		1	1		1	1			1	
<i>N<sub>m</sub></i>	no	no		no	no		no	16			16	
<i>f<sub>p</sub></i>	1	1		1	1		1	0.91			0.91	
<i>N<sub>B</sub></i>	0	0		0	0		0	12			12	
<i>f<sub>bb</sub></i>	1	1		1	1		1	0.976			0.976	
<i>Tipo de área</i>	CBD	CBD		CBD	CBD		CBD	CBD			CBD	
<i>f<sub>a</sub></i>	0.9	0.9		0.9	0.9		0.9	0.9			0.9	
<i>V<sub>g</sub></i>	351	928		218	616		103	881			1249	
<i>V<sub>g1</sub></i>	351	-		218	-		103	-			1249	
<i>f<sub>LU</sub></i>	1	0.952		1	0.952		1	0.952			0.952	
<i>f<sub>LT</sub></i>	0.377	1		0.241	1		0.154	1			0.645	
<i>f<sub>RT</sub></i>	1	0.971		1	0.995		1	0.977			0.964	
<i>f<sub>Lpb</sub></i>	0.909	1		0.945	1		0.970	1			0.994	

$fRpb$	1	0.956		1	0.993		1	0.952			0.924	
$s$	544	2840		269	3008		238	2569			1571	

\*Las letras I, C y D representan la ubicación de los carriles izquierdo, central y derecho respectivamente.

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla B-3:** Plantilla de estimación  $f_{LT}$  para giros a la izquierda permitidos y opuestos a el acceso del carril único usando metodología HCM 2000.

Dirección													
	EB	WB	NB	SB	I	C	D	I	C	D	I	C	D
$C$	73	73		73	73		73	73				73	
$G$	39	39		39	39		26	26				26	
$g$	39	39		39	39		26	26				26	
$go$	39	39		39	39		26	26				26	
$N$	1	2		1	2		1	2				2	
$No$	2	2		2	2		2	2				2	
$VLT$	351	0		218	0		103	0				103	
$PLT$	1	0		1	0		1	0				0.08	
$Vo$	616	616		928	928		1249	1249				881	
$iL$	4	4		4	4		4	4				4	
$LTC$	7.12	0		4.42	0		2.09	0				2.09	
$f_{LVo}$	0.952	0.952		0.952	0.952		0.952	0.952				0.952	
$V_{olc}$	6.560	6.560		9.883	9.883		13.302	13.302				9.383	
$g_f$	0	35		0	35		0	22				1.827	
$R_{po}$	1	1		1	1		1	1				1	
$qr_o$	0.466	0.466		0.466	0.466		0.644	0.644				0.644	
$g_a$	3.45	3.45		8.625	8.625		22.95	22.95				12.26	
$g_u$	35.55	4		30.375	4		3.05	3.05				13.738	
$V_{oe}$	647.06	647.059		974.79	974.79		1312	1312				925.42	
<b>Giro</b>	exclu	comp		exclu	comp		exclu	comp				comp	
$E_{LI}$	2.418	2.641		3.237	3.624		4.08	4.948				3.402	
$P_L$	1	0		1	0		1	0				0.295	
$f_{min}$	0.103	0.051		0.103	0.051		0.154	0.077				0.1	
$f_m$	0.377	1		0.241	1		0.154	0.963				0.38	
$f_{LT}$	0.377	1		0.241	1		0.154	1				0.645	

\*Las letras I, C y D representan la ubicación de los carriles izquierdo, central y derecho respectivamente.

**Fuente:** Elaboración propia.



**Tabla B-4:** Plantilla de estimación de los efectos peatones y bicicletas para giros permitidos a la derecha usando metodología HCM 2000.

Dirección												
	EB	WB	NB	SB	I	C	D	I	C	D	I	C
Carriles	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
<i>C</i>	73	73		73	73		73	73			73	
<i>gp</i>	39	39		39	39		26	26			26	
<i>Vped</i>	400	400		400	400		400	400			400	
<i>Vbic</i>	0	0		0	0		0	0			0	
<i>Vpedg</i>	749	749		749	749		1123	1123			1123	
<i>OCCpedg</i>	0.374	0.374		0.374	0.374		0.512	0.512			0.512	
<i>g</i>	39	39		39	39		26	26			26	
<i>Vbicg</i>	0	0		0	0		0	0			0	
<i>OCCbicg</i>	0.02	0.02		0.02	0.02		0.02	0.02			0.02	
<i>OCCr</i>	0.387	0.387		0.387	0.387		0.522	0.522			0.522	
<i>Nrec</i>	2	2		2	2		2	2			2	
<i>Nturn</i>	1	1		1	1		1	1			1	
<i>ApbT</i>	0.768	0.768		0.768	0.768		0.687	0.687			0.687	
<i>PRT</i>	0	0.191		0	0.031		0	0.154			0.243	
<i>fRpb</i>	1	0.96		1.000	0.993		1	0.95			0.92	

\*Las letras I, C y D representan la ubicación de los carriles izquierdo, central y derecho respectivamente.

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla B-5:** Plantilla de estimación de los efectos peatones y bicicletas para giros permitidos a la izquierda usando metodología HCM 2000.

Dirección												
	EB	WB	NB	SB	I	C	D	I	C	D	I	C
Carriles	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
<i>C</i>	73	73		73	73		73	73			73	
<i>gp=go</i>	39	39		39	39		26	26			26	
<i>Vped</i>	400	400		400	400		400	400			400	
<i>Vbic</i>	0	0		0	0		0	0			0	
<i>Vpedg</i>	749	749		749	749		1123	1123			1123	
<i>OCCpedg</i>	0.374	0.374		0.374	0.374		0.512	0.512			0.512	
<i>gq</i>	3.45	3.45		8.62	8.62		22.95	22.95			12.262	
<i>gq/gp</i>	0.088	0.088		0.221	0.221		0.883	0.883			0.472	
<i>OCCpedu</i>	0.358	0.358		0.333	0.333		0.286	0.286			0.391	
<i>Vo</i>	616	616		928	928		1249	1249			881	

<i>OCCr</i>	0.152	0.152		0.092	0.092		0.05	0.05			0.115	
<i>Nrec</i>	2	2		2	2		2	2			2	
<i>Nturn</i>	1	1		1	1		1	1			1	
<i>ApbT</i>	0.909	0.909		0.945	0.945		0.97	0.97			0.931	
<i>PLT</i>	1	0		1	0		1	0			0.082	
<i>fLpb</i>	0.909	1		0.945	1		0.97	1			0.994	

\*Las letras I, C y D representan la ubicación de los carriles izquierdo, central y derecho respectivamente.

**Fuente:** Elaboración propia.

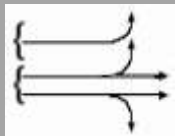
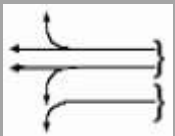
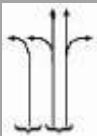

**Tabla B-6:** Plantilla de análisis y estimación de la capacidad en una intersección semaforizada usando metodología HCM 2000.

Dirección												
	EB	WB	NB	SB								
Carriles	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
<b>Análisis de Capacidad</b>												
<b>Fase</b>	1	1		1	1		2	2			2	
<b>Tipo de fase</b>	P	P		P	P		P	P			P	
<i>v</i>	351	928		218	616		103	881			1249	
<i>s</i>	544	2840		269	3008		238	2569			1571	
<i>tL=ll+Y-e</i>	4	4		4	4		4	4			4	
<i>C</i>	73	73		73	73		73	73			73	
<i>g=G+Y-tL</i>	39	39		39	39		26	26			26	
<i>g/C</i>	0.534	0.534		0.534	0.534		0.356	0.356			0.356	
<i>c=s(g/C)</i>	291	1517		144	1607		85	915			560	
<i>v/c = X</i>	1.207	0.612		1.517	0.383		1.215	0.963			2.232	
<i>v/s</i>	0.645	0.327		0.810	0.205		0.433	0.343			0.795	
<b>Grupo de carriles/fase críticos</b>				X							X	
<i>Yc</i>	1.605											
<i>L</i>	8											
<i>Xc</i>	1.803											

\*Las letras I, C y D representan la ubicación de los carriles izquierdo, central y derecho respectivamente.

**Fuente:** Elaboración propia.

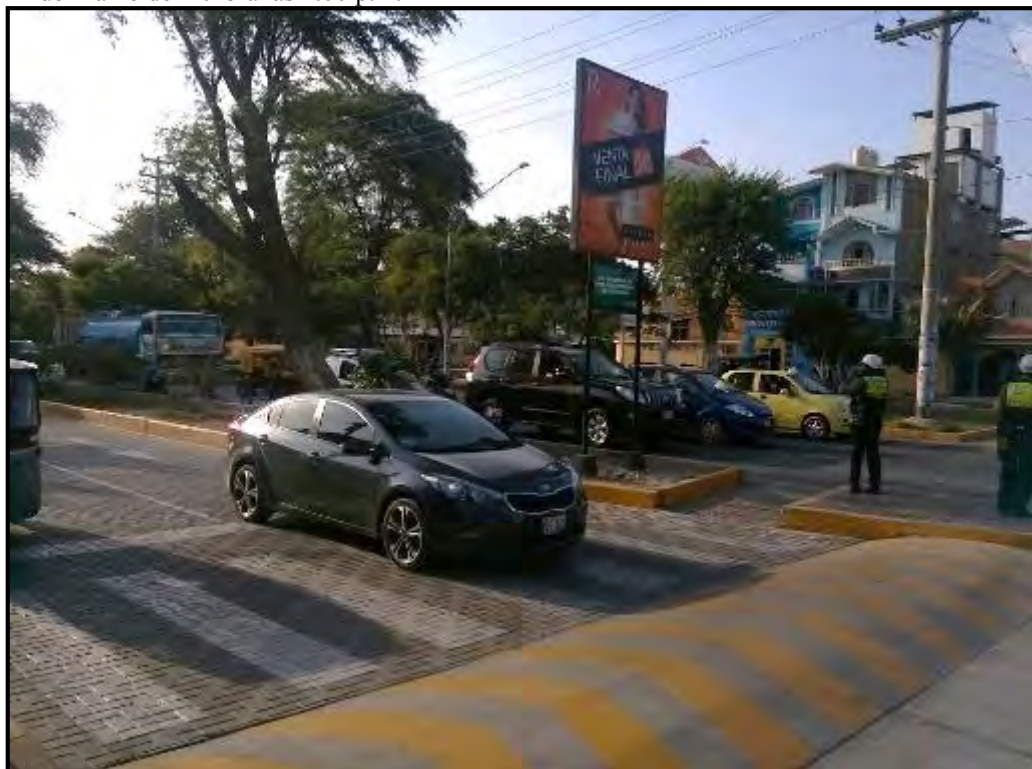
**Tabla B-7:** Plantilla de estimación de la demora por cola inicial usando metodología HCM 2000.

Dirección												
	EB	WB	NB	SB								
Carriles	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
$T$	1	1		1	1		1	1			1	
$v$	351	928		218	616		103	881			1249	
$c$	291	1517		144	1607		85	915			560	
$X = v/c$	1.207	0.612		1.517	0.383		1.215	0.963			2.232	
$g/C$	0.534	0.534		0.534	0.534		0.356	0.356			0.356	
Cola inicial, $Qb$	0	0		0	0		0	0			0	
$P$	0.53	0.53		0.53	0.53		0.36	0.36			0.36	
$Rp$	1	1		1	1		1	1			1	
$fPA$	1	1		1	1		1	1			1	
$PF$	1.01	1.01		1.01	1.01		0.99	0.99			0.99	
Duración de la demanda insatisfechas, $t$	0	0		0	0		0	0			0	
<b>CASOS DE ANÁLISIS</b>												
<i>Caso II de análisis</i>												
$d3$	0	0		0	0		0	0			0	
$d1$	17	11.76		17	9.96		23.5	23.03			23.5	
$k$	0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5			0.5	
$d2$	406.54	1.863		965.9	0.7		482.45	33.9			2223.3	
$d=d1(PF)+d2+d3$	423.7	13.7		983.1	10.6		505.8	56.8			2246.7	
NDS por grupos de carriles	F	B		F	B		F	E			F	
$dA$	126.2			264.9			103.8			2246.7		
NDS por aproximación	F			F			F			F		
$VA$	1279			834			984			1249		
$DI$	757.2											
NDS de la intersección	F											

\*Las letras I, C y D representan la ubicación de los carriles izquierdo, central y derecho respectivamente.

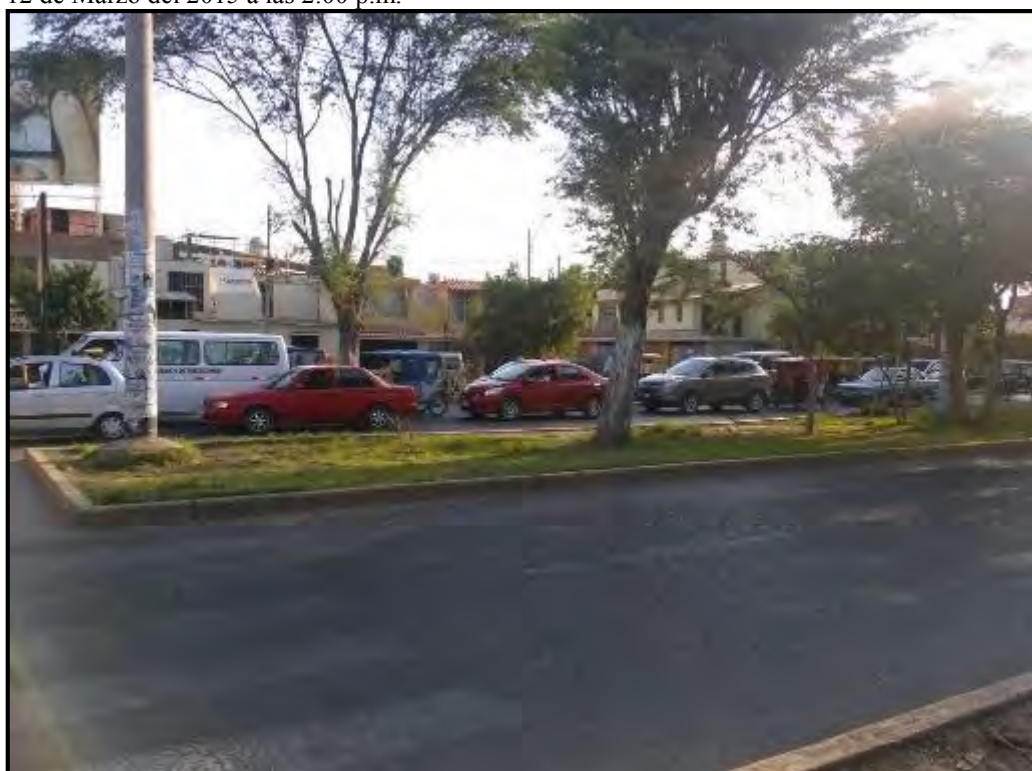
**Fuente:** Elaboración propia.

**Foto B-1:** Fotografía de la Av. Cáceres, dirección OE. Cola de vehiculos en el semáforo. Tomadas el 12 de Marzo del 2015 a las 2:00 p.m.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Foto B-2:** Fotografía de la Av. Cáceres, dirección OE. Cola de vehiculos en el semáforo. Tomadas el 12 de Marzo del 2015 a las 2:00 p.m.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Foto B-3:** Fotografía de la Av. Country, dirección SN. Cola de vehiculos en el semáforo. Tomadas el 12 de Marzo del 2015 a las 2:00 p.m.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Foto B-3:** Fotografía de la intersección pleno desorden producto de la congestión. Tomadas el 12 de Marzo del 2015 a las 2:00 p.m.



**Fuente:** Elaboración propia.

# **Anexo C**

**Foto C-1:** Vista en 3D en el 3DViewer8 situación actual.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Foto C-2:** Vista en 3D en el 3DViewer8 situación actual.



**Fuente:** Elaboración propia.

Foto C-3: Vista en 3D en el 3DViewer8 situación actual.



Fuente: Elaboración propia.

Foto C-4: Vista en 3D en el 3DViewer8 situación actual.



Fuente: Elaboración propia.



**Foto C-5:** Vista en 3D en el 3DViewer8 de la propuesta de intercambio a desnivel.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Foto C-6:** Vista en 3D en el 3DViewer8 de la propuesta de intercambio a desnivel.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Foto C-7:** Vista en 3D en el 3DViewer8 de la propuesta de intercambio a desnivel.



**Fuente:** Elaboración propia.

**Foto C-8:** Vista en 3D en el 3DViewer8 de la propuesta de intercambio a desnivel.



**Fuente:** Elaboración propia.

# **Anexo D**

**Tabla D-1:** Categoría y tipo de autopista.

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

Fuente: HCM, 2010, pág. 10-6.

**Tabla D-2:** Valores por defecto para flujo peatonal.

Tipo de Área	Volumen peatonal (p/h)
<b>CBD</b>	400
<b>Otros</b>	50

Fuente: HCM, 2010, pág. 10-26.

**Tabla D-3:** Valores por defecto para maniobras por hora.

Tipo de calle	Número de espacios en 80 metros	Tiempo límite de parqueo (h)	Tasa de rotación por hora	Maniobras por hora
<b>2 vías</b>	10	1	1	16
		2	0.5	8
<b>1 vía</b>	20	1	1	32
		2	0.5	16

Fuente: HCM, 2010, pág. 10-25.

**Tabla D-4:** Valores por defecto para paradas de buses por hora.

Tipo de área	Promedio de avance de buses	Paradas de buses/ h
<b>CBD</b>	5	12
<b>Otros</b>	30	2

Fuente: HCM, 2010, pág. 10-25.

**Tabla D-5:** Factor de autos equivalentes  $E_{L1}$ , para giros permitidos a la izquierda.

Tipo de carril para giro a la izquierda	Flujo efectivo opuesto $V_{oe}=V_o/f_{LUO}$						
	1	200	400	600	800	1000	1200a
<b>Compartido</b>	1.4	1.7	2.1	2.5	3.1	3.7	4.5
<b>Exclusivo</b>	1.3	1.6	1.9	2.3	2.8	3.3	4.0

**Notas:**

a. Se usa la fórmula para un flujo efectivo opuesto mayor que 1200;  $V_{OE}$  debe ser  $> 0$ .

$$E_{L1} = S_{HT}/S_{LT} - 1 \text{ (compartido)}$$

$$E_{L1} = S_{HT}/S_{LT} \text{ (exclusivo)}$$

$$s_{LT} = \frac{V_{oe} * e^{\left(\frac{V_{oe} * t_c}{3600}\right)}}{1 - e^{\left(\frac{-V_{oe} * t_f}{3600}\right)}}$$

Donde;

$E_{L1}$  = Factor de autos equivalentes para giros permitidos a la izquierda.

$S_{HT}$  = Flujo ideal de saturación de tráfico (veh/h/ln) = 1900 veh/h/ln

$S_{LT}$  = Filtro del flujo de saturación para giros permitidos a la izquierda (veh/h/ln)

$t_c$  = Brecha crítica = 4.5 s

$t_f$  = Seguimiento del progreso = 4.5 s (compartido), 2.5 (exclusivo)

Fuente: HCM, pág 16-124.

**Tabla D-6:** Longitudes requeridas para modificar anchos de calzada o islas (aparición o desaparición de 1 pista)

V (km/h)		30	40	50	60	70	80	90	100
L <sub>T</sub> (m)	Aumento	20	25	30	35	40	45	50	55
	Disminución	30	35	40	45	50	50	75	75
	Parada de buses	10	15	20	25	30	35	-	-

**Fuente:** Manual de vialidad urbana de Chile, Ed. 2009, pág 203.

**Tabla D-7:** Ley de transición de anchos.

L <sub>n</sub> /L <sub>T</sub>	E <sub>n</sub> /E <sub>T</sub>	L <sub>n</sub> /L <sub>T</sub>	E <sub>n</sub> /E <sub>T</sub>
0.05	0.0029	----	----
0.1	0.0127	0.55	0.5923
0.15	0.0321	0.6	0.681
0.2	0.0629	0.65	0.763
0.25	0.1073	0.7	0.8344
0.3	0.1656	0.75	0.8927
0.35	0.237	0.8	0.9371
0.4	0.319	0.85	0.9679
0.45	0.4077	0.9	0.9873
0.5	0.5	0.95	0.9971
----	-----	1	1

**Fuente:** Manual de vialidad urbana de Chile, Ed. 2009, pág 203.

**Tabla D-8:**

Velocidad km/h y pendiente	Valores de H**, metros			
	4	6	8	10
50, 5%	130	170	210	250
50, 7%	-	160	180	210
60, 4%	160	210	260	310
60, 6%	-	190	220	250
80, 3%	220	290	350	420
80, 5%	-	-	300	340
100, 3%	-	350	410	480
100, 5%	-	-	-	-
110, 2%	330	400	460	530
110, 4%	-	-	-	-

**Fuente:** AASHTO, 1994, pág. 834.

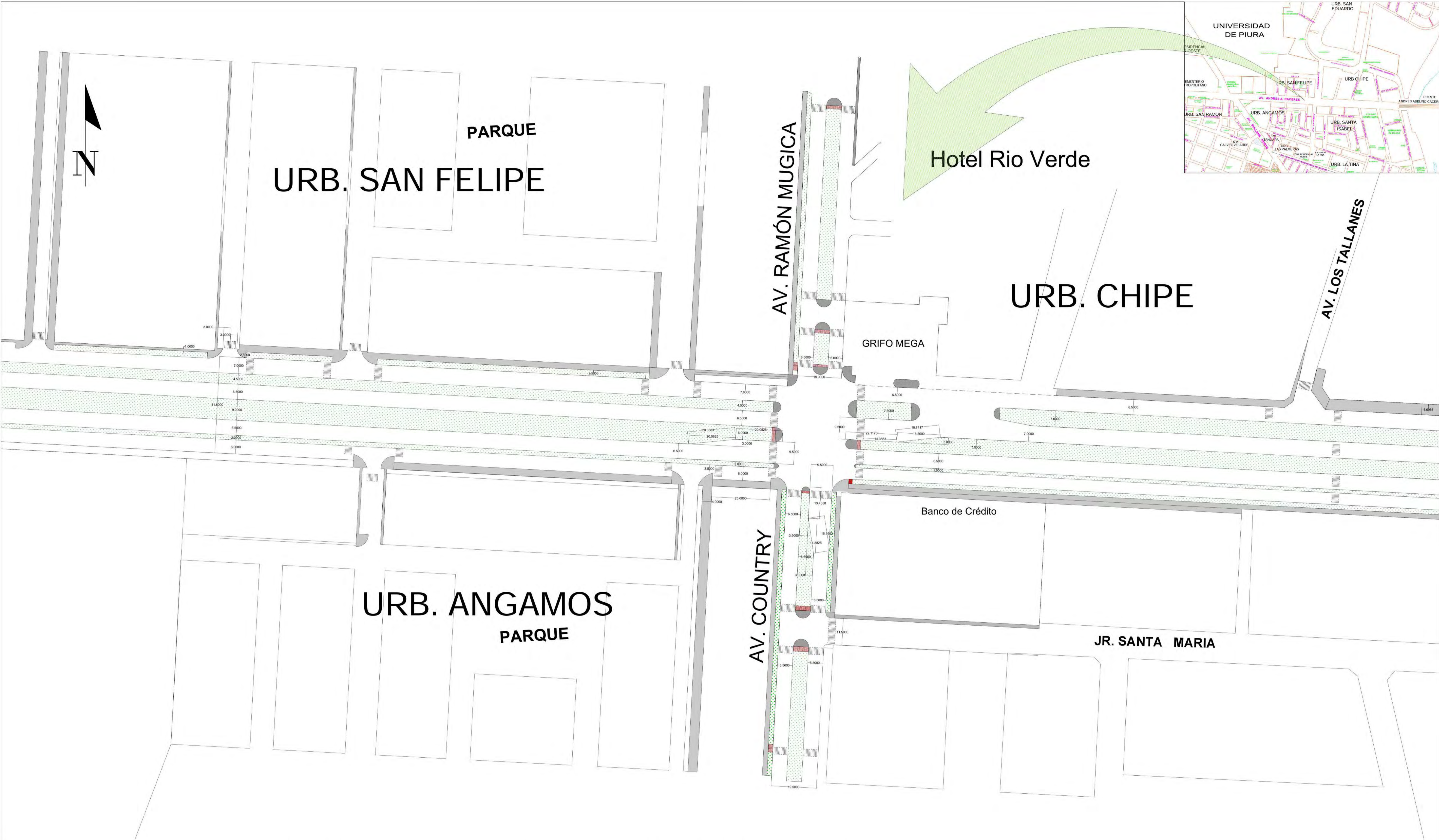
\*La distancia D es la suma de la curva vertical de entrada, más la longitud de la tangente y la mitad de la curva vertical en la cresta o el columpio al nivel de la estructura (Ver figura 10).

\*\*Diferencia en metros del nivel del terreno y la cresta o el fondo del columpio en una estructura de separación de niveles (Ver figura 10).

**Tabla D-9:** Distancia de visibilidad para giros a derecha e izquierda en intersecciones.

Velocidad de diseño (m)	Derecha		Izquierda			
	Auto	Camión	Auto		Camión	
	A	A	B	C	B	C
<b>32</b>	76	204	83	76	209	204
<b>40</b>	105	275	104	105	262	275
<b>48</b>	<u>140</u>	<u>359</u>	<u>124</u>	<u>140</u>	<u>314</u>	<u>359</u>
<b>56</b>	184	462	145	184	366	462
<b>64</b>	238	591	166	238	419	591
<b>72</b>	302	757	187	302	471	757
<b>80</b>	376	975	207	376	523	975
<b>80</b>	461	ND	228	461	576	ND
<b>96</b>	558	ND	249	558	628	ND
<b>105</b>	670	ND	269	670	680	ND
<b>112</b>	796	ND	290	796	733	ND

**Fuente:** Manual Centroamericano de normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales, 2da Ed, 2004, pág 5-53.

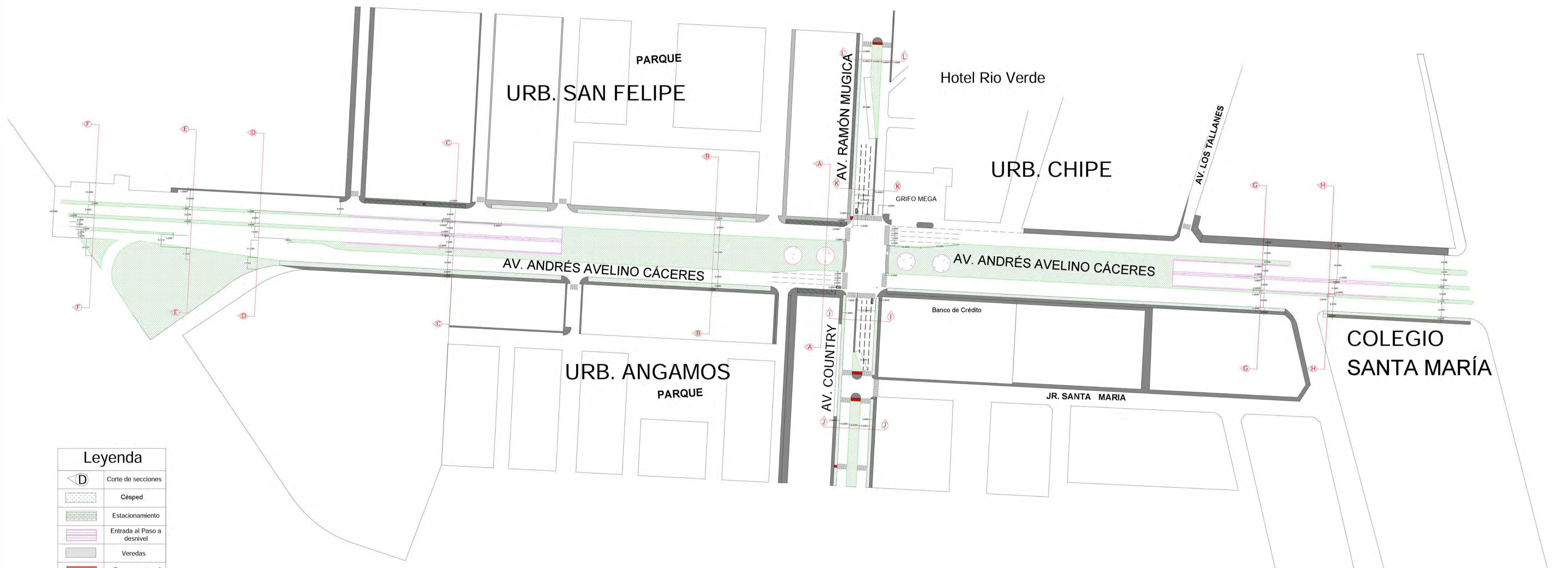


# PLANTA GENERAL SITUACIÓN ACTUAL

ESCALA: 1/750

Leyenda	
	Veredas
	Césped
	Rampa peatonal

UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERÍA																
<table border="1"> <tr> <th>FECHA</th> <th>NOMBRE</th> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	FECHA	NOMBRE			<table border="1"> <tr> <th>FECHA</th> <th>NOMBRE</th> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	FECHA	NOMBRE			<table border="1"> <tr> <td>Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura.</td> <td> <table border="1"> <tr> <td>Planta General</td> <td>ESCALA 1:750</td> </tr> <tr> <td>Situación Actual</td> <td>PLANO N° E - 01</td> </tr> </table> </td> </tr> </table>	Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura.	<table border="1"> <tr> <td>Planta General</td> <td>ESCALA 1:750</td> </tr> <tr> <td>Situación Actual</td> <td>PLANO N° E - 01</td> </tr> </table>	Planta General	ESCALA 1:750	Situación Actual	PLANO N° E - 01
FECHA	NOMBRE															
FECHA	NOMBRE															
Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura.	<table border="1"> <tr> <td>Planta General</td> <td>ESCALA 1:750</td> </tr> <tr> <td>Situación Actual</td> <td>PLANO N° E - 01</td> </tr> </table>	Planta General	ESCALA 1:750	Situación Actual	PLANO N° E - 01											
Planta General	ESCALA 1:750															
Situación Actual	PLANO N° E - 01															
LUIS ALONSO OTERO SEMINARIO																



**Leyenda**

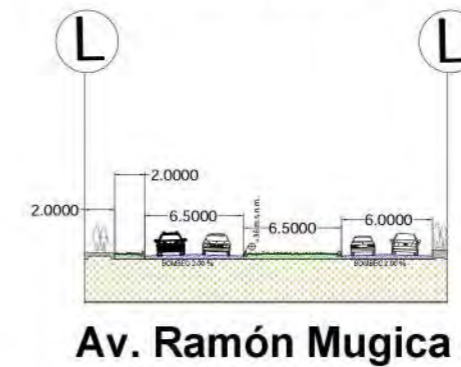
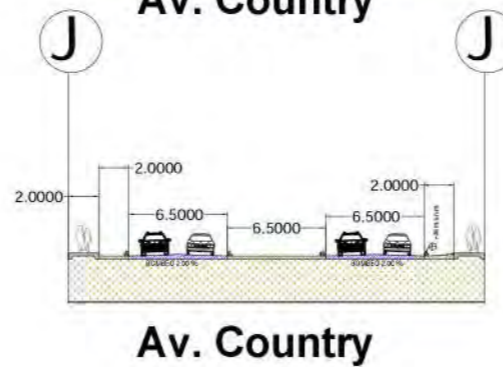
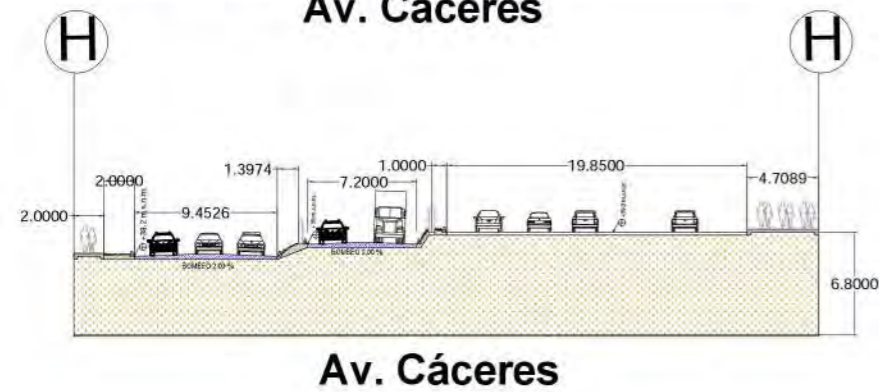
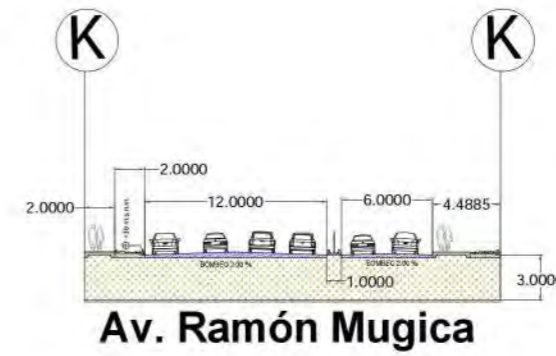
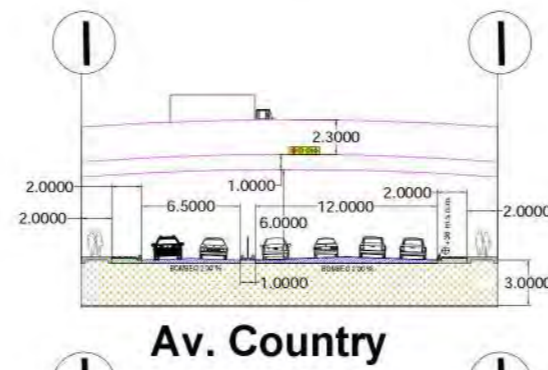
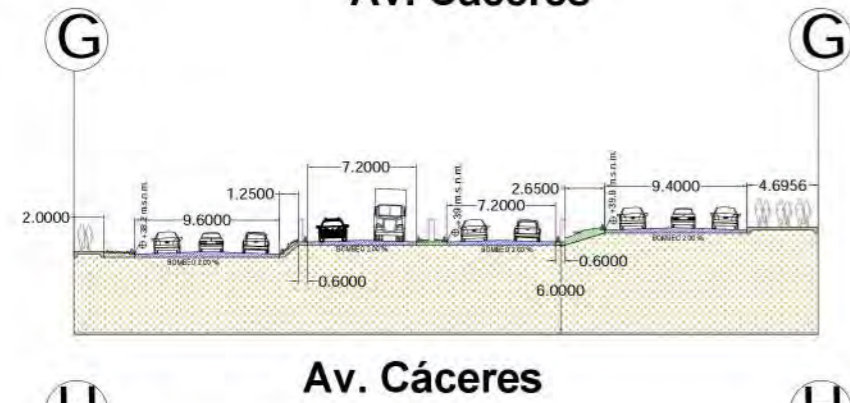
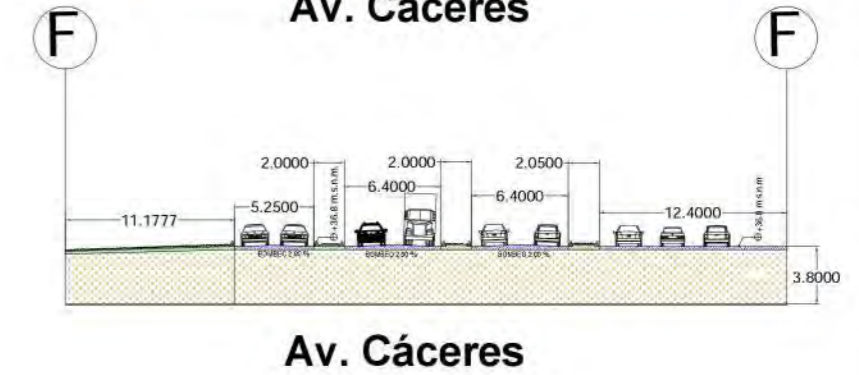
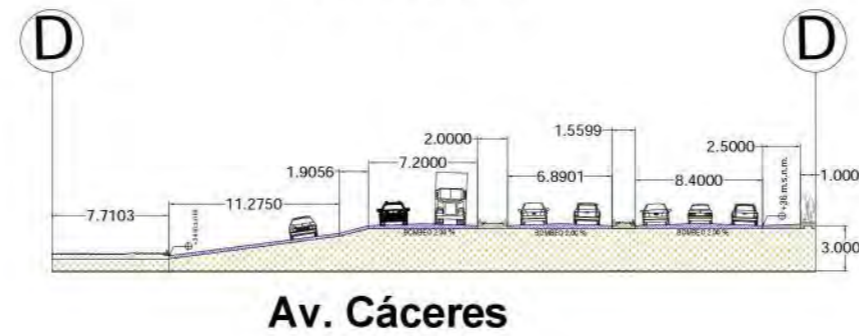
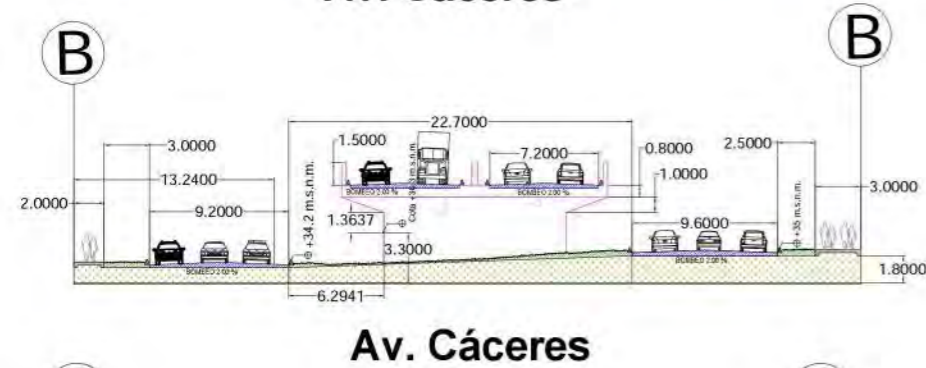
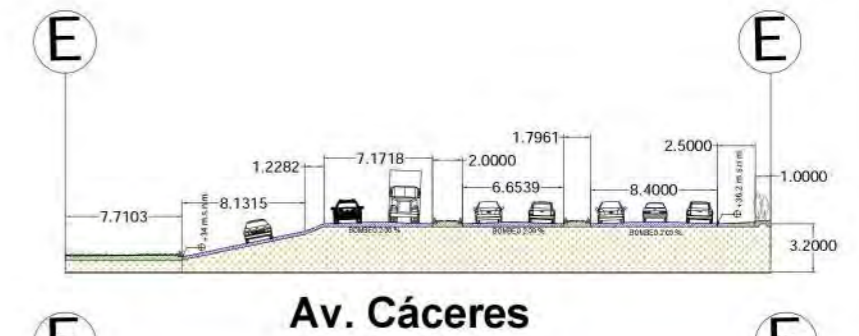
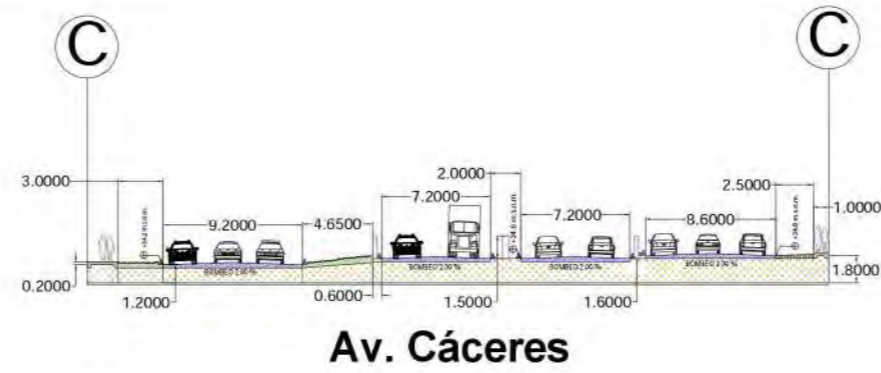
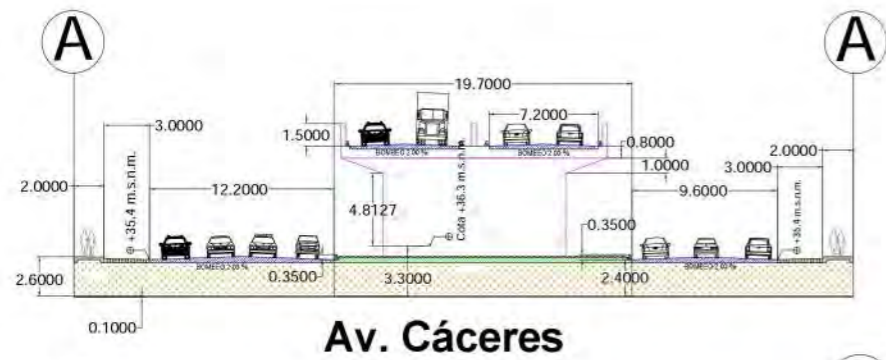
	Corte de secciones
	Césped
	Estacionamiento
	Entrada al Paso a desnivel
	Veredas
	Rampa peatonal

**PLANTA GENERAL PROYECTADA**

ESCALA: 1/1250

FECHA		NOMBRE		UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERÍA	
DIBUJADO		REVISADO			
Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura.				Planta General Proyectada	ESCALA 1:1250
LUIS ALONSO OTERO SEMINARIO					PLANO N° E - 02



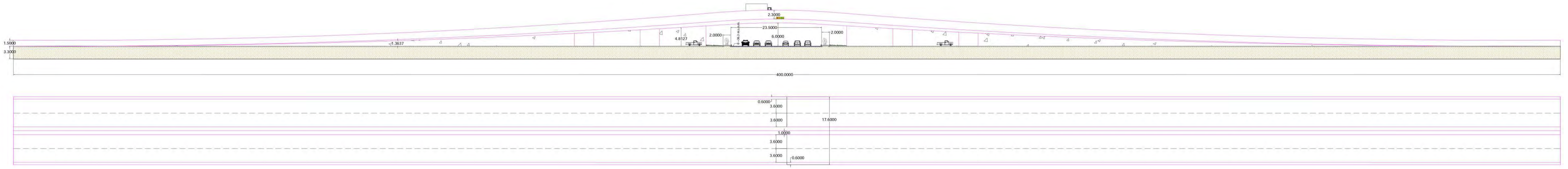


Leyenda			
	Cota del terreno		Estacionamiento
	Césped		Paso a desnivel
	Sardinela		Corte
	Pista Asfáltica		Suelo
	Vereda		Peatones

# SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE LA PLANTA PROYECTADA

ESCALA: 1/500

FECHA	NOMBRE	UNIVERSIDAD DE PIURA	
DIBUJADO		FACULTAD DE INGENIERÍA	
REVISADO		Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura.	
LUIS ALONSO OTERO SEMINARIO		Secciones Transversales Típicas de la Planta Proyectada	ESCALA 1:500
			PLANO N° E - 03



**PERFIL DEL PASO A DESNIVEL**

ESCALA:1/500

**PLANTA DEL PASO A DESNIVEL**

ESCALA:1/500

**Leyenda**

	Canteo
	Creped
	Estacionamiento
	Paso a desnivel superpuesto
	Veredas
	Rampa peatonal



**URB. CHIPE**

**GRIFO MEGA**

**AV. ANDRÉS AVELINO CÁCERES**

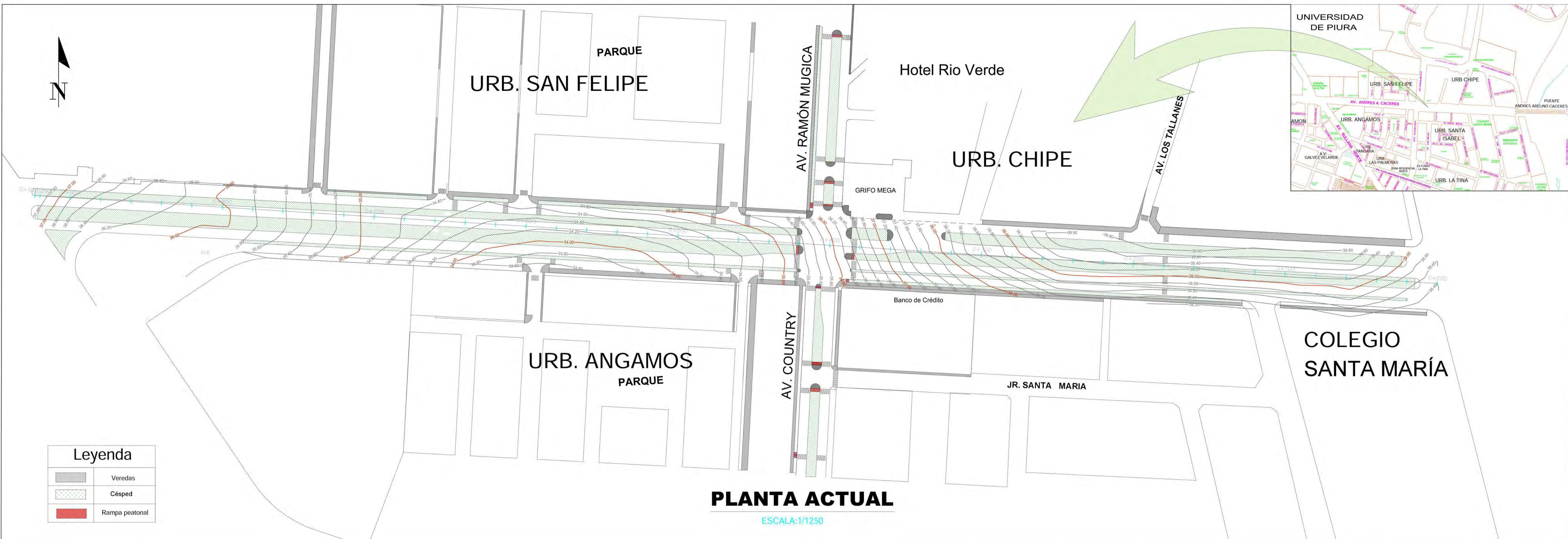
**Banco de Crédito**

**URB. ANGAMOS  
PARQUE**

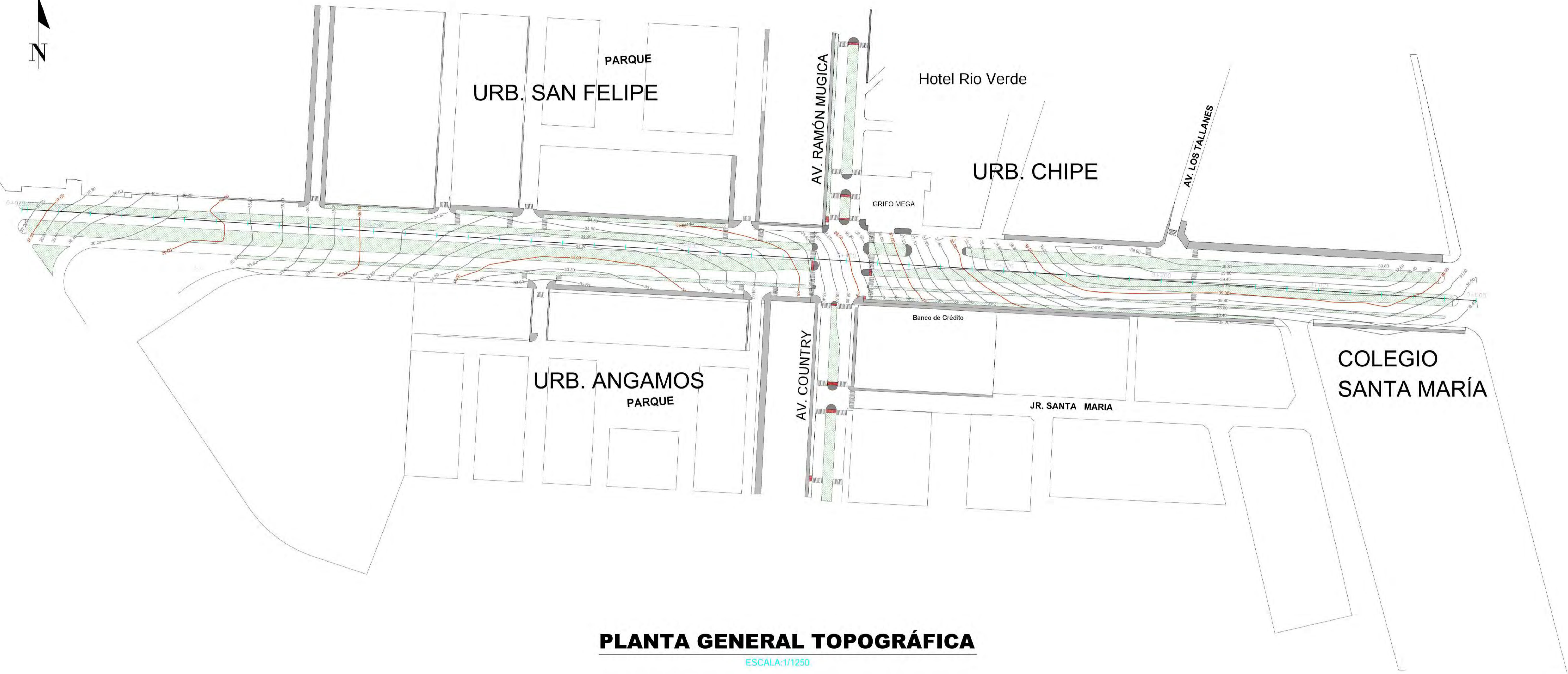
**AV. COUNTRY**

**JR. S**

FECHA	NOMBRE	UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERÍA	Perfil y Planta del Paso a Desnivel	ESCALA 1:500 PLANO Nº E-04
DEBUTADO	REFISADO			
Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura.				
LUIS ALONSO OTERO SEMINARIO				

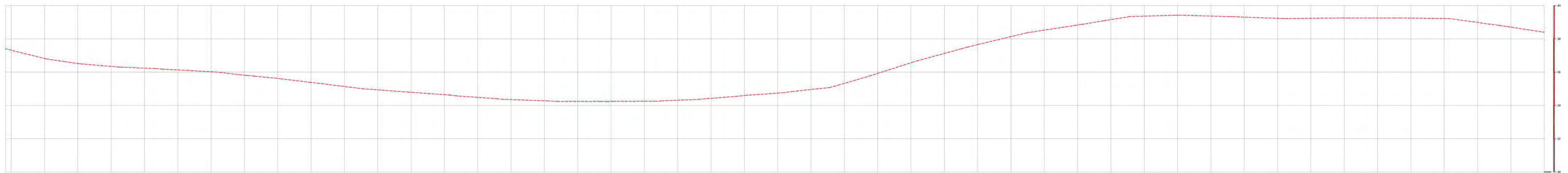


FECHA	NOMBRE	UNIVERSIDAD DE PIURA	
DEBUCADO		FACULTAD DE INGENIERÍA	
REFUSADO		Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura.	
LUIS ALONSO OTERO SEMINARIO		Planta Actual y Proyectoada con sus curvas de nivel superpuestas	ESCALA: 1:1250 PLANO N° E - 05



**PLANTA GENERAL TOPOGRÁFICA**

ESCALA: 1/1250



2.5%	1.5%	0.9%	0.5%	0.55%	0.5%	1.1%	0.95%	1.2%	1.2%	1.05%	0.7%	0.75%	0.8%	0.65%	0.4%	0.15%	0%	-0.05%	-0.3%	-0.55%	-0.9%	0.7%	-1.1%	-1.8%	-3%	-3.2%	-2.8%	-2.65%	-2.4%	-2%	-1.5%	-1.65%	-1%	-0.3%	0.25%	0.3%	0.4%	0%	-0.15%	0.05%	0%	0.15%	1.15%	1.45%	1.5%
37.40	37.40	36.82	36.52	36.34	36.24	36.13	36.03	35.81	35.62	35.38	35.14	34.93	34.79	34.64	34.48	34.35	34.27	34.24	34.23	34.31	34.42	34.74	34.96	35.32	35.92	36.56	37.12	37.65	38.13	38.53	38.83	39.16	39.36	39.42	39.37	39.31	39.23	39.23	39.26	39.25	39.23	39.22	39.09	38.70	38.40

PENDIENTE  
COTA TERRENO  
PROGRESIVA

**PERFIL LONGITUDINAL**  
**PROG. Km. 0+000.00 AL Km.:0+923.30**

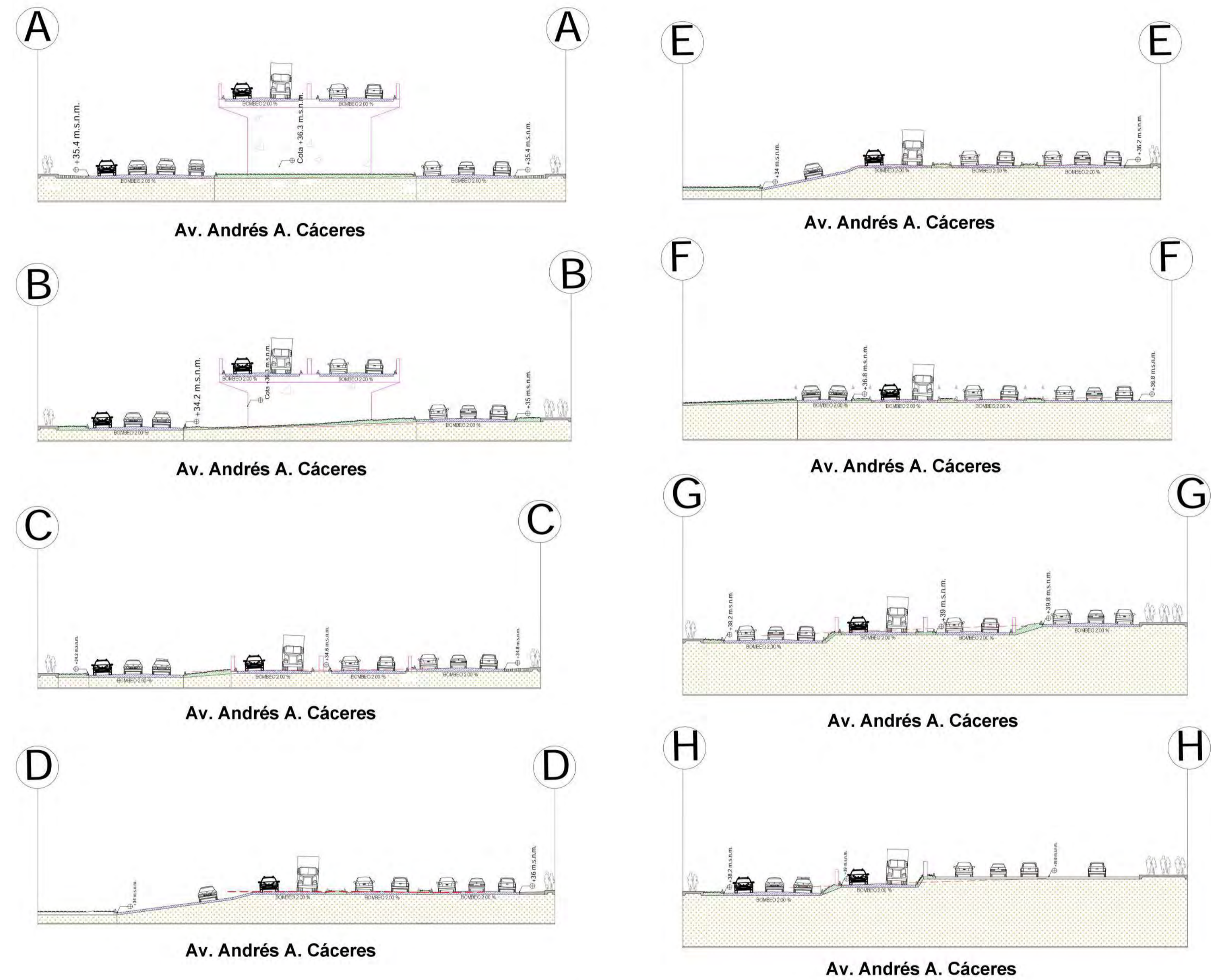
ESCALA: H=1/1250  
V=1/125

FECHA	NOMBRE	UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERÍA	
ELABORADO			
REVISADO		Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura.	Planta General Topográfica y Perfil Longitudinal
LUIS ALONSO OTERO SEMINARIO			ESCALA: 1/1250 PLANO N° E - 06



**SECCIONES TRANSVERSALES DEL EJE LONGITUDINAL EN LA AV. CÁCERES**

ESCALA:1/250



**SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS**

ESCALA:1/250

Leyenda			
$\oplus$	Cota del terreno	$\ominus$	Nivel del terreno
$\Delta$	Sandpet	$\square$	Piso a nivel
$\nabla$	Piso Asfáltico	$\square$	Canteo
$\square$	Vivienda	$\square$	Suelo
		$\square$	Protección

FECHA	NOMBRE	UNIVERSIDAD DE PIURA	
DISEÑADO		FACULTAD DE INGENIERÍA	
REFUNDIDO		Alternativa de solución vial a la intersección de las Av. A. Cáceres y Av. Ramón Mugica, Piura.	Secciones Transversales y Típicas del Eje Longitudinal en la Av. Cáceres
LUIS ALONSO OTERO SEMINARIO			ESCALA: 1/250 PLANO N° E-07