

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

MAESTRIA EN INGENIERIA VIAL

DESARROLLO DE UN MANUAL DE DISEÑO DE INTERSECCIONES A NIVEL PARA LA
REPUBLICA DEL ECUADOR, APLICADO A UNA INTERSECCION EN EL PAIS.

VILLACRESES CABRERA JUAN PABLO

Quito, Octubre 2015

INDICE

1	Introducción.....	5
1.1	Área de Influencia	6
1.2	Antecedentes.....	6
1.3	Proyectos Relacionados y/o complementarios	9
1.4	Justificación e Importancia	10
1.5	Objetivos	12
2.	Marco Teórico.....	13
2.1.	INTERSECCIÓN A NIVEL.....	13
2.2.	Distancia de visibilidad.....	27
2.3.	Velocidad de diseño.....	31
3	Estudio de normas y especificaciones para el diseño de intersecciones.	41
3.1	AASHTO “A Policy on Geometric Design of Highways and Streets”	41
3.2	MANUAL DE DISEÑO DE CARRETERAS DEL GOBIERNO DE CHILE	139
4	Manual de Capacidad de Vías.....	227
4.1	Redondeles.....	229
4.2	Dos vías con señal de pare.....	243
4.3	Intersección semaforizadas.	271

5	Elaboración del Manual de diseño.	305
5.1	Determinación de la demanda.....	307
5.2	Elección del tipo de intersección a utilizarse.	310
5.3	Diseño esquemático.....	311
5.4	Determinación de la Capacidad de la intersección.....	312
5.5	Determinación del vehículo de diseño.	314
5.6	Determinación de la velocidad de diseño.....	317
5.7	Parámetros de diseño Geométricos de la Intersección.....	318
6.	Diseño de una intersección en base al manual propuesto.....	326
6.1.	Demanda.....	326
6.2.	Velocidad de Diseño.....	331
6.3.	Vehículo de diseño.....	331
6.4.	Nivel de servicio actual.	332
6.5.	Diseño de la intersección.....	344
7.	Comparación entre el diseño propuesto y la construcción existente.....	360
7.1.	Aspectos Generales.....	360
7.2.	Análisis comparativo de diseño y operatividad.	361
8.	Conclusiones y recomendaciones.....	375

9	Bibliografia	379
10	ANEXOS.	380

1 Introducción

El trabajo establece un procedimiento para diseñar intersecciones a nivel. En la actualidad no existía un procedimiento claro y sencillo con el cual los ingenieros puedan diseñar estos tipos de elementos viales. En el Ecuador existe la normativa municipal y las normas NEVI - 12. Las normativas municipales dan al diseñador una idea geométrica básica de los radios de giros que deben tener una intersección. Por otro lado la normativa NEVI -12, desarrollada por el MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES del Ecuador, está enfocada en criterios geométricos para el diseño de intersecciones en carreteras. Se basa brevemente en la normativa AASHTO, la cual solo reitera parámetros geométricos básicos para el diseño de intersecciones. En las normativas de consulta oficiales disponibles en el país no existe un procedimiento detallado para dimensionar y diseñar estos elementos geométricos. Por lo que se evidencia una clara necesidad de disponer un documento que permita estandarizar dicho procedimiento.

El trabajo busca crear nuevos campos de estudio para elaborar un documento que se acople mejor a la realidad del país. Dentro del presente se han tomado parámetros internacionales aceptados, pero que sin lugar a dudas puede sobre - estimar o sub- estimar un diseño ya que no responde a la realidad de nuestros conductores o nuestro parque automotriz. Es importante desarrollar futuros trabajos investigativos que calibre y ajusten constantes de diseño a los patrones del país.

1.1 Área de Influencia

El proyecto beneficia a todas las entidades públicas y privadas, que tienen a su cargo y responsabilidad el diseño de intersecciones. En lo que refiere al ámbito social, todos los usuarios se verán beneficiados, debido a que con este trabajo se pretende estandarizar el diseño de estos elementos viales, los usuarios podrán gozar de intersecciones más eficientes y seguras. Por lo que se disminuirá posibles accidentes tanto a peatones como a automotores.

Es importante establecer parámetros homogéneos para toda la sociedad de diseñadores, ya que en la actualidad muchos por la falta de normativas adaptan parámetros usados en otros países. Esto origina, cambios geométricos los cuales son percibidos por los conductores ocasionando potenciales problemas en la conducción. Es por ello que en nuestro día cotidiano, dentro de la infraestructura vial existente, al conducir percibimos parterres más altos que otros, carriles en más estrechos de los habituales, redondeles con radios muy pequeños, entre otros problemas. Seguir una reglamentación adecuada siempre brindará espacios más seguros para los usuarios, tanto a peatones como para automóviles.

1.2 Antecedentes

Las normas de diseño geométrico vial son indispensables para el diseño de intersecciones, en ellas encontramos cada uno de los parámetros técnicos que garantizan su eficiencia dentro del sistema vial, así como su homogeneidad. Un manual busca que cada uno de esos parámetros sea cumplido, y brinda al lector una manera secuencial de cumplir cada uno de

los aspectos presentes en la normativa. Por lo tanto es importante tener un Manual sobre el cual los diseñadores puedan hacer alusión

Las normas de Estados Unidos suministrado por la American Association of State Highway and Transportation en el texto "A policy on geometric design of highways and streets" (Green Book) han servido de referencia para algunos países tales como Chile y Ecuador. Cada uno de estos países ha utilizado dichas normas en función de satisfacer propias necesidades. Chile ha realizado un exhaustivo estudio para generar una normativa totalmente clara que pueda aplicarse a su país, suministrado por la Dirección Vial en el texto Manual de Carreteras Edición 2013. Mientras que Ecuador está viviendo un proceso de transición en el cual tenemos las Normas de Diseño Geométrico 2003 (MOP 001) y se han realizado las NEVI-12 las mismas que están aprobadas.

En el presente proyecto ha de utilizar las normas norteamericanas, "A policy on geometric design of highways and streets" (Green Book). Esta normativa hace una recopilación de datos estadísticos sobre el comportamiento de los conductores. Dichas formulaciones reflejan la realidad que se vive en Norteamérica. La misma se actualiza cada año y todas las constantes son calibradas en base a la naturaleza de los conductores.

Se escogió al Manual de Carreteras de la Dirección Vial del Gobierno de Chile como texto guía para la elaboración del manual propuesto. Se lo escogió ya que las condiciones geográficas de Chile representan muy bien las de nuestro país. Adicionalmente, el comportamiento de los conductores es mejor caracterizado ya que este procede de un país latinoamericano.

Ecuador cuenta con las normas MOP 001 y NEVI- 12. Las MOP 001 fueron realizados para el Diseño Geométrico de Carreteras y de caminos vecinales preparados por " T.A.M.S- ASTEC" y revisado por el consorcio de Consultores "LOUIS BERGER INTERNATIONAL, INC. (New Jersey, USA)- PROTECVIA CIA. LTDA. (Quito- Ecuador)". Fueron creadas con la intención de actualizar y ampliar las normas para considerar las condiciones topográficas, realizaron una reclasificación de las velocidades de diseño, radios de giro y demás parámetros. Sobre el Diseño de Intersecciones solamente habla en el Capítulo de Anexos en el cual existe un criterio básico del mismo.

Mediante el plan nacional de desarrollo y los principios del “buen vivir” se ha generado la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 creadas en el 2013. Tiene como objetivo la revisión, actualización y complementación de normas y especificaciones técnicas en el sector del transporte vial, para garantizar el desarrollo nacional. Las NEVI-12 fueron revisadas, actualizadas y complementadas por Coordinadores Técnicos del MTOP y un Equipo Técnico INDEPRO & COA – CONSULTORA ASOCIADOS, en dicho documento existen siete volúmenes en los cuales se establecen normativas aplicables al desarrollo de la infraestructura vial y del transporte en forma consistente con las prácticas y principios de las normativas y especificaciones internacionales. Las NEVI-12 tienen como propósito el presentar en forma ordenada los criterios básicos de los diferentes elementos para su diseño tales como: radios de giro, isletas, velocidad de diseño, carriles de desaceleración entre otros y cuenta con criterios generales sobre priorización de movimientos, consistencia de volúmenes de tránsito, visibilidad, tipos de intersecciones, etc.

Considerando la complejidad e importancia del diseño de una intersección en un sistema vial, la normativa NEVI-12 hace falta profundizar en dicho tema, ya que en el documento se describe muy superficialmente los parámetros de diseño de intersecciones. Para cumplir con las necesidades que presenta un diseño de intersecciones se debe contar con los siguientes temas: tener conocimiento para poder definir el tipo de vehículo de diseño, contar con la velocidad de diseño, la eficacia de la intersección debe tomar en cuenta la capacidad de la vía y finalmente establecer un criterio técnico para la elección de un tipo de intersección.

1.3 Proyectos Relacionados y/o complementarios

Investigación Relacionada

La normativa NEVI-12 tiene como propósito dar directrices a los diseñadores de carreteras sobre el diseño vial. El capítulo correspondiente a intersecciones no exhibe información específica sobre los criterios utilizados para el diseño de las mismas, si no este solo hace referencia a normativas internacionales como el AASTHO. Es importante detallar un poco más este documento con el fin que el diseñador tenga u ideas más formales sobre el diseño de intersecciones. Por ejemplo, el manual de diseño de carreteras chileno y las normas ASSTHO, poseen un capítulo destinado al diseño de intersecciones a nivel. Se pretende extraer de los mismos conceptos y directrices que sean aplicables al medio local.

Investigación complementaria

Investigaciones complementarias a considerar en el desarrollo del presente trabajo consiste los capítulos de intersecciones a desnivel, calibración de constantes, determinación de niveles de servicios y definición de radio de giros para la tipología vehicular. En estos documentos antes referidos (AASHTO y Manual Chileno) se encuentran señalados conceptos importantes que deben ser tomados en cuenta para el diseño de intersecciones. Estos han sido encontrados en diferentes capítulos y agruparlos dentro del documento objeto de esta investigación.

1.4 Justificación e Importancia

En el Ecuador no existe un Manual de diseño de intersecciones, el cual de directrices a los ingenieros de esta área para lograr diseños económicos, cómodos y seguros. Las tres principales razones que motivan a la creación de un documento con estas características son: en la actualidad el gobierno está empleando una gran cantidad de recursos para el desarrollo vial, la normativa NEVI-12 es un documento muy general y los diseñadores necesitan una metodología para estandarizar los resultados.

El gobierno nacional emplea una gran cantidad de recursos para el desarrollo del proyecto vial nacional, por lo tanto dichos recursos deberán responder a obras eficientes y funcionales. Para lograr dicho propósito, como en todos los países, deberá existir una normativa la cual guíe a los profesionales en el diseño de las carreteras. Es importante brindar una guía clara a los técnicos para que no existan diseños ambiguos, en los cuales muchas veces sopesa la

percepción con la que el técnico evalué el problema. Al tener parámetros más claros, no solo nuestras vías resultarán más económicas, si no que los accidentes en las mismas disminuirán considerablemente y su funcionalidad aumentará.

El Ecuador se encuentra en una etapa de transición en donde se está cambiando la normativa MOP-001 a las NEVI-12. Este último documento se encuentra aprobado y publicado a libre disposición en la página web del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador. Dicha normativa no da lineamientos específicos para el diseño de intersecciones, este señala aspectos generales y hace referencias a normativas internacionales para que el diseñador aplique su criterio. “Los ingenieros, con su creatividad y buen juicio, podrán proponer alternativas que consideren adecuadas” (NEVI-12 VOL 2A, 148). El extracto anterior podemos notar que la normativa deja al buen criterio del técnico la configuración geométrica y funcional de la intersección diseñada, de tal manera crea diseños ambiguos.

A raíz de esto los diseñadores deben acudir a normativas internacionales para ser aplicadas de manera local. Muchas veces estos criterios no reflejan lo que acontece en nuestro país. Esto puede conllevar a diseños sub-dimensionados los cuales no responden las necesidades locales. Es importante notar que muchas veces el vehículo de diseño puede resultar de dimensiones mayores a las presentadas en el tráfico local.

En conclusión es importante tener un documento de carácter local, el cual sea específico y responda a las necesidades del tránsito presente en nuestro país. Por ello se deberá elaborar

un manual el cual complemente a las normas NEVI-12. Para así lograr utilizar de una manera eficiente los recursos del estado.

1.5 Objetivos

El presente trabajo busca ser una guía para los ingenieros planificadores viales. Se pretende establecer una metodología para la elección del tipo de intersección, así como como criterio para el trazo geométrico de las mismas. Dentro del desarrollo de la presente tesis se han planteado los siguientes objetivos:

- Elaborar un manual para el diseño de intersecciones.
- Tabular directrices para que el diseñador pueda elegir el tipo de intersección a utilizarse.
- Diseñar una intersección del medio local y compararlo con el diseño existente.

2. Marco Teórico

El presente capítulo hace una recopilación de información de los principales manuales encontrados en el medio. Haciendo énfasis a los manuales de: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets Capítulo 2 y 9 y al Manual de carreteras, Instrucciones y criterio de diseño de intersecciones, Dirección de vialidad, Ministerio de Obras Públicas Chile, Volumen 3. En los precedentes sub-capítulos se tratara sobre una breve introducción de las intersecciones a nivel, metodologías de cálculo de distancia de visibilidad en una intersección, determinación de la velocidad de diseño y la capacidad que debe tener la intersección en función del medio en donde será emplazada. Por consiguiente el capítulo buscará dar al lector una idea de los principales parámetros de diseño.

2.1. INTERSECCIÓN A NIVEL

Una intersección a nivel no es más que el cruce de dos o más caminos, la cual representa una solución al diseño geométrico vial, en este tipo de intersecciones se hace referencia a elementos de infraestructura vial que permitan los cambios de trayectorias a todos aquellos usuarios que se transportan por una sección de vía determinada, facilitando la movilidad de vehículos livianos, vehículos pesados, de pasajeros, ciclistas y peatones. Las intersecciones deben tener las más óptimas características y condiciones de seguridad, visibilidad, y capacidad.

En este subcapítulo se describirán las intersecciones a nivel, como tipos de intersecciones, terminología, evaluación y selección del tipo. Hablando de las intersecciones a nivel, es frecuente, describir con el término de acceso al elemento vial que ingresa a la zona de peligro. Esta zona de peligro es el área de influencia en donde llegan a interceptarse las vías o carreteras, en donde los vehículos generalmente tendrán las siguientes opciones de movimientos: giros a la derecha, movimientos directos, giros a la izquierda y movimientos en “U”.

Las intersecciones a nivel de dos o más carriles cuentan con la presencia de carriles característicos de giro como lo son: giro a la derecha o de giro solo a la izquierda, esto hace que la intersección conserve su capacidad y nivel de servicio que brinda a los usuarios. Mientras estos vehículos realizan sus giros características (derecha o izquierda) los otros vehículos transitan normalmente sin tener la necesidad de detenerse es decir disminuyendo los problemas de congestionamiento vial en la intersección.

Las intersecciones de este tipo presentan trayectorias en donde aparecen varios puntos o sitios de conflicto, los cuales pueden presentar las siguientes características:

- **Puntos de convergencia:** Son los puntos que en dos o más trayectorias se unen para dar origen a una trayectoria única.
- **Puntos de divergencia:** Son los puntos en donde los vehículos que llegan con una trayectoria común y se separa en dos o más trayectorias distintas.
- **Puntos de cruce:** Estos puntos se identifican cuando los vehículos cortan dos direcciones distintas en el mismo lugar.

Figura 2-1 Convergencia, divergencia de trayectoria de vehículos y cruce de trayectorias de vehículos, y de vehículos y peatones.

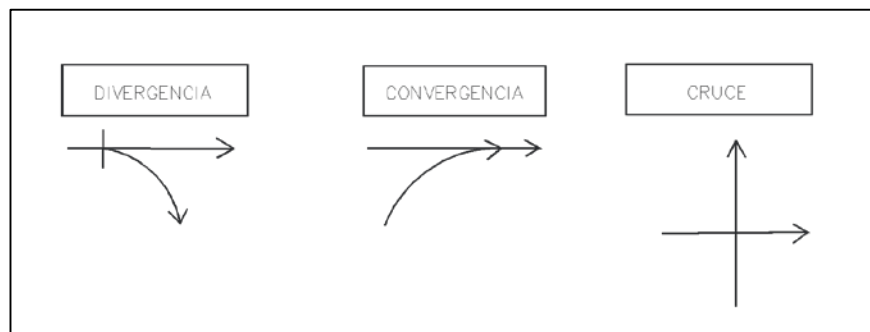
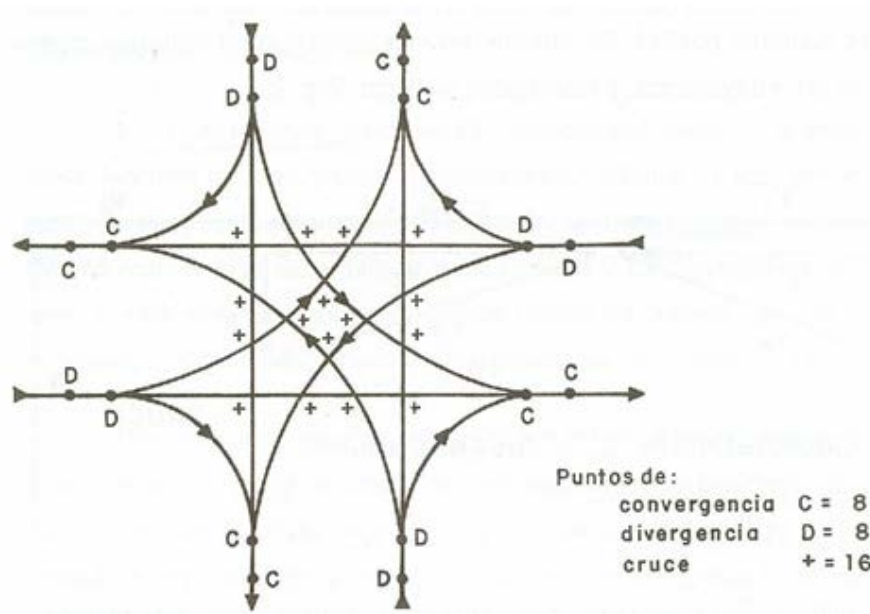


Figura 2-2 Convergencia, divergencia de trayectoria de vehículos y cruce de trayectorias de vehículos, y de vehículos y peatones.



Fuente: (Kraemer, 2003, p. 289)

La Figura 2-2 Convergencia, divergencia de trayectoria de vehículos y cruce de trayectorias de vehículos, y de vehículos y peatones., en la que se presenta una intersección de 4 ramales

en donde existen ocho puntos de convergencia, ocho de divergencia y dieciséis puntos de cruce, siendo en este caso los puntos de conflicto simples, ya que en este tipo de intersecciones aparecen únicamente dos distintas direcciones.

De tal manera en una intersección de N ramales puede demostrarse lo siguiente:

$$\text{Puntos de convergencia} = N * (N-2)$$

$$\text{Puntos de divergencia} = N * (N-2)$$

$$\text{Puntos de cruce} = N^2 * (N-1) * (N-2) / 6$$

Estos puntos de conflicto son sitios en donde se pueden producir conflictos debido a que los vehículos y peatones realicen movimientos en tendencia desordenada, aumentando accidentes y reduciendo la capacidad de la intersección

2.1.1. Tipos de intersecciones

Los tipos de intersecciones a nivel se diferencian principalmente por el número de ramales aunque otras variables también son la topografía, la forma geométrica y finalmente el servicio requerido, es así que se distinguen a una serie de intersecciones. Sin embargo se han podido distinguir dos tipos de clasificaciones que se encuentran detallados en los manuales de consulta. El primer tipo de clasificación hace alusión al número de ramales. La segunda forma de clasificarlas hace referencia a la forma de sus parterres.

En cuanto a la primera forma de clasificar, las intersecciones se encuentran definidas por el número de ramales que convergen en la misma. Por lo tanto podemos encontrar intersecciones del siguiente tipo:

- Intersecciones tipo T, Y o de 3 ramales,
- Intersecciones de 4 ramales,
- Intersecciones multi-ramales, y
- Rotondas.

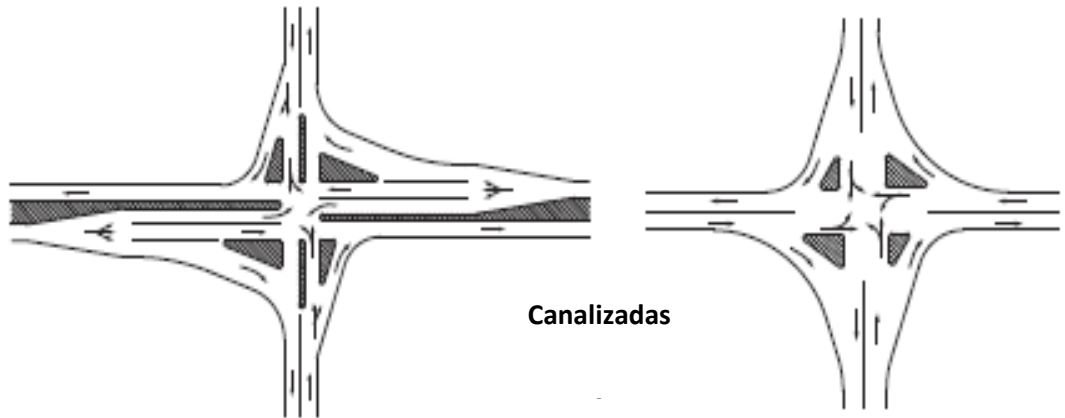
Por último podemos clasificar a las intersecciones tomando en cuenta la geometría de sus islas o parterres.

- Canalizada,
- No canalizada,
- Acampanada.

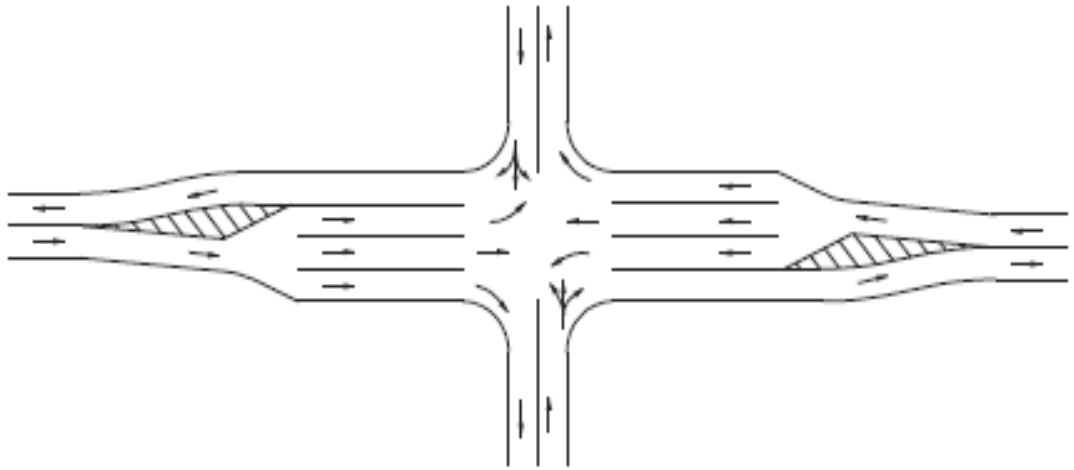
Las intersecciones a nivel requieren algún tipo de control para que puedan operar de forma segura, es decir requiere de algún tipo de señalización como: ceda el paso, pare o semáforo.

En la Figura 2-3 Representación gráfica de los tipos de intersecciones., se indican los tipos de intersecciones que se han clasificado en función de la geometría de sus islas y parterres.

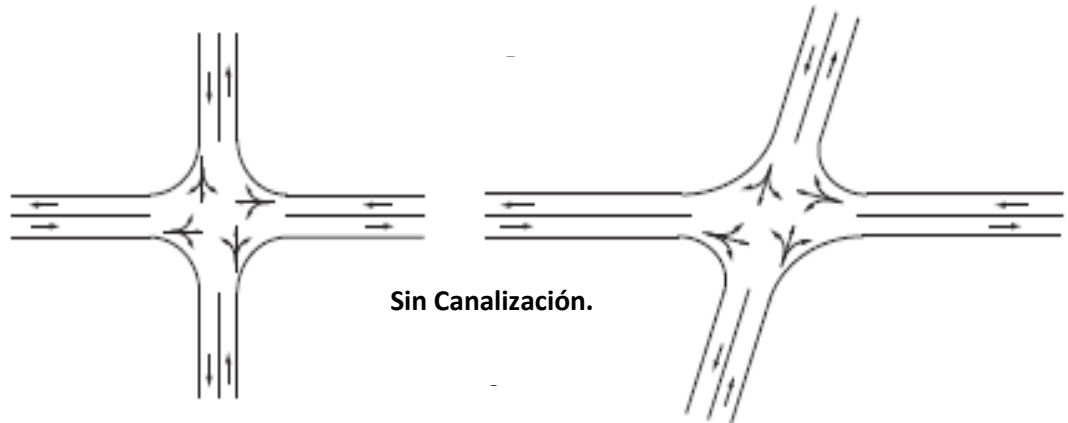
Figura 2-3 Representación gráfica de los tipos de intersecciones.



Canalizadas



Acampanada



Sin Canalización.

Fuente: (AASHTO, 2011, págs. 9-9)

A continuación se detallará los principales aspectos de las intersecciones según la forma de las islas. Dentro de esta división se encuentran las intersecciones canalizadas, no canalizadas y acampanadas, en los siguientes párrafos se realizará una breve descripción de cada una de estas.

○ **Canalizadas.**

Este tipo de intersecciones consisten en implementar islas de canalización, las cuales tienen como objetivo separar los movimientos de giros más importantes de la intersección en cruces independientes, conservando de esta manera la seguridad en la intersección.

Las islas de canalización deben ser trazadas de manera técnica, para esto se toma en cuenta tres aspectos fundamentales:

- Realineación del pavimentado terminado,
- Sección transversal del carril,
- Dimensiones mínimas aplicables a la isla de canalización.

Entre las intersecciones canalizadas se tienen las siguientes:

- Intersecciones de Tres Ramales.
- Intersecciones de Cuatro Ramales
- Intersecciones de Cuatro Ramales con Sesgo.
- Intersecciones de Multiramales.

Principios generales.

a) Preferencia de los movimientos más importantes.

En una intersección siempre deben existir movimientos más importantes los cuales deben ser de preferencia sobre los menos importantes, lo cual exige a restringir los movimientos secundarios con señales adecuadas, disminución del ancho de la calzada, la introducción de curvas de radio pequeño.

b) Reajuste de las áreas de conflicto.

Se debe limitar o disminuir las áreas de conflicto ya que las grandes superficies pavimentadas incitan a que los vehículos y peatones realicen movimientos en tendencia desordenada, aumentando accidentes y reduciendo la capacidad de la intersección.

c) Perpendicularidad de las trayectorias cuando se cortan.

Las intersecciones que presentan menores áreas de conflicto son aquellas que se diseñan en ángulo recto. También reducen los posibles choques y proveen las maniobras, puesto que permiten a los conductores juzgar en condiciones más favorables las posiciones relativas de los demás. Se consideran aceptables las intersecciones con ángulos comprendidos entre 60º y 120º.

d) Semejanzas de las trayectorias cuando convergen o divergen.

Para aumentar la fluidez de la circulación en la intersección se deben delimitar ángulos de incidencia del orden de 10º o 15º para que se mantenga la seguridad, capacidad y nivel de servicio y evite que los vehículos estén obligados a detenerse, también se debe disponer

carriles de aceleración o desaceleración, que permitan la incorporación del tráfico a velocidad adecuada.

e) Separación de los puntos de conflicto.

La separación de los puntos de conflicto es muy importante porque permite que los conductores no necesiten atender simultáneamente a varios vehículos, sino que presten más atención al trazado en sí de la intersección, esta separación se logra implementando isletas en la calzada de la vía.

El emplear isletas también impide realizar giros y movimientos en puntos no convenientes. La seguridad es mayor si se disponen isletas elevadas que si la canalización se obtiene mediante marcas pintadas en el pavimento.

f) Separación de los movimientos.

Cuando un movimiento alcanza una intensidad del orden de 25 vehículos - hora o más, es aconsejable dotar de un carril de exclusividad para dicho movimiento, implementando con una vía de aceleración o desaceleración en el caso que sea necesario, debiendo colocarse señales de tránsito adecuadas para cada caso.

g) Creación de zonas protegidas.

Las isletas proporcionan seguridad vial a los vehículos ya que tienen que esperar una oportunidad para avanzar en la intersección, también sirven para que los vehículos avancen

paulatinamente por ciclos continuos en lugares en donde se necesita cruzar varias vías de circulación, sin necesidad a esperar que se interrumpa el tráfico en todos los ciclos.

h) Visibilidad.

La visibilidad de la intersección limita a los vehículos que ingresan a la misma incluso ocasionando que los vehículos detengan totalmente la marcha. Entre el punto en que un conductor pueda ver a otro vehículo con preferencia de paso y el punto de conflicto, debe existir, como mínimo la distancia de parada.

En general la canalización requiere calzadas amplias en las intersecciones y esta ocurrencia se debería tomar en cuenta por diseñadores y autoridades para construir e instalar proyectos nuevos o rehabilitados.

Trazados mínimos para ramales de giro en intersecciones canalizadas.

Cuando la geometría de la intersección es diseñada con una velocidad de 25km/h o más para vehículos livianos los radios de giro deben ser de magnitud mayor a los que se indican en la Tabla 2-1 Radios de giro mínimos para intersecciones canalizadas.

Tabla 2-1 Radios de giro mínimos para intersecciones canalizadas

Vehículo Tipo	Angulo de giro (g)	Curva Compuesta de tres centros (Simétrica)		Ancho del Ramal (m)	Tamaño aproximado de la Isla (m2)
		Radios (m)	Retranqueo (m)		
L	85	45 - 23,0 - 45	1,00	4,20	5,50
C		45 - 23,0 - 45	1,50	5,40	5,00
VA1		55 - 28,0 - 55	1,00	6,00	5,00
L	100	45 - 15,0 - 45	1,00	4,20	5,00
C		45 - 15,0 - 45	1,50	5,40	7,50
VA1		55 - 20,0 - 55	2,00	6,00	11,50
L	115	36 - 12,0 - 36	0,60	4,50	6,50
C		30 - 11,0 - 30	1,50	6,60	5,00
VA1		55 - 14,0 - 55	2,40	9,00	5,50
L	130	30 - 9,0 - 30	0,80	4,80	11,00
C		30 - 9,0 - 30	1,50	7,20	8,50
VA1		55 - 12,0 - 55	2,50	10,20	20,00
L	150	30 - 9,0 - 30	0,80	4,80	43,00
C		30 - 9,0 - 30	1,50	7,80	35,00
VA1		48 - 11,0 - 48	2,70	10,50	60,00
L	165	30 - 9,0 - 30	0,80	4,80	130,00
C		30 - 9,0 - 30	2,00	9,00	110,00
VA1		48 - 11,0 - 48	2,10	11,40	160,00

L Vehículos livianos.

C Camión Simple.

VA1 Tracto camión con semi-remolque

Fuente: (Dirección General de Obras Públicas, 2013, pág. 360)

Los anchos del ramal de giro deben permitir que las ruedas del vehículo tipo seleccionado, encajen su trayectoria dentro de dicho ramal con una tolerancia de 0,50 m a cada lado de los bordes del pavimento; generalmente, este ancho no debe ser inferior a 4 m.

En la misma tabla no se incluyen trazados para ángulos de giro inferiores a 85°, ya que requieren radios relativamente grandes que no pueden considerarse como los mínimos

necesarios; cuando se presenta un caso de estos, hay que recurrir a un trazado particular, no normalizado, dependiente de las condiciones del tráfico.

Relaciones entre la velocidad, radio y peralte

En la expresión de la siguiente fórmula se considera a la velocidad, al radio, el peralte y el coeficiente de rozamiento transversal entre la calzada y el neumático del vehículo, todos estos factores están relacionados entre sí:

Ecuación 2-1 Relación entre velocidad, radio y peralte.

$$v^2 = 127 R (p + f)$$

Dónde:

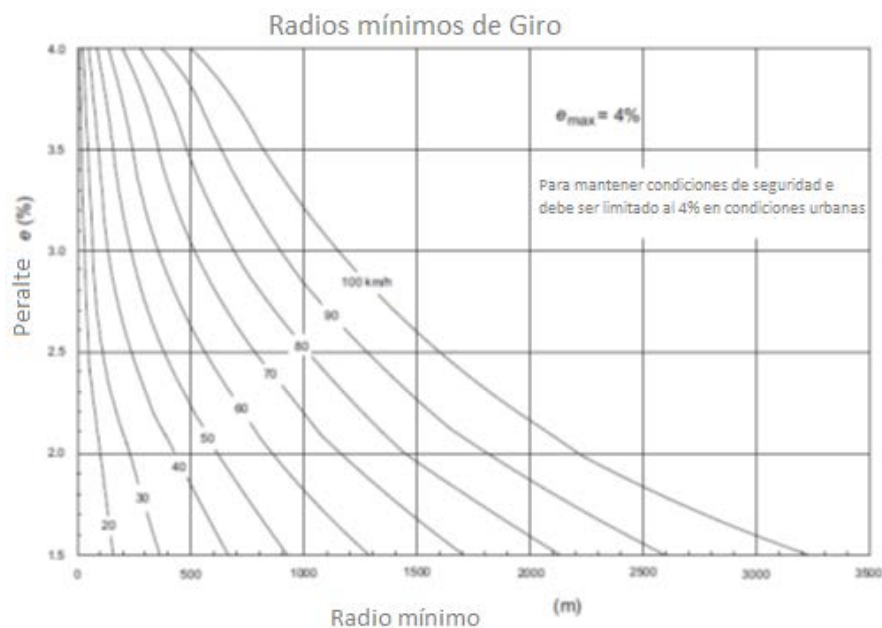
V = Velocidad específica

R = Radio

p = Peralte

f = Coeficiente de rozamiento

Figura 2-4 Radios mínimos de giro



Fuente (AASHTO, 2011, págs. 3-35)

No canalizadas

En las intersecciones sin canalizar se debe pavimentar completamente toda la superficie de la intersección, generalmente se debe emplear curvas sencillas con un solo radio de giro.

Las intersecciones no canalizadas se divide en:

Intersecciones de Tres Ramales.

Intersecciones de Cuatro Ramales.

Rotondas.

Las rotondas son intersecciones a nivel circulares, también son conocidas como glorieta, son características y se distinguen debido a que los vehículos realizan movimientos mediante un anillo vial, existen rotondas canalizadas y no canalizadas ya que en ocasiones se diseñan con una isla central.

Para el diseño se debe partir con un estudio de tráfico para lo cual se necesita conocer la longitud de la sección de entrecruzamiento, se debe conocer la capacidad de cada carril de ingreso a la rotonda, y finalmente se debe analizar la capacidad con el volumen de la rotonda.

Entre los tipos de rotondas más conocidas se tiene:

- Rotondas Señalizadas
- Rotondas de Barrio
- Mini Rotondas.

- Rotondas de carril Individual.
- Rotondas canalizadas.
- Trazados mínimos para curvas cerradas

Cuando sea necesario ocupar un espacio muy limitado para los vehículos que giran o en intersecciones de poca importancia que no necesitan de canalización alguna, se aplican al trazado las trayectorias mínimas de giro del vehículo tipo seleccionado, que ya están debidamente estudiadas experimentalmente. Y así se tiene que con la menor velocidad práctica de un vehículo, unos 15 Km/h, la trayectoria que éste sigue al girar, se considera satisfactoria a efectos del trazado mínimo de los elementos de la intersección.

Tabla 2-2 Radios de giro mínimos para intersecciones no canalizadas.

RADIOS DE GIRO MINIMO					
Ángulos de Giro (°)	de Vehículo de Diseño	Curva Simple radio (m)	Curva simple con Taper		
			Radio (m)	Sep. (m)	Taper L:T
30	P	18	-	-	-
	SU-9	30	-	-	-
	SU-12		-	-	-
	WB-12	45	-	-	-
	WB-19	110	67	1.0	15:1
	WB-20	116	67	1.0	15:1
	WB-280	111	58	1.0	15:1
	WB-30T	77	37	1.0	15:1
	WB-33D	145	77	1.1	20:1
45	P	15	-	-	-
	SU-9	23	-	-	-
	SU-12	35	-	-	-
	WB-12	36	-	-	-
	WB-19	70	43	1.2	15:1
	WB-20	76	43	1.3	15:1
	WB-28D	82	44	1.2	15:1
	WB-30T	60	35	0.8	15:1

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-57)

El empleo de bordillos que limitan la arista del pavimento en curvas cerradas, produce cierto efecto de restricción en los conductores que realizan el giro, éstos han de maniobrar cuidadosamente para ceñirse a su radio mínimo de giro sin tocar el bordillo. Por esta razón es recomendable diseñar curvas más suaves cuando se usan bordillos.

En las intersecciones con ángulos de giro mayores de 90º pueden resultar zonas pavimentadas excesivas, parte de las cuales no son utilizadas por el tráfico. Esto puede llevar a confusión entre los conductores y a peligro para los peatones y debe resolverse recurriendo a la canalización.

2.2. Distancia de visibilidad

Para la realización de este subcapítulo se siguen las disposiciones del manual "*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*" Capítulo 9.5 en donde se indica que las intersecciones que presentan conflictos no presentan la suficiente distancia de visibilidad para circular por una sección determinada. Por ello se debe aclarar conocimientos básicos para definir la distancia de visibilidad apropiada para cada tipo de intersección.

El presente subcapítulo trata sobre la distancia de visibilidad. Esta se define como la distancia necesaria del conductor para que realice maniobras seguras. Esta distancia deberá ser tomada en cuenta en intersecciones nuevas y antiguas.

La distancia de visibilidad limita la velocidad de los vehículos que ingresan y salen de la intersección. Una inadecuada visibilidad del conductor puede llegar a entorpecer la funcionalidad del sistema, llegando inclusive a que los vehículos sobre la vía principal detengan su marcha. Los puntos conflictivos de las intersecciones también se ven afectados por una inadecuada distancia de visibilidad, puesto que en zonas conflictivas generará una amenaza para los usuarios de la vía.

Por último, es preciso mencionar que se debe proveer y delimitar de forma correcta y suficiente la distancia de visibilidad. Por lo tanto, una intersección tendrá un óptimo funcionamiento sin que se genere congestión vehicular, accidentes de tráfico, etc.

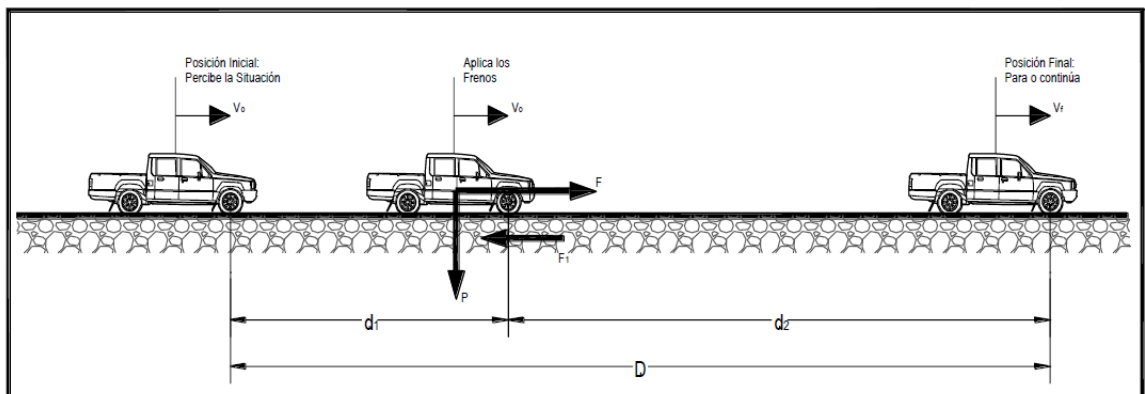
1.5.1 Distancia de Visibilidad de Parada.

Se debe considerar que la distancia de visibilidad de parada debe ser lo suficientemente larga para permitir que un vehículo que viaja en o cerca de la velocidad de diseño sea capaz de detenerse antes de llegar a un objeto fijo en el camino, con lo que garantiza que los usuarios tenga una pertinente reacción ante algún inconveniente. Esta distancia de visibilidad es igual a la suma de dos distancias: (1) Distancia recorrida por el vehículo desde el instante que visualiza el conductor un objeto hasta la aplicación de los frenos por parte del conductor para una parada instantánea y (2) Distancia necesaria para detener el vehículo desde el instante en el que el conductor inicia la aplicación del freno para su detención instantánea hasta su completa detención, a las mismas se les conoce como la distancia de reacción y la distancia de frenado respectivamente. (AASHTO, 2011, págs. 3-2)

En la, Figura 2-4 Distancia de visibilidad de parada. (Ministerio de Transporte y Obras Publicas de Ecuador, 2012) se indica la distancia de parada que necesita un vehículo, en donde se tiene que:

- V** Velocidad de diseño.
- t** Tiempo de percepción y reacción.
- d₁** Distancia de reacción.
- d₂** Distancia de frenado.
- D** Distancia de parada.

Figura 2-5 Distancia de visibilidad de parada.



Fuente (Ministerio de Transporte y Obras Publicas de Ecuador, 2012, pág. 125)

Para el cálculo de la distancia de visibilidad de parada es necesario conocer los siguientes parámetros:

Tiempo de percepción y reacción es el intervalo desde el instante en el que el conductor reconoce la existencia de un obstáculo en la calzada por delante que requiere del frenado hasta el instante en que el conductor aplica los frenos en realidad. Mediante diversos estudios sobre el comportamiento del conductor se han permitido seleccionar que el tiempo de reacción del freno sea de **2,5 s**.

Distancia de frenado se define que esta esta distancia en función de la velocidad de diseño con la que viaja el vehículo en una carretera y puede determinarse aproximadamente a partir de la siguiente ecuación:

Ecuación 2-2 Cálculo de la distancia de frenado (Dirección General de Obras Públicas, 2013, pág. 126)

$$d_B = 0.0039 * V^2 * f$$

Dónde:

- d_B** Distancia de frenado (m).
- V** Velocidad de diseño (km/h).
- a** desaceleración (m/s²).

*La desaceleración que se considera como apropiada y cómoda para la mayoría de conductores en base de estudios realizados es la de 3.5 m/s², para determinar la distancia de visibilidad de frenado.

Finalmente para el cálculo de la distancia de visibilidad de parada que se obtiene de la suma de la distancia recorrida durante el tiempo de reacción de frenado y la distancia recorrida para frenar el vehículo a una parada, se calcula a partir de la siguiente ecuación:

Ecuación 2-3 Cálculo de la distancia de visibilidad de parada.

$$SSD = 0.278Vt + 0.039 \frac{V^2}{a}$$

Dónde:

- SSD** Distancia de visibilidad de parada (m).
- V** Velocidad de diseño (km/h).
- t** Tiempo de percepción y reacción 2.5 s.
- a** desaceleración (m/s²).

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 3-4)

2.3. Velocidad de diseño

Entre las variables que intervienen en la circulación, la velocidad es una de las más importantes, puesto que influye en la calidad de servicio que se desea proporcionar y en la seguridad de circulación. Adicionalmente esta variable es ocupada para realizar el trazado geométrico de los elementos. La velocidad de diseño (V_d) es la máxima velocidad con la que se direccionará un vehículo sobre la calzada de manera segura y cómoda, sin que cambien las condiciones normales de diseño priorizando la seguridad vial de conductores, ciclistas y peatones. Es necesario conocer que la velocidad de diseño que se emplea en una intersección de una vía urbana será 15 km/h y en el caso de las vías rurales se debe considerar una velocidad de diseño igual al 85 percentil de la velocidad.

Al momento de seleccionar la velocidad de diseño, esta debe ser tal que se obtenga una combinación de seguridad, movilidad y eficiencia, sin alterar las limitaciones de la calidad del medio ambiente, la economía, la estética, y los impactos sociales o políticos.

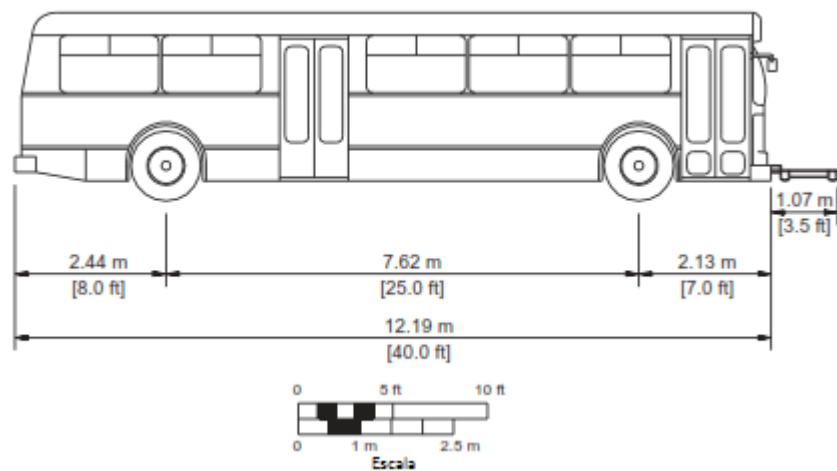
Dentro de una vía, intersección u otro elemento vial, los vehículos circulan en un rango de velocidades. Es importante conocer la distribución de velocidades de la misma, para así determinar una adecuada velocidad de diseño que satisfaga a la mayor cantidad de usuarios generando el menor costo constructivo. En el manual AASHTO se recomienda emplear el 85 percentil de la distribución de velocidades en vías rurales y 15 km/h en vías urbanas, como velocidad de diseño.

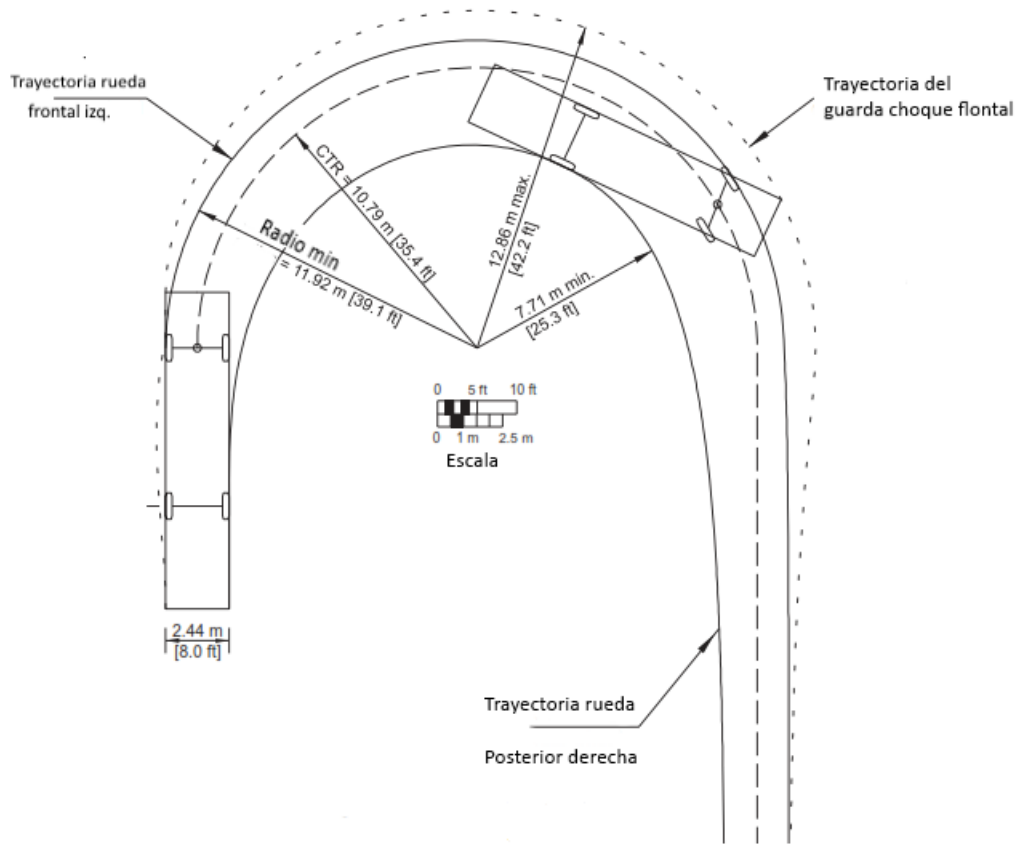
Dentro de la recopilación bibliográfica se han encontrado diversas recomendaciones para determinar la velocidad con la que se diseñará un elemento de circulación. En general de dichas recomendaciones se puede resumir lo siguiente:

- En vías de giro y en intersecciones se puede emplear velocidades de 60-80 km/h.
- En intersecciones urbanas es posible emplear velocidades entre 15-25 km/h.
- Para redondeles se recomienda que la velocidad de operación sea de 40 – 50 km/h a menos que ese esté presente en zona urbana.

A continuación se ilustran una serie de figuras en donde se detallan los vehículos de diseño para distintos tipos de vehículos, puesto que la velocidad de diseño en un sistema vial no es el mismo para todos los vehículos.

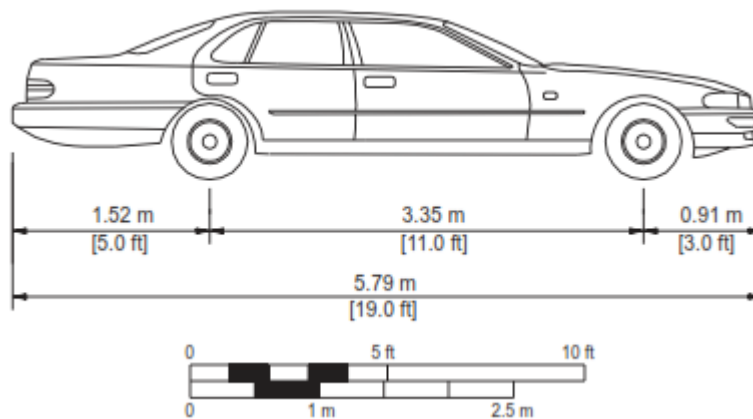
Figura 2-3 Vehículo de diseño (Autobus).

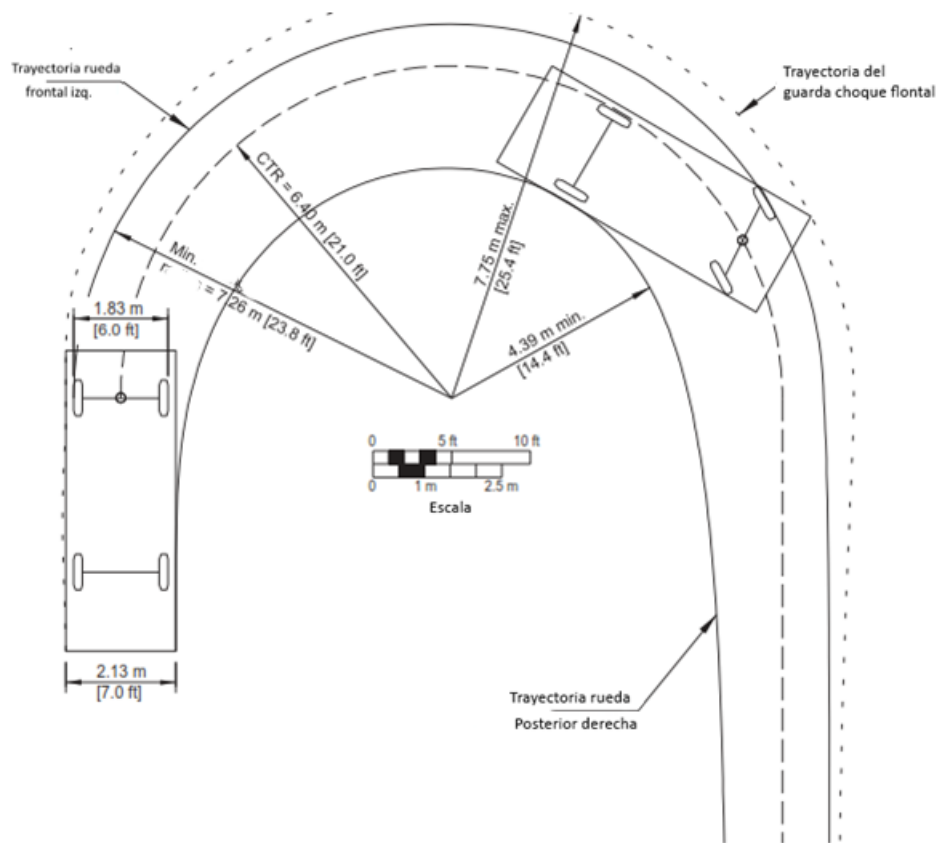




Fuente (AASHTO, 2011, págs. 2-13)

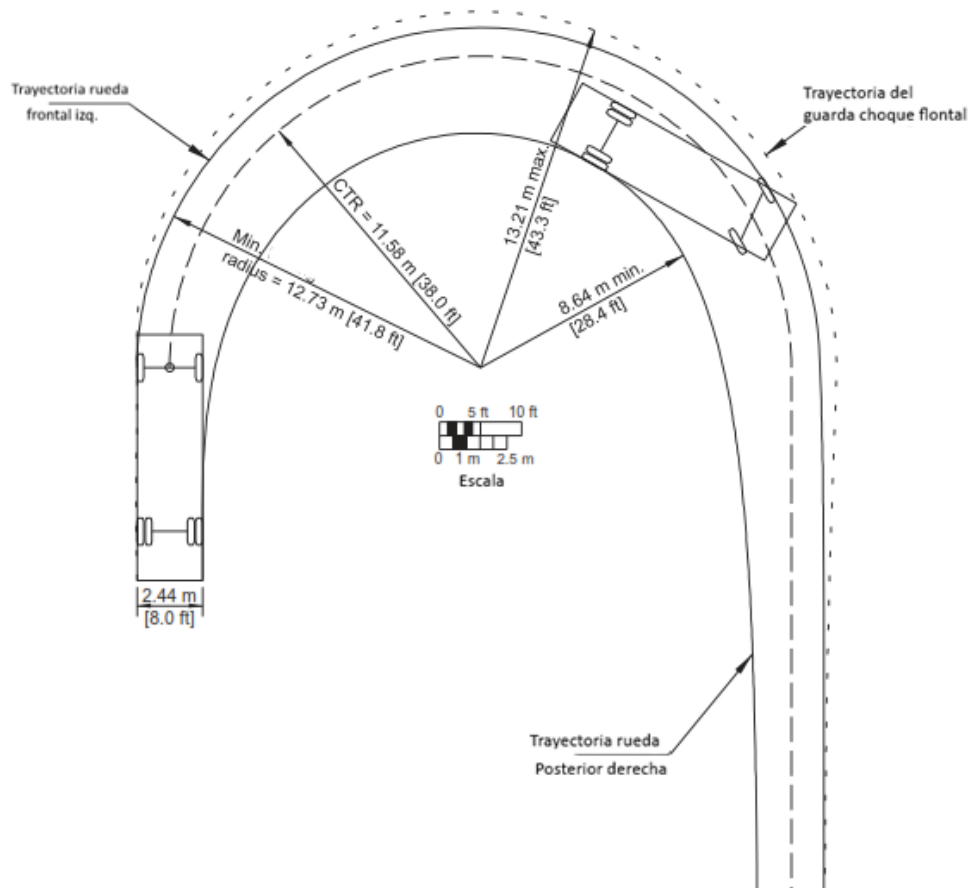
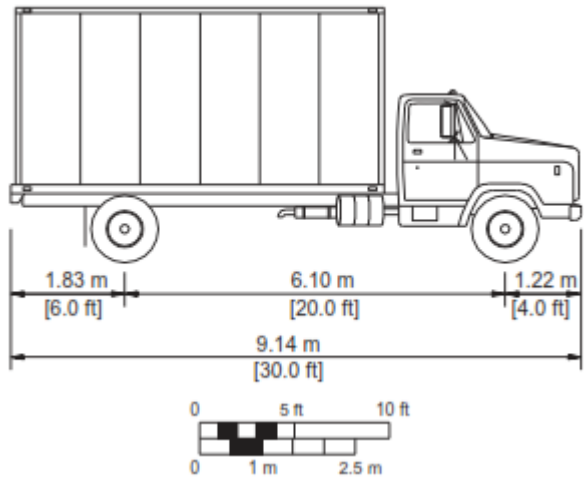
Figura 2-4 Vehículo de diseño (Vehículo liviano)





Fuente (AASHTO, 2011, págs. 2-10)

Figura 2-5 Vehículo de diseño (Camión).



Fuente (AASHTO, 2011, págs. 2-10)

2.4. Capacidad de una intersección

El término "capacidad" se utiliza para expresar el volumen de vehículos que circulan por una sección determinada por hora, es decir durante un período de tiempo determinado en condiciones viales normales y de tráfico vigentes. El rango de flujo de tráfico en una autopista puede variar de volúmenes muy ligeros a volúmenes muy altos. En el sentido genérico, el término también abarca las relaciones más amplias entre las características de la carretera y las condiciones, la composición del tráfico y los patrones de flujo y el grado relativo de la congestión en varios volúmenes de tráfico.

La capacidad se puede determinar de forma estimada o proyectada (para un proyecto nuevo), y la capacidad real que es el número exacto cuando el sistema está llegando al máximo de su demanda.

Por lo general, la capacidad se mide para un período de 15 min, y generalmente la capacidad se la expresa en cantidad de vehículos por unidad de tiempo (veh/h).

Se considera que la capacidad del acceso en las intersecciones es la máxima intensidad de circulación que puede atravesar la intersección en las condiciones prevalecientes del tráfico, la carretera y la señalización. Las condiciones del tráfico incluyen los volúmenes en cada acceso, la distribución de vehículos según el movimiento a realizar, la distribución de los tipos de vehículos, la localización de las paradas de buses y la utilización dentro del área de la intersección, las circulaciones peatonales y los movimientos de estacionamiento dentro del área de la intersección.

Cuando el volumen de tráfico es menor a la capacidad existe cierta libertad de maniobra para los conductores, en cambio si el volumen de tráfico es mayor a la capacidad se producirá un alto grado de congestión vial, haciendo que todos los vehículos se desplacen a la misma velocidad sin que existan oportunidades de rebasamiento.

Nivel de Servicio

El nivel de servicio no es más que la valoración o calificación de calidad del servicio que se preste a los usuarios viales en un momento determinado, considerando todos los factores que intervienen en la calidad de un servicio vial, como tiempos de viaje, velocidades de funcionamiento, libertad de ejecutar maniobras, seguridad, niveles de congestión, etc.

El Highway Capacity Manual define la calidad del servicio de tráfico proporcionada por instalaciones específicas en carreteras bajo las demandas de tráfico específicos por medio de un nivel de servicio.

Existen seis niveles de servicio, los cuales se identifican mediante letras, siendo A el nivel de servicio de mejores características o libre de congestión, y F el nivel de servicio de peores características o muy congestionado.

En la Tabla 2-7 Tipos de niveles de servicio, se indican las situaciones generales de funcionamiento representados por estos niveles de servicio.

Tabla 2-6 Tipos de niveles de servicio

Nivel de Servicio	Condiciones Generales de Operación
A	Flujo libre
B	Flujo libre razonable
C	Flujo estable
D	Flujo levemente inestable
E	Flujo inestable
F	Flujo forzado o con mucha parada

Fuente (AASHTO, 2011, págs. 2-66)

A continuación se describen cada uno de los tipos de niveles de servicio.

- El nivel de servicio denominado A se caracteriza por presentar bajo grado de congestionamiento, este nivel de servicio es muy favorable ya que los vehículos no se detienen por ninguna razón.
- El nivel de servicio B se caracteriza por presentar operaciones razonablemente sin obstáculos a una velocidad promedio de viaje. La capacidad de maniobrar dentro del flujo de tráfico se restringe ligeramente, y los retrasos de control en las intersecciones señalizadas no son significativos.
- El nivel de servicio C describe las operaciones estables; sin embargo, la capacidad de maniobrar en carriles de cambio de ubicación puede ser más restringido que en el nivel de servicio B, en este nivel la cantidad de vehículos que se detienen es significativa, aunque también es significativa la cantidad de vehículos que logran atravesar la intersección sin detenerse.

- Fronteras Los D en un rango en el que pequeños aumentos en el flujo pueden causar aumentos sustanciales en demora y disminuciones en la velocidad de desplazamiento. LOS D puede ser debido a la progresión adversa de la señal, la temporización de señal apropiada, altos volúmenes, o una combinación de estos factores.

El nivel de servicio D describe aquellas operaciones cuya demora sea superior, en un rango en el que pequeños aumentos en el flujo pueden causar aumentos sustanciales de demora y disminuciones en la velocidad de desplazamiento. Puede ser que esto se genere debido señales de tránsito, inapropiada temporización de las señales, altos volúmenes, o altas relaciones de Intensidad/Capacidad. En fin gran cantidad de vehículos se detienen y disminuye la cantidad de vehículos que pueden avanzar sin detención alguna. Son notorias las faltas de capacidad en ciclos individuales.

El nivel de servicio E se caracteriza por retrasos significativos y velocidades promedio de viaje bajas. Tales operaciones son causadas por insuficiencia de capacidad, lento avance de los vehículos, ciclos muy largos y altas relaciones de Intensidad/Capacidad.

El nivel de servicio F se caracteriza por presentar velocidades muy bajas Presenta altos grados de congestión, con altos retrasos, altos volúmenes, este nivel es considerado inaceptable por los usuarios. Este nivel se debe a que la capacidad de la intersección ha colapsado.

En la Tabla 2-8 Directrices para la selección del Nivel de Servicio (AASHTO, 2011, págs. 2-66), se indica la asignación del nivel de servicio en función de la clase de vía.

Tabla 2-7 Directrices para la selección del Nivel de Servicio

Clase	Nivel de servicio apropiado para una área y morfología del terreno			
	Rural Llano	Rural Ondulado	Rural Montañoso	Urbano y Suburbano
Freeway	B	B	C	C y D
Arterial	B	B	C	C y D
Colector	C	C	D	D
Local	D	D	D	D

Fuente (AASHTO, 2011, págs. 2-66)

3 Estudio de normas y especificaciones para el diseño de intersecciones.

En el presente capítulo se busca identificar los puntos principales del diseño geométrico de intersecciones a nivel. Los puntos señalados a continuación son aplicables a la realidad de nuestro país. Estos son un complemento al Capítulo 5 del presente documento. Los criterios geométricos de las dos normativas son similares y por lo tanto cualquier lineamiento presentado en ellos puede ser empleado por un diseñador a nivel local.

3.1 AASHTO: Estándares de diseño geométrico de Carreteras y Calles

3.1.1 Consideraciones Generales

Características de Intersecciones

Una intersección debe incluir aquellas áreas necesarias para todos los modos de transporte como son:

- Peatones
- Bicicletas
- Vehículos con pasajeros
- Camiones

En el diseño de una intersección a más de diseñar el pavimento de la carretera, aceras y rampas peatonales, se debe abarcar todos los carriles auxiliares, medianas e islas que no se encuentren incluidas en la sección típica transversal de las vías que se cruzan.

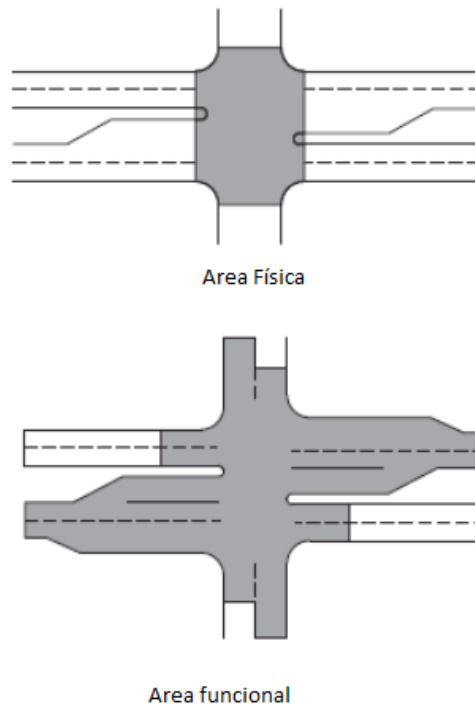
El diseño de una intersección se basa básicamente en 4 aspectos.

- **Enfoque de la Actividad:** en las intersecciones generalmente existe una concentración de los destinos de viaje.
- **Movimientos Contradictorios:** cruces peatonales, bicicletas y vehículos de motor, realizan movimientos de giro en los cruces de intersecciones.
- **Control de Tráfico:** los movimientos de los usuarios se limitaran mediante dispositivos del control de tráfico, tales como señales de alto y las señales de tráfico. El control de tráfico generalmente produce demora para los usuarios que viajan a lo largo de la intersección.
- **Capacidad:** el control de tráfico en las intersecciones limita la capacidad de las carreteras que cruzan, la capacidad se define " el número de usuarios que pueden ser acomodados dentro de un periodo de tiempo determinado".

Intersección un Área Funcional

Una intersección está definida por sus áreas físicas y funcionales las cuales se identifican en la Figura 3.1.1-1 Área física de una intersección. El área funcional de una intersección incluye también los carriles auxiliares y su canalización asociada.

Figura 3.1.1-1 Área física de una intersección.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-3)

En la Figura 3.1.1-2 Elementos del Área Funcional de una Intersección (AASHTO, 2011, pp. 9-3). Se indica cada uno de los elementos que se describen a continuación:

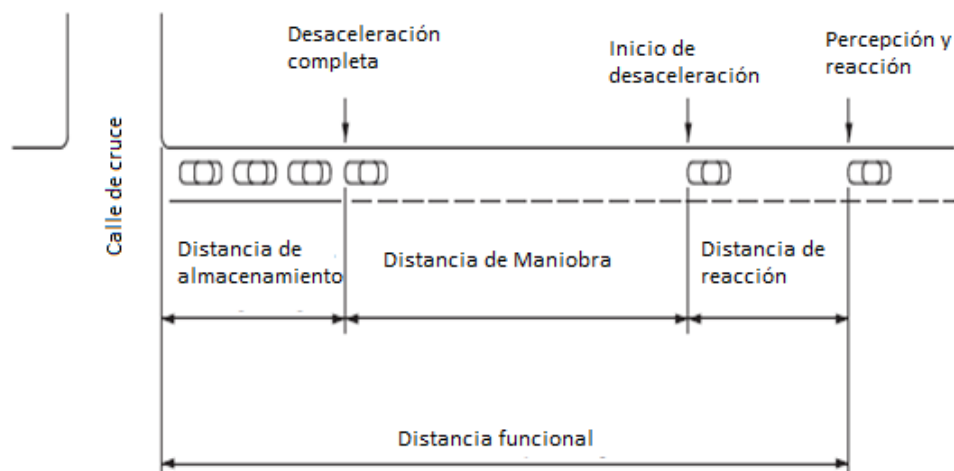
Distancia de percepción y reacción: dependerá de la velocidad del vehículo, el estado de alerta del conductor, familiaridad del conductor con la ubicación.

Distancia de maniobra: incluye la longitud necesaria tanto para el frenado y cambio de carril en donde existirán giros izquierdos y derechos.

Distancia de almacenamiento: en ausencia de carriles de giro se trata de frenado o una parada cómoda. La longitud de almacenamiento debe ser suficiente para acomodar la cola más larga.

Idealmente se determina que las calzadas no deben estar ubicadas dentro del área funcional de una intersección o en la zona de la influencia de un camino de entrada adyacente.

Figura 3.1.1-2 Elementos del Área Funcional de una Intersección



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-3)

Objetivo de Diseño.

El diseñar una intersección facilitara la comodidad de las personas que atraviesan la intersección al mismo tiempo mejora el movimiento de buses, camiones, bicicletas, vehículos motorizados y peatones. Para su diseño se debe considerar 4 elementos básicos.

1. Factores Humanos

- Hábitos de conducción.
- Capacidad de los conductores o tomar decisiones.
- Decisión y tiempo de reacción.
- Compatibilidad con las trayectorias naturales de movimiento.
- Hábitos de los peatones.
- Trafico de bicicletas uso y hábitos.

2. Consideraciones de Tráfico.

- Clasificación de cada una de las calles de la intersección.
- Diseño y capacidades actuales.
- Diseño – horas cambios de movimientos.
- Medidas y operaciones, características de los vehículos.
- Variedad de movimientos.
- Velocidad de los vehículos.

- Implementación de tránsito.
- Experiencia de accidentes.
- Movimientos de bicicletas.
- Movimientos Peatonales.

3. Elementos Físicos.

- Carácter y uso de la propiedad colindante.
- Alineamientos verticales en la intersección.
- Distancia de visibilidad.
- Angulo de intersección.
- Área de conflicto.
- Carriles de cambios de velocidad
- Características del diseño geométrico.
- Dispositivos del control de tráfico.
- Equipo de luz.
- Características del diseño de carreteras.
- Los cruces peatonales.
- Pavimentación.
- Tratamientos de organización de acceso.

4. Factores Económicos.

- Costos de mejoras.
- Efectos de controlar o limitar los derechos de vía en los linderos residenciales o comerciales, donde canalizan, restringen o se prohíbe el movimiento.
- Consumo Energético.

Consideraciones de Diseño para intersecciones

Grupo de Usuarios.

El diseño de una intersección debe lograr un equilibrio entre las necesidades de todos los grupos de usuarios en la carretera.

Para el diseño de los elementos físicos como el ancho de calzada, ancho del carril y radios de las esquinas se deben seleccionar en función del volumen y la prioridad asignada a cada uno de los grupos de usuarios de la intersección es decir:

Intersección en una Urbanización Densa.

Para el diseño se da prioridad a los peatones, ciclistas, vehículos de pasajeros y autobuses además se puede permitir el alojamiento básico dado a los camiones.

Intersección cercana de los suburbios industriales (áreas comerciales).

Para el diseño se da prioridad a los automóviles y camiones con un alojamiento básico para los peatones, ciclistas y tránsito.

Consideraciones de Diseño en Función de los Usuarios.

Vehículos Automotores Distintos a camiones.

En el análisis del desempeño de los vehículos de motores se debe considerar los siguientes parámetros clave:

- Tipo de Control de tráfico.
- Capacidad vehicular de la intersección (se determina principalmente el número de carriles y control de tráfico.)
- Capacidad y su capacidad de giro.
- Visibilidad para acercarse a peatones y ciclistas.
- Velocidad y visibilidad de los vehículos para acercarse y cruzar.

Camiones

En los camiones pueden ser tres o cuatro veces la longitud de otro vehículo, además pueden ser de velocidades más lentas a comparación de los otros vehículos. Sus radios de giro son mucho más grandes, con esto se puede determinar que la presencia de los camiones en una intersección afecta directamente a la capacidad de la intersección, el ancho de la superficie de accionamiento para girar y su radio.

Operaciones de Tránsito.

En general se implican el funcionamiento de los autobuses y las características descritas de los vehículos anteriores. En ocasiones se debe considerar una parada de tránsito en la zona de intersección, creando posibles conflictos con los peatones, bicicletas y el flujo vehicular.

Peatones.

La presencia de los peatones afecta el desempeño de la intersección, es necesario considerar en el diseño los siguientes parámetros:

- Cantidad de derecho de paso para los peatones incluyendo la acera y el ancho de paso de los peatones.
- La distancia del cruce y el tiempo de duración de la exposición a vehículos y el tráfico de bicicletas.

- El volumen de tránsito en conflicto.
- La velocidad y la distancia de visibilidad de tráfico que se aproxima.
- La accesibilidad.

Además se debe considerar las posibles deficiencias de vista, oído o movilidad que afecte a su capacidad de relacionarse con las condiciones de la calzada.

Ciclista.

Los elementos que afectan el desempeño de una intersección son:

- El grado en el que la calzada es compartida o de uso exclusivo de los ciclistas.
- La relación entre el preciso momento entre los movimientos de los vehículos motorizados y los ciclistas.
- El control de tráfico de los ciclistas.
- La diferencia de velocidad entre las bicicletas y los automóviles de motor.

Capacidad de la Intersección.

La capacidad de una carretera está determinada principalmente por las limitaciones que están presentes en las intersecciones. Los vehículos giran hacia y desde la carretera principal en las intersecciones no semaforizadas, es así como el tráfico de flujo y la reducción de nivel de servicio.

Para plantear la metodología de análisis de la capacidad de la intersección se utiliza un control de retraso, como la principal medida de la incomodidad del conductor, frustración, el consumo y el aumento del tiempo de viaje.

En la Tabla 3.1.1-1 Niveles de Servicio para Intersecciones Señalizadas. (AASHTO, 2011, pp. 9-8) Se indica los niveles de servicio de las intersecciones señalizadas.

Tabla 3.1.1-1 Niveles de Servicio para Intersecciones Señalizadas.

Nivel de Servicio.	<u>Condiciones de las Intersecciones.</u>
A	Retardo muy corto y la mayoría de los vehículos no se detienen como consecuencia de la progresión favorable, llegada de la mayoría de los vehículos durante la fase verde, y la longitud de ciclo corto.
B	Retardo corto y muchos vehículos no se detienen o se detienen por un corto tiempo, como resultado de las longitudes de ciclo corto y buena progresión.
C	Retraso moderado, muchos vehículos tienen que parar, y los fracasos de ciclo individuales y ocasionales, como resultado de duración de los ciclos más largos y progresión justo.
D	Retrasos más largos; muchos vehículos tienen que parar; y un número notable de fallas individuales del ciclo como resultado de alguna

	combinación de longitudes de ciclo largos, de gran volumen a las relaciones de capacidad, y desfavorable progresión.
E	Las largas demoras y fracasos individuales del ciclo frecuentes son el resultado de una o ambas de las siguientes: largo longitudes de ciclo o de gran volumen a las relaciones de capacidad, que, a su vez, dan lugar a mala evolución.
F	Los retrasos considerados inaceptables para la mayoría de los conductores se producen cuando la tasa de llegada del vehículo es mayor que la capacidad de la intersección por períodos de tiempo prolongados.

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-8)

Elementos de Diseño de una Intersección.

Con lo antes expuesto se proporciona una visión general de las características generales de las intersecciones y sus objetivos para el diseño. Ahora se determinara una guía de los siguientes elementos físicos para el diseño de las intersecciones.

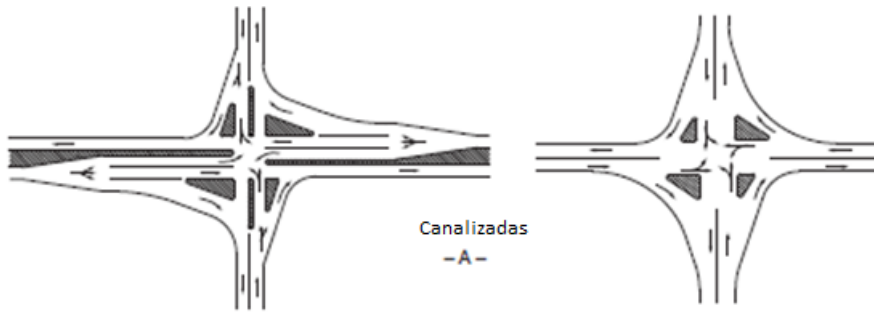
- Alineación y Perfil.
- Distancia de Visibilidad de la intersección.
- Volviendo carreteras y canalización.

- Carriles Auxiliares.
- Aberturas medianas.
- Giros a la Izquierda indirectos y cambios de sentido.
- Rotondas.

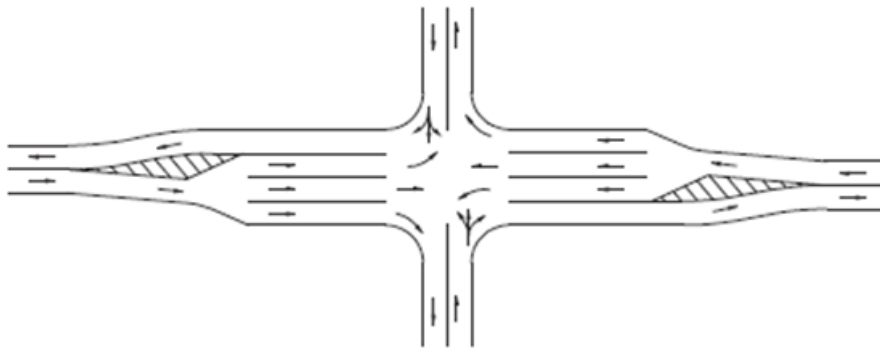
3.1.2 TIPOS DE INTERSECCIONES

Los tipos básicos de intersección son de 3 ramales es decir el tipo **T**, de 4 ramales, multirramales y rotondas. Existe en cada una de estas una calificación adicional de los tipos básicos de la intersección a la cual se debe incluir variaciones tales como: canalizas, no canalizadas, acampanadas como se puede apreciar en la Figura 3.1.2-1 Tipos Generales de Intersecciones. (AASHTO, 2011, pp. 9-9)

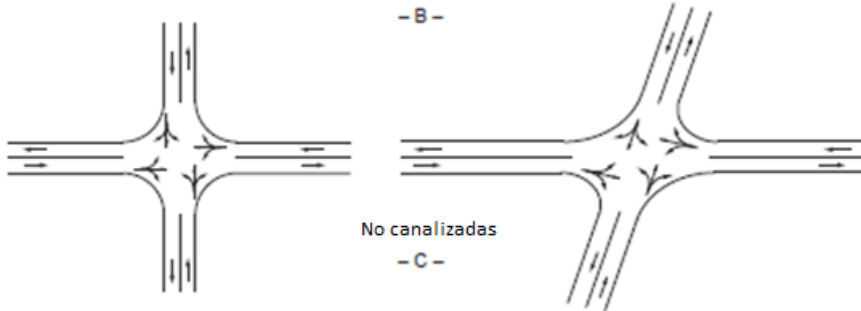
Figura 3.1.2-1 Tipos Generales de Intersecciones.



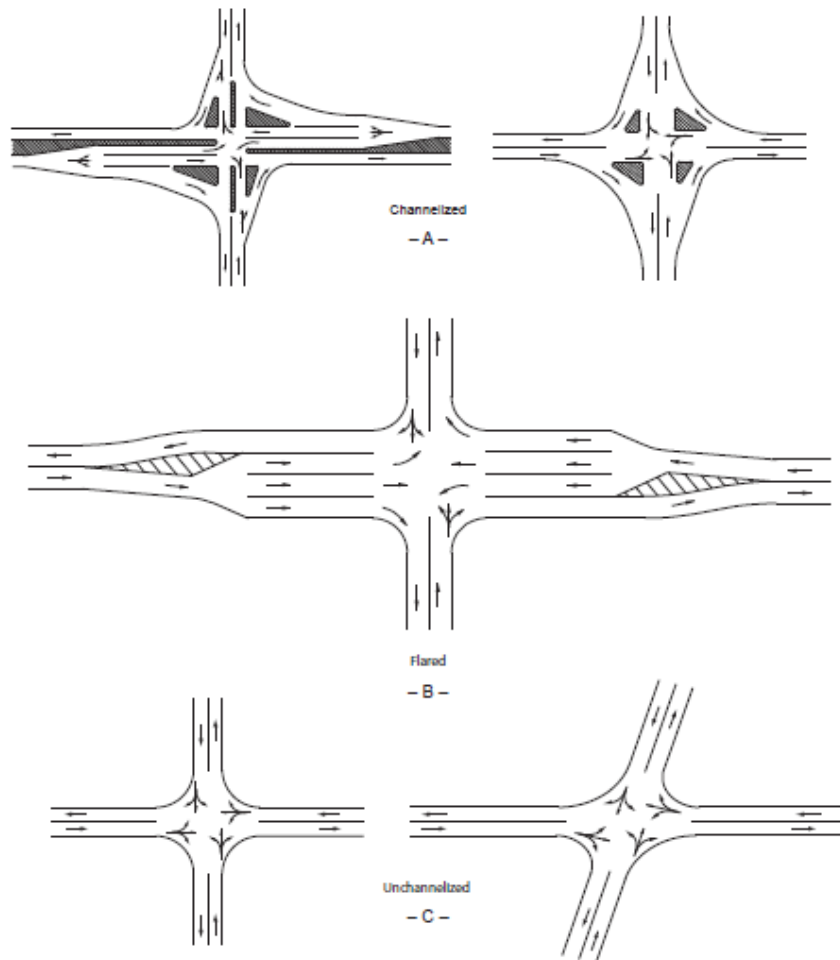
Canalizadas
-A-



Demarcadas
-B-



No canalizadas
-C-



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-9)

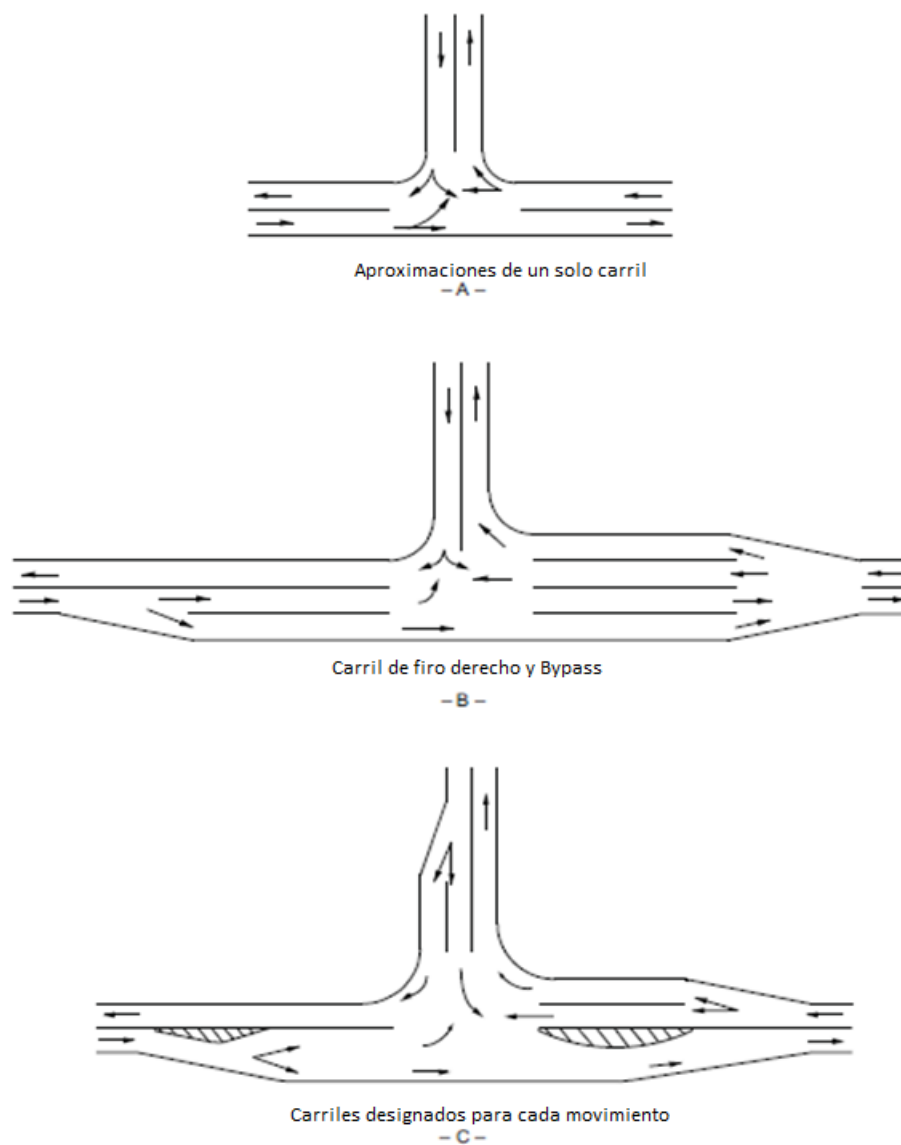
Intersecciones de Tres Ramales.

Básicas

Este Tipo de intersecciones son conocidas también como intersecciones de tipo T, como se indica en la Figura 3.1.2-2 Intersecciones No Canalizadas de Tres Ramales (AASHTO, 2011, pp. 9-11). Aquí se ejemplifica la forma más común de las intersecciones T. Este tipo de intersecciones cuenta con la ancho del pavimento normal en las carreteras, a excepción de

los radios de esquina pavimentada o en donde se necesite la ampliación para dar cabida a los demás vehículos de diseño que han sido seleccionados.

Figura 3.1.2-2 Intersecciones No Canalizadas de Tres Ramales



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-11)

Las intersecciones de este tipo se usan generalmente para intersecciones entre carreteras secundarias con carreteras principales, en donde el ángulo de intersección generalmente no es mayor a 30° con respecto a su perpendicularidad, es decir aproximadamente de 60° a 120° como máximo. En las zonas rurales generalmente se emplea una luz de tráfico, para el direccionamiento.

En las zonas urbanas o suburbanas se utilizan para los volúmenes más altos y los caminos de carriles múltiples. En donde la velocidad y los movimientos de giro a ambos son altos, se otorga un área adicional de superficie para maniobrar como se indica en las Figura 3.1.2-2 Intersecciones No Canalizadas de Tres Ramales (AASHTO, 2011, pp. 9-11) B y Figura 3.1.2-2 Intersecciones No Canalizadas de Tres Ramales (AASHTO, 2011, pp. 9-11) C.

Mediante la existencia de carriles auxiliares, como carriles izquierdos o derechos se debe incrementar la capacidad dando como resultado un mejor funcionamiento para que los vehículos puedan girar.

Particularmente los giros a la izquierda son complicados porque para realizar esta maniobra los vehículos tienen que disminuir su velocidad o a su vez detenerse. En la Figura 3.1.2-2 Intersecciones No Canalizadas de Tres Ramales (AASHTO, 2011, pp. 9-11) B, se indican los tipos de intersecciones para determinar que los vehículos desaceleren o se detengan por completo para realizar un giro a la izquierda.

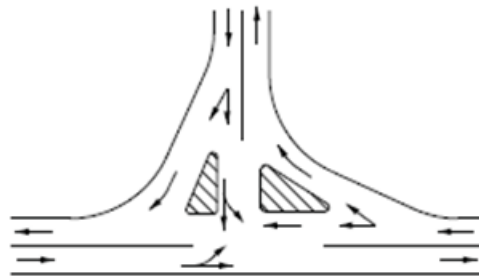
En la Figura 3.1.2-2 Intersecciones No Canalizadas de Tres Ramales (AASHTO, 2011, pp. 9-11) C, se indica un carril separado de uso exclusivo para vehículos que vayan a girar a la izquierda.

Canalizadas

Cuando la canalización se proporciona islas, las vías deben estar diseñadas para dar cabida a las marcas de rueda para cada movimiento de los vehículos, ya que deben otorgar caminos de cruce óptimo y dentro de la intersección donde albergue a los peatones.

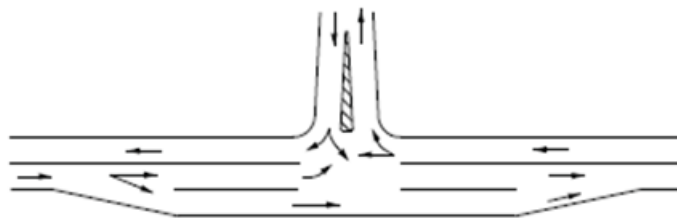
La forma más simple para una canalización es aumentar el radio de esquina entre las dos carreteras creando así una isla como se indica en las Figura 3.1.2-3 Intersecciones Canalizadas de Tres Ramales (AASHTO, 2011, pp. 9-13) A y C. En la figura B y C, se observa una canalización que permitirá los giros a la izquierda.

Figura 3.1.2-3 Intersecciones Canalizadas de Tres Ramales



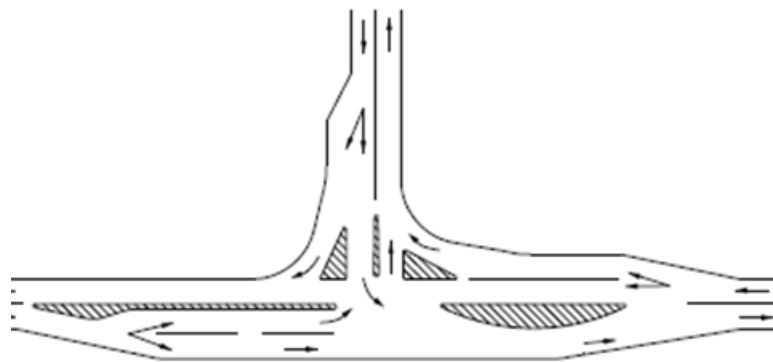
Con islas para giro derecho

-A-



Con Islas divisorias y carril de adelantamiento

-B-



Con islas y carriles de adelantamiento y carriles de giro derecho

-C-

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-13)

Intersecciones de Cuatro Ramales

Básicas

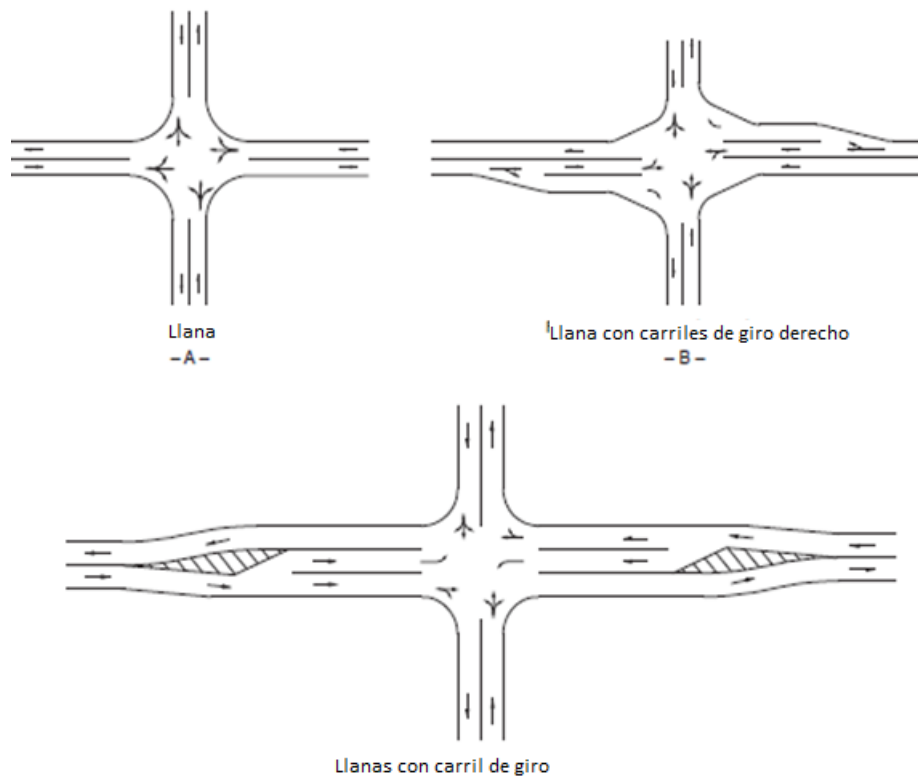
Los principios generales de diseño, las islas, el uso de los carriles auxiliares y muchos otros aspectos de la discusión anterior del diseño de intersecciones de tres ramales, también se aplican al diseño de cuatro ramales.

En las figuras 3.1.2-4 y 3.1.2-5 se indican las intersecciones básicas de cuatro ramales. En la Figura 3.1.2-4 Intersecciones de Cuatro Ramales No Canalizadas (AASHTO, 2011, pp. 9-14) A, se indica la forma más básica de una intersección de cuatro ramales que se utilizan en carreteras menores o locales.

El ángulo en el que dos intersecciones se intersecarán está comprendido entre 60° hasta 120°. Adicionalmente, las esquinas son redondeadas para dar cabida a los vehículos que giran.

Una intersección acampanada, como se ilustra en las Figura 3.1.2-4 B y C, tiene mayor capacidad ya que se destinan carriles exclusivos de giro. Aquí los vehículos con giro derecho pueden esperar sin obstaculizar a los vehículos que atraviesan. Los carriles auxiliares son deseables para las condiciones en la que la demanda de giros sea considerable. Como parámetro se establece que la demanda sea superior a los 25 veh/hora.

Figura 3.1.2-4 Intersecciones de Cuatro Ramales No Canalizadas.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-14)

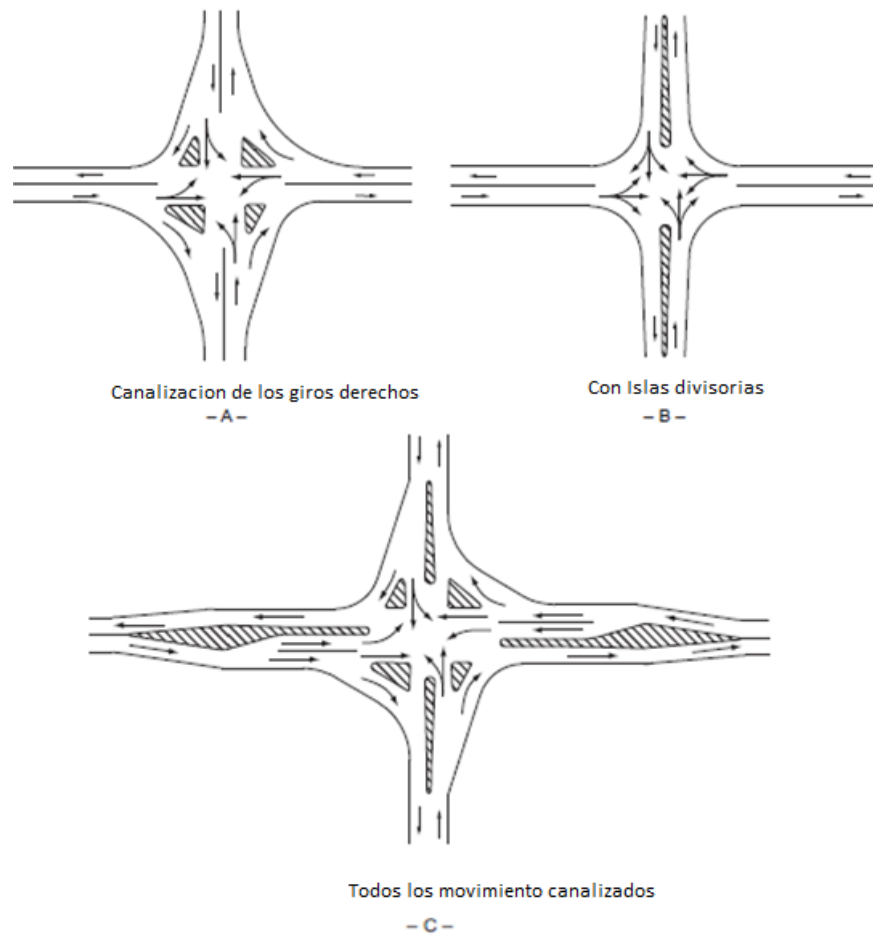
Canalizadas

En la Figura 3.1.2-5 Intersecciones Canalizadas de Cuatro Ramales. (AASHTO, 2011, pp. 9-16), se indica las intersecciones de cuatro ramales con una sencilla canalización. Aquí existen espacios en donde los vehículos pueden esperar hasta poder realizar su movimiento. Esta configuración es óptima cuando existen volúmenes altos de giro. La capacidad de estas intersecciones se rige por el ancho de calzada que se tiene. En la Figura 3.1.2-5 C se tiene una canalización de los movimientos para giros izquierdos.

Por otro lado la Figura 3.1.2-6 muestra un tratamiento para intersecciones con ángulos agudos. Aquí se desvía a los vehículos con giro derecho antes de llegar a la intersección. Por ello el conflicto se reduce y la operatividad de dicha intersección aumentará.

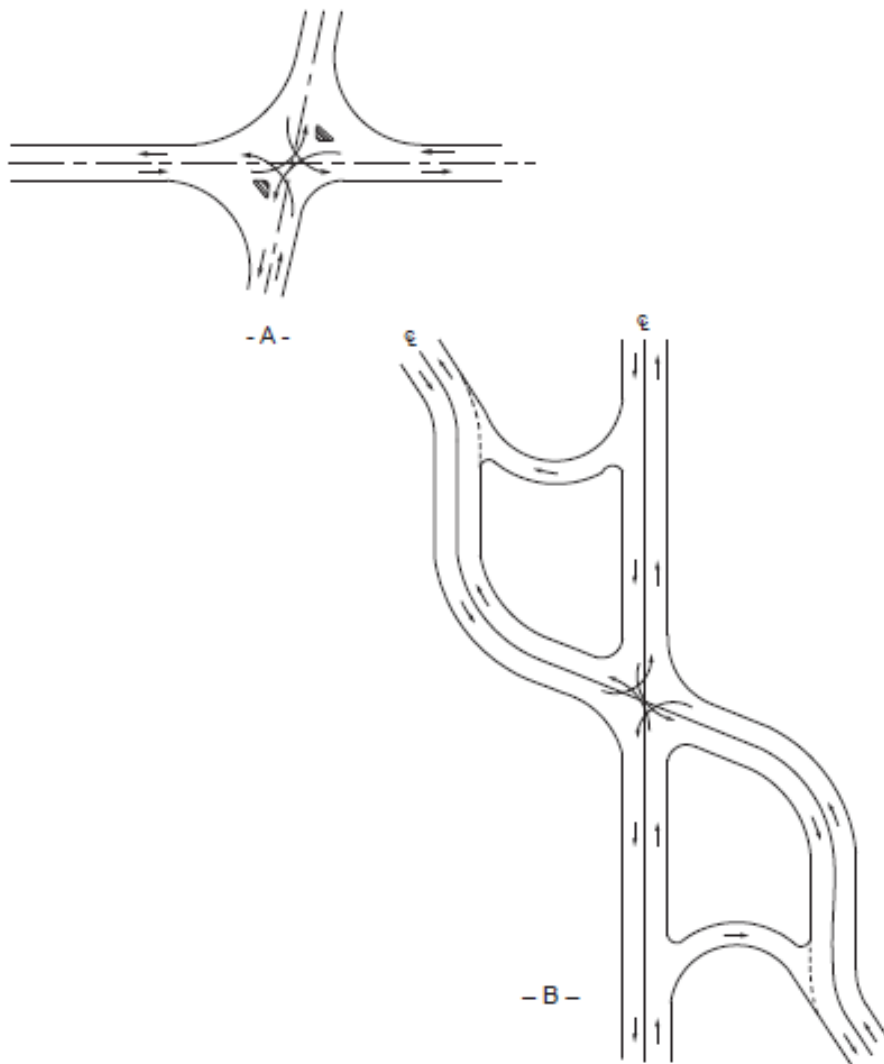
En la Figura 3.1.2-7 Intersecciones Canalizadas de Cuatro Ramales (AASHTO, 2011, pp. 9-18) se muestra una configuración que permite que el tráfico opere a velocidades considerables. Aquí se destinan carriles exclusivos de giro para todos los movimientos. En estos lugares los conductores pueden esperar sin obstaculizar los demás movimientos. Este tipo de configuración necesita del control de señales de tráfico de doble fase de señal separada con el doble giro a la izquierda.

Figura 3.1.2-5 Intersecciones Canalizadas de Cuatro Ramales.



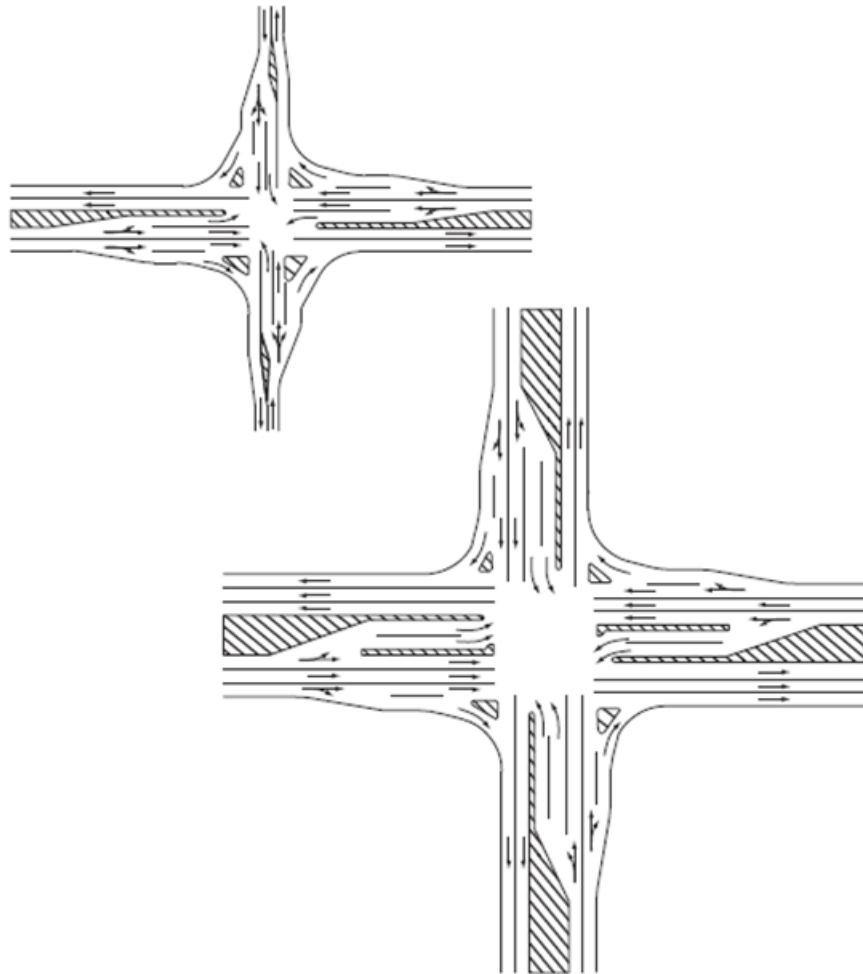
Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-16)

Figura 3.1.2-6 Intersecciones Canalizadas de Cuatro Ramales con ángulos agudos.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-17)

Figura 3.1.2-7 Intersecciones Canalizadas de Cuatro Ramales.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-18)

Intersecciones de Multiramales.

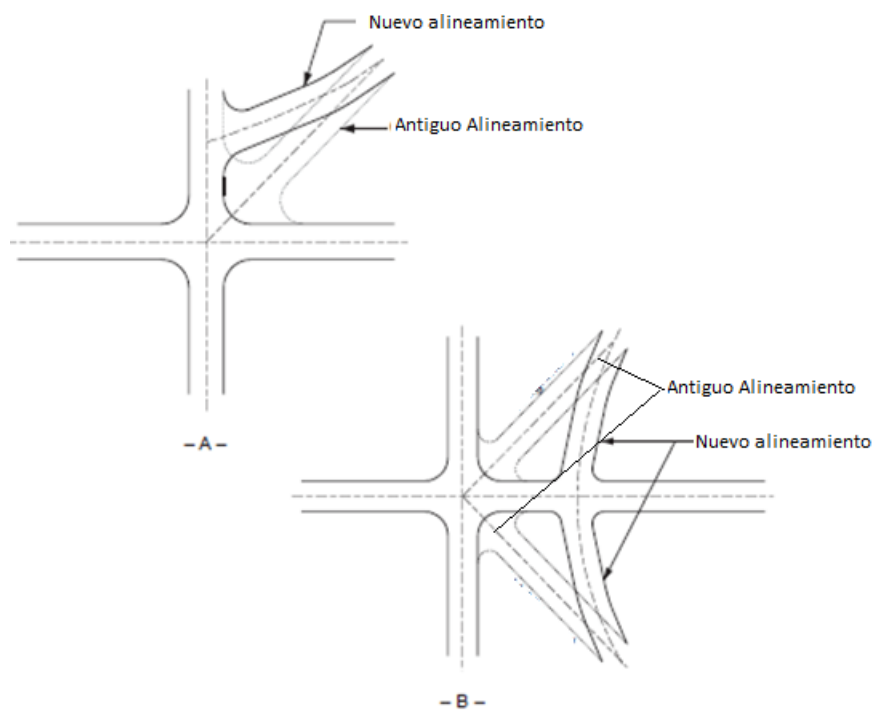
Este tipo de intersecciones tienen 5 o más ramales y deben ser evitados siempre que sea práctico y posible hacerlo. Este tipo de intersecciones genera espacios de pavimento muy grandes los cuales pueden dar origen a problemas y accidentes. Se recomienda utilizarlos cuando existan volúmenes ligeros de tráfico. Su eficiencia puede mejorarse mediante la eliminación de algunos movimientos contradictorios de la intersección principal. Esto se logra

mediante la realineación de uno o más de los ramales de la intersección y con la combinación de algunos movimientos de tráfico en la fila adyacente de la intersección.

La Figura 3.1.2-8 Realineación de Intersecciones Multiramales (AASHTO, 2011, pp. 9-20) A, muestra la aplicación más sencilla de este principio en una intersección de cinco ramales, esta configuración está determinada mediante una realineación del ramal diagonal.

En la Figura 3.1.2-8 Realineación de Intersecciones Multiramales (AASHTO, 2011, pp. 9-20) B ejemplifica como tratar una intersección de seis ramales convirtiéndola en dos intersecciones de 4 ramales.

Figura 3.1.2-8 Realineación de Intersecciones Multiramales.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-20)

Rotondas.

Las rotondas son intersecciones circulares, para su diseño como regla se debe considerar obligatoriamente el "dar sentido", es decir ceder el paso a los vehículos que se encuentran circulando dentro de los carriles de la circunferencia

No todas las intersecciones circulares se pueden identificar como rotondas, existen distintos tipos de intersecciones circulares como:

Rotarias: son de gran diámetro (generalmente en exceso de 100 m), debido al gran diámetro se pueden desarrollar velocidades que exceden los 50 km/h. este tipo de intersecciones proporcionan poca o ninguna desviación horizontal de los caminos.

Rotondas Señalizadas: son intersecciones circulares de diseño antiguo, en donde se usan señales de tráfico para el control en uno o más puntos de la entrada de circulación.

Rotondas de Barrio: son intersecciones construidas en calles locales para calmar el tráfico y/o la estética. Pueden ser intersecciones de rendimiento controlado y no controlado y el diámetro de la intersección esta entre 15 y 30 m, además se encuentran relieves en la canalización en el camino que entra para guiar al conductor que se aproxima a la calzada circulatoria.

Las rotondas son intersecciones circulares con funciones de control de diseño y tráfico que incluyen:

- Control de rendimiento para todos al entrar al tráfico.
- Aproximaciones canalizadas.
- Diseño de la curvatura apropiada en la intersección con lo que se agiliza los viajes en el circulatorio.
- Las velocidades típicas en la calzada son menores a 50 km/h.
- Islas Divisoras en cada uno de los ramales tienen múltiples funciones: Introducción separada y sale al tráfico, desviar y hacer más lento el tráfico y proporciona refugio a los peatones.

Las rotondas se pueden clasificar en tres categorías básicas, por su tamaño y número de carriles. Esto facilita el análisis de los problemas de rendimiento y las especificaciones del diseño. Es así como se tienen la siguiente clasificación de las rotondas:

- Mini Rotondas.
- Rotondas de carril Individual.
- Rotondas canalizadas.

Además se determinan el diseño de las rotondas dependiendo de su ubicación como se indica a continuación:

Las Rotondas en Zonas Urbanas: se consideran diámetros de circulación más pequeños inscritos debido a los vehículos y las restricciones de diseño más pequeños de los derechos de vía, se debe incluir funciones para peatones y bicicletas.

Las Rotondas en Zonas Rurales: las velocidades de aproximación altas, atención de visibilidad especial, enfoque de alineación, detalle de la sección transversal.

Rotondas Suburbanas: se consideran las características de las rotondas urbanas y rurales.

En la Tabla 3.1.2-1 Comparación de los Tipos de Rotondas (AASHTO, 2011, pp. 9-22). Se indica la comparación de los tres tipos de rotondas antes mencionados.

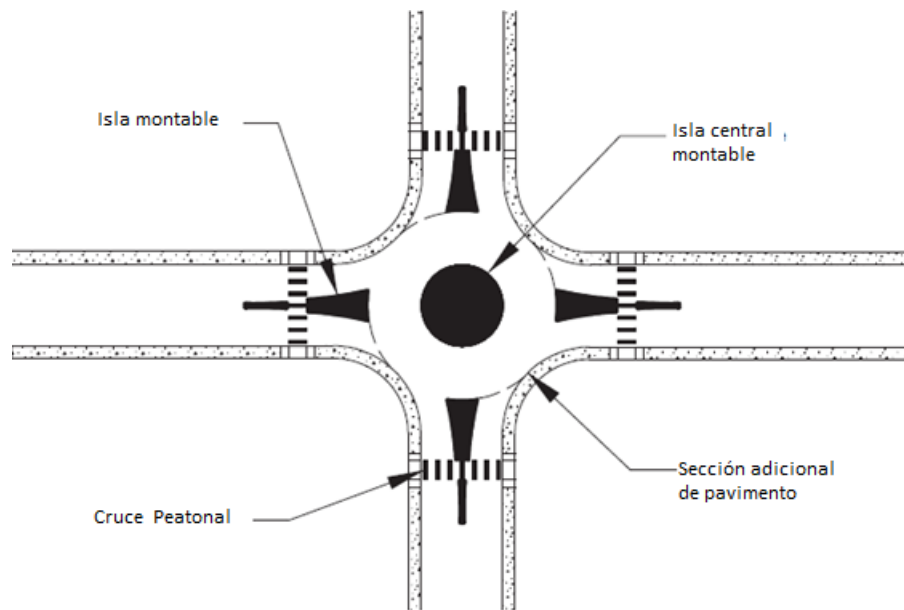
Tabla 3.1.2-1 Comparación de los Tipos de Rotondas.

Elementos de Diseño.	Rotondas de carril		
	Mini Rotondas	Individual.	Rotondas canalizadas.
Velocidad Máxima de Entrada	25 hasta 30 km/h.	30 hasta 40 km/h.	40 hasta 50 km/h.
Número máximo de carriles que entran por aproximación	1	1	2+
Típico Diámetro del Circulo Interior.	13 hasta 27 m.	27 hasta 46 m.	40 hasta 76 m.

Tratamiento de la Isla central.	Montable.	Elevado.	Elevado.
Típicos Volúmenes Diarios en las Rotondas de 4 Ramales.	0 hasta 15,000	0 hasta 20,000	20,000+

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-22)

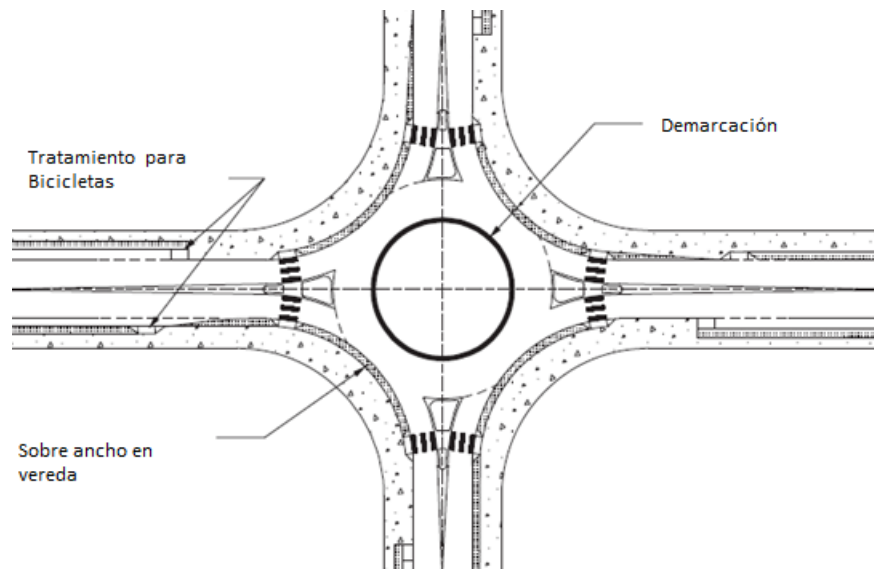
Figura 3.1.2-9 Típica Mini Rotonda.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-23)

En la Figura 3.1.2-10 Típica Rotonda de Carril Individual (AASHTO, 2011, pp. 9-24), se indica una típica rotonda de un solo carril. Estas rotondas se distinguen por sus grandes diámetros, círculo inscrito y las islas centrales no montables. Su diseño permite velocidades ligeramente altas en la entrada de la carretera circulatoria y en la salida. El tamaño de la rotonda en su gran parte depende de la elección del vehículo de diseño.

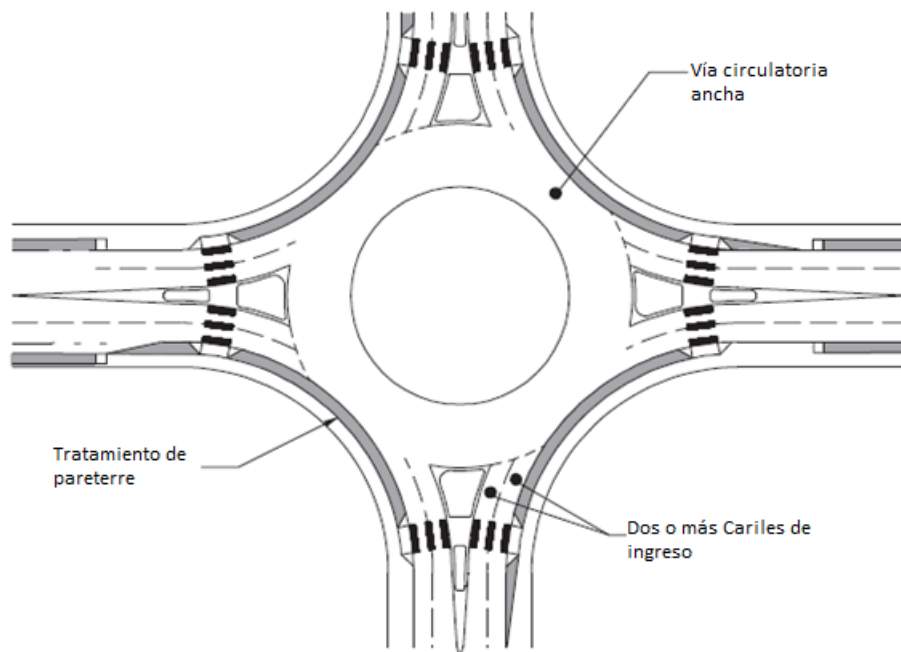
Figura 3.1.2-10 Típica Rotonda de Carril Individual.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-24)

En la Figura 3.1.2-11 Típica Rotonda de Múltiple Carriles(AASHTO, 2011, pp. 9-25), se indica un típico control de múltiples carriles. Las velocidades en la entrada, en la carretera circulatoria y en la salida son ligeramente similares o pueden ser ligeramente superiores a las de un solo carril.

Figura 3.1.2-11 Típica Rotonda de Múltiple Carriles.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-25)

3.1.3 ALINEAMIENTOS Y PERFIL

Generalidades.

Las intersecciones generan un punto de conflicto entre los vehículos motorizados, peatones y bicicletas. La alineación y la gradiente de las carreteras que se cruzan deben permitir a cada uno de los usuarios, reconocer fácilmente la intersección y los vehículos que la usan, permitiendo realizar fácilmente las maniobras necesarias para pasar atreves de ella con la mínima interferencia posible.

Para estos fines se debe tener una alineación lo más recta posible, además de tener una distancia de visibilidad mayor o por lo menos igual a los valores mínimos establecidos, en el caso de no cumplirse con esto en el diseño, cada uno de los usuarios pueden tener dificultades para discernir los mensajes, las acciones de los otros usuarios, ni tampoco podrán discernir los mensajes de los dispositivos de control de tráfico y el control de sus operaciones.

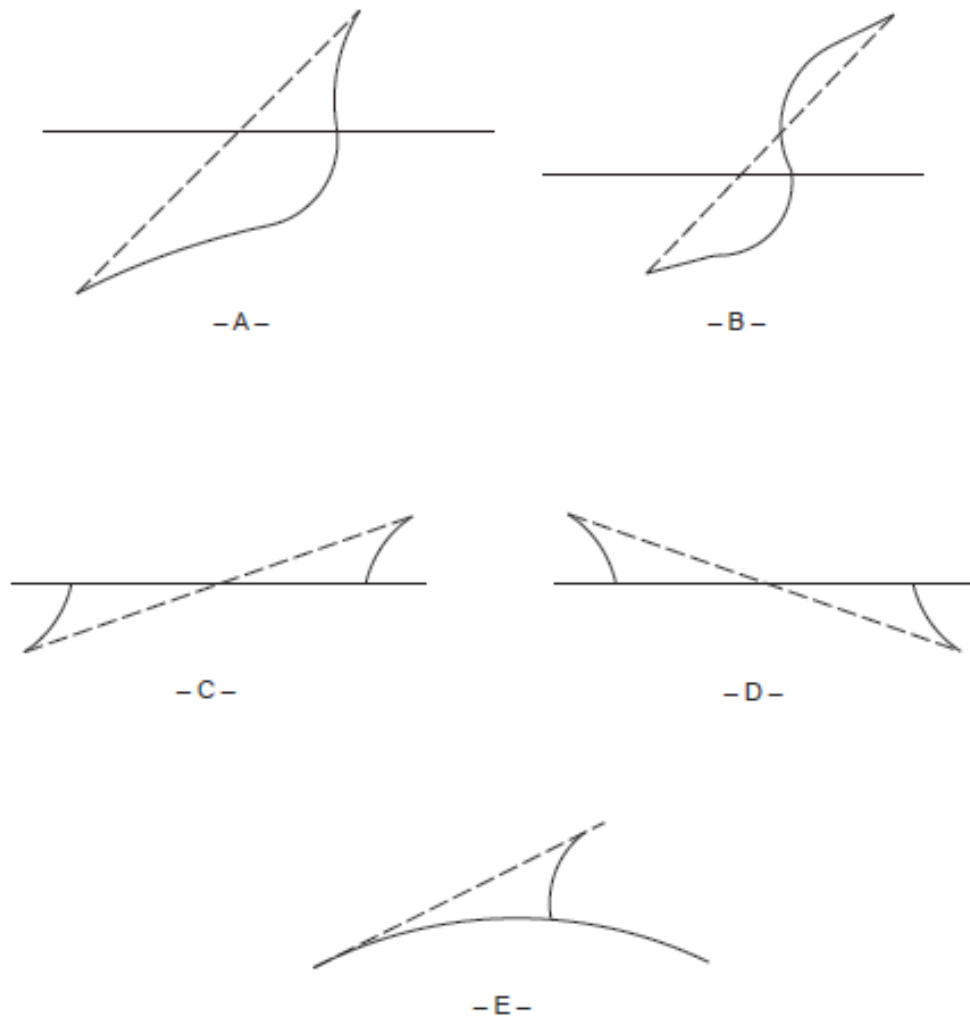
Alineamientos.

Los alineamientos son independientes al tipo de intersección, para reducir los costos y frecuencias de choques, los caminos que se cruzan deben generalmente reunirse en o casi en un ángulo recto. Los caminos que se cruzan en ángulos agudos necesitan una extensa inflexión de zonas viales además en la mayoría de los casos estas tienden a limitar la visibilidad de los usuarios y aumentan el tiempo de exposición para los vehículos que cruzan el flujo principal de tráfico. De existir intersecciones con ángulos agudos se deberá realinear la intersección. Se debe considerar en las curvas muy cerradas pueden provocar un aumento en las invasiones de carril.

Las desviaciones permitiendo un ángulo de al menos 60° proporcionan la mayor parte de los beneficios de una intersección, al tiempo que reduce la recaudación derecho de vía y los costos de construcción a menudo asociados con la provisión de una intersección en ángulo recto.

En la Figura 3.1.3-1 Variaciones de Realineamiento en las Intersecciones (AASHTO, 2011, pp. 9-26) se emplea cuando las principales curvas de las carreteras y un camino de menor importancia se encuentran a lo largo de la tangente a la curva.

Figura 3.1.3-1 Variaciones de Realineamiento en las Intersecciones.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-26)

Perfil.

Se deben evitar los grandes cambios de gradiente en la intersección. Otorgar una adecuada distancia de visibilidad a lo largo de los caminos que se cruzan incluyendo sus esquinas hasta cuando uno o ambos caminos están en curvas verticales. Las gradientes en la carretera que se cruzan deben ser tan planas como sea practico realizarlos sobre las secciones que se van

a estudiar para el almacenamiento de vehículos detenidos a veces se denominan "plataformas de almacenamiento".

En gradientes del 3% o menores difieren en las distancias de frenado y aceleración correspondientes al nivel de vehículos de pasajeros. En gradientes más pronunciadas al 3% se puede necesitar cambios en varios elementos de diseño para permitir las operaciones equivalentes a las de las carreteras. En el caso de existir diseños demasiado caros la gradiente no debe exceder de un 6% con ajustes correspondiente a cada uno de los elementos de diseño geométrico.

El perfil de las gradientes y las secciones transversales en los ramales de una intersección deben ajustarse para la distancia de visibilidad de la intersección. Normalmente la rasante de la carretera principal que debe llevarse a través de la intersección y el de la carretera secundaria debe ser ajustada a ella.

En o cerca a las intersecciones la combinación de la alineación horizontal y vertical debe proporcionar carriles de tráfico que son claramente visibles para los conductores en todo momento.

3.1.4 DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN UNA INTERSECCIÓN

La posibilidad de conflictos se puede reducir en gran medida a través de la prestación de distancias de visibilidad adecuadas y controles de tráfico apropiado. El evitar conflictos y la eficiencia de las operaciones de tráfico también depende del juicio, capacidades y la respuesta de cada conductor. La distancia de visibilidad de detención se proporciona de forma continua a lo largo de cada carretera consiguiendo así que los conductores tengan una visión de la calzada que sea suficiente para detenerse.

La distancia de visibilidad se proporciona en las intersecciones para permitir a los conductores de percibir la presencia de potenciales conflictos. Los métodos para la determinación de las distancias que necesitan los conductores que se acercan a la intersección se basan en el mismo principio que la distancia de visibilidad de parada. La distancia necesaria está en función de diversas condiciones físicas y comportamientos del conductor está directamente relacionado con la velocidad del vehículo y las distancias atravesadas durante el tiempo de percepción – reacción y frenado.

Triangulo de Visibilidad

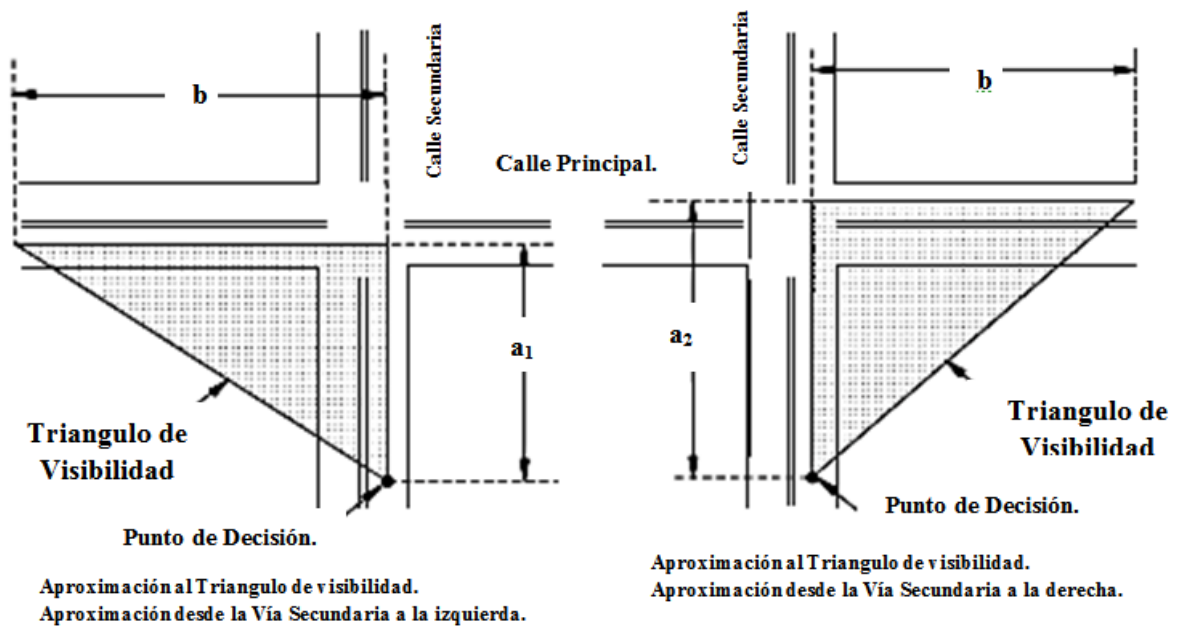
Áreas especificadas a lo largo del tramo de la aproximación de una intersección y en todos sus rincones deben estar libres de obstáculos que pueden bloquear la visión de un conductor.

Las dimensiones de los ramales de los triángulos de visualización dependerán del diseño de velocidades de las carreteras que cruzan y el tipo de control de tráfico que se utilizan en la intersección.

Triangulo de Visibilidad de aproximación.

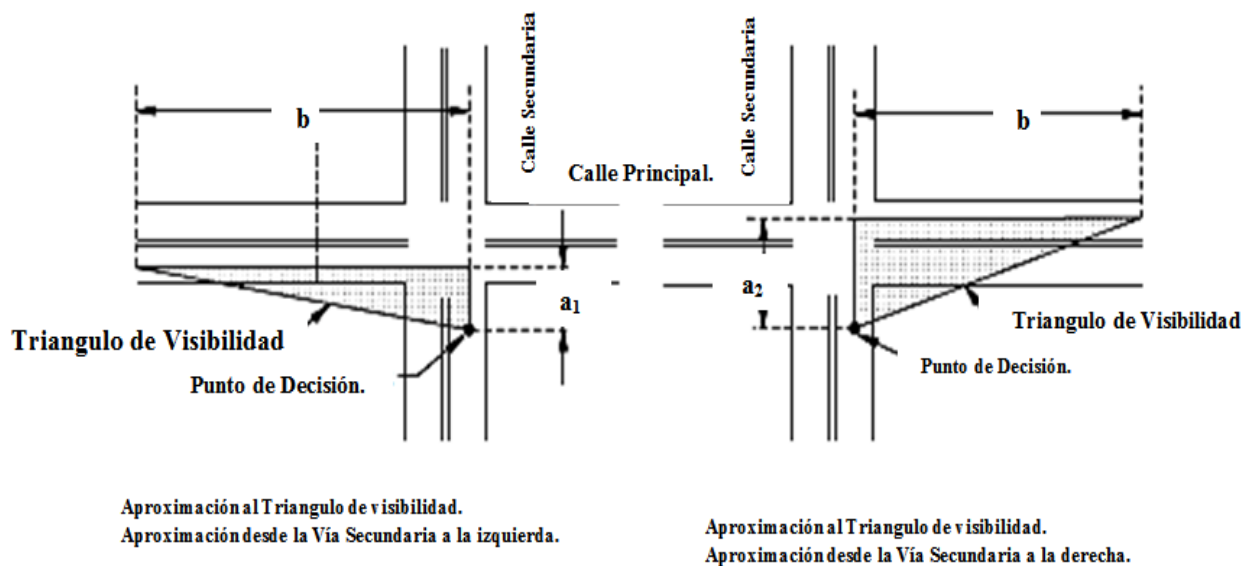
Cada cuadrante de una intersección deben contener un área de triangulo de visibilidad libre de obstáculos que pudieran bloquear la visibilidad del conductor que se aproxima de los vehículos potencialmente en conflicto. Esta distancia debe ser tal que los conductores pueden ver cualquier conflicto potencial, y tengan suficiente tiempo para desacelerar o detenerse antes de chocar dentro de una intersección. Esto se indica en la Figura 3.1.4-1 Triangulo de Visibilidad en las Intersecciones (AASHTO, 2011, pp. 9-30)A.

Figura 3.1.4-1 Triangulo de Visibilidad en las Intersecciones.



Aproximación al Triangulo de Visibilidad (Rendimientos Controlados o No Controlados.)

-A-



Salida del Triángulo de Visibilidad (Detención Controlada.)

-B-

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-30)

En donde:

- a_1 = es la distancia de la carretera principal a lo largo del camino de menor distancia a la izquierda.
- a_2 = es la distancia de la carretera principal a lo largo del camino de menor distancia a la derecha.

La geometría de un triángulo de visibilidad debe ser tal que el conductor de un vehículo sin el derecho de paso pueda observar al vehículo que tiene derecho de paso en la aproximación de la intersección.

Triángulo de Visibilidad de salida.

Este segundo tipo de triángulo de visibilidad proporciona una distancia de visibilidad tal que sea suficiente para que un conductor que se encuentre detenido en una carretera secundaria pueda apartarse de la intersección y entrar o cruzar la carretera principal.

La Figura 3.1.4-1 Triángulo de Visibilidad en las Intersecciones (AASHTO, 2011, pp. 9-30)B, se indica triángulos típicos de visibilidad en la salida de la intersección, los cuales deben ser

proporcionados en cada cuadrante de cada aproximación de una intersección controlada por las señales de alto o detención. Las distancia a_1 y a_2 para triángulos de visibilidad de salida dependen de la colocación de cualquier línea de alto marcado que puede estar presente y por lo tanto puede variar según las condiciones del específico sitio.

Identificación de las obstrucciones en el Triángulo de Visibilidad.

Los perfiles de los caminos que se cruzan deben estar diseñados para proporcionar las distancias de visibilidad recomendadas a los conductores en la aproximación a una intersección. Se debe considerar el suprimir cualquier objeto que se encuentre a una altura por encima de la elevación de las carreteras adyacentes que pudieren obstruir la visión del conductor.

Los objetos puede ser edificios, vehículos estacionados, estructuras viales, árboles, arbustos, cercas y en ocasiones hasta el propio terreno. Es por ello que se debe considerar que el ojo del conductor es de 1.08 m por encima de la calzada, entonces el objetos deben estar por debajo de esta altura ya que se ha considerado un vehículo de 1.33 m de altura.

Triangulo de visibilidad de acuerdo al tipo de control.

Las dimensiones recomendadas para los triángulos de visibilidad varían con el tipo de control de tráfico utilizado en una intersección, porque los diferentes tipos de control imponen

diferentes restricciones legales en los conductores. A continuación se presentan los procedimientos para determinar las distancias de visibilidad en las intersecciones de acuerdo a los diferentes tipos de control de tráfico. Los tipos de caso son los siguientes:

Caso A: Intersección sin Control.

Para este tipo de intersecciones que no se encuentran con señales de ceda el paso, señales de alto o señales de tráfico, se considera que el conductor que se aproxime en un vehículo a la intersección debe ser capaz de ver a los vehículos que potencialmente traigan conflicto en un tiempo suficiente de parada antes de encontrarse en la intersección.

La localización del punto de decisión (ojo del conductor) de los triángulos de visibilidad en cada aproximación. Se determina a partir del modelo que es análogo a la distancia de frenado con pocas supuestas diferencias.

Mientras que algunas tareas de percepción en la intersección necesitan menor tiempo, la detención y el reconocimiento del vehículo que se encuentra a una distancia considerable de la distancia de aproximación a la intersección y esta es muy cercana a los límites de división periférica del conductor, puede tardar hasta 2,5 segundos. La distancia de frenado a una parada puede determinarse a partir de los mismos coeficientes de frenado usados para determinar la distancia de visibilidad en la Tabla 3.1.4-1 Longitud del ramal del Triángulo de Visibilidad Caso A, Sin control de Tráfico. (AASHTO, 2011, pp. 9-33)

Mediante las observaciones de campo se indican que los vehículos que se acercan a la intersección no controlada, en general estos se acercan lentamente, aproximadamente un 50% de su velocidad de bloque central en funcionamiento. Esta desaceleración inicial se produce normalmente a tasas de aceleración de hasta $1,5 \text{ m/s}^2$. El frenado en mayores tasas de desaceleración que puedan aproximarse a las supuestas distancias de visibilidad de detención que pueda comenzar hasta 2,5 segundos después de un vehículo que se esté en la aproximación a la intersección.

Por lo tanto los vehículos que se aproximan a la intersección pueden viajar a menos de su velocidad de funcionamiento del bloque intermedio. Todo o parte del tiempo se Percepción – Reacción y el tiempo de frenado como una función de la velocidad de diseño de la carretera en la que está situado en la aproximación de la intersección.

En la Tabla 3.1.4-1 Longitud del ramal del Triángulo de Visibilidad Caso A, Sin control de Tráfico(AASHTO, 2011, pp. 9-33), se indica las distancias recorridas por un vehículo que se aproxima a la intersección durante la percepción – reacción y el tiempo logrando cuando se necesario el frenado a una parada de una velocidad inferior a la velocidad de la carretera del bloque central.

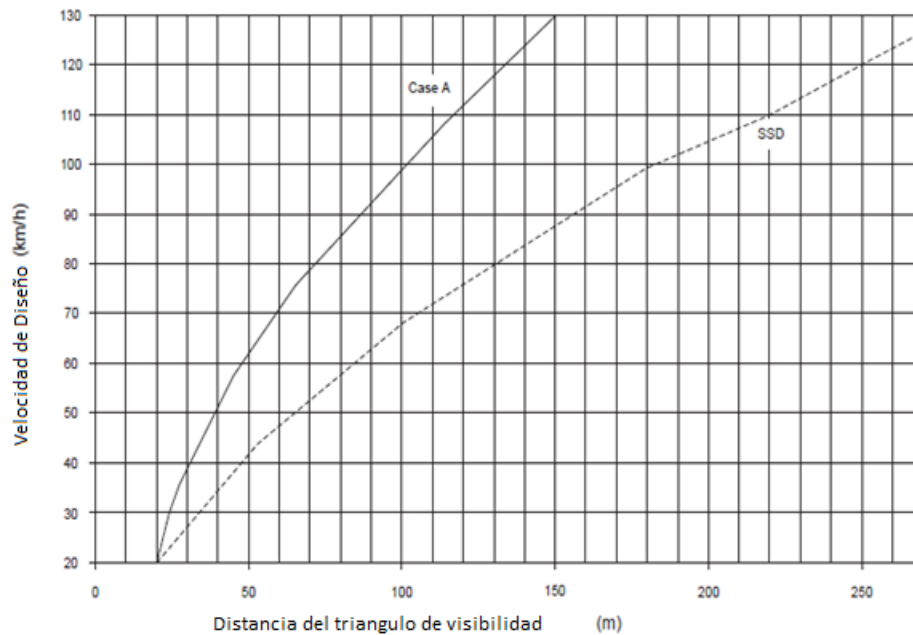
Tabla 3.1.4-1 Longitud del ramal del Triángulo de Visibilidad Caso A, Sin control de Tráfico.

Velocidad de Diseño (km/h)	Longitud del ramal (m)
20	20
30	25
40	35
50	45
60	55
70	65
80	75
90	90
100	105
110	120
120	135
130	150

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-33)

El triángulo de visibilidad permite a los vehículos de ambos caminos a parar si fuere necesario parar antes de llegar a la intersección. Si no se conoce la velocidad de diseño de cualquier aproximación se puede estimar mediante el uso del percentil 85 de las velocidades del bloque intermedio de funcionamiento.

Figura 3.1.4-2 Longitud del ramal del Triángulo de Visibilidad Caso A, Sin control de Tráfico.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-34)

Las distancias que se indican en la Tabla 3.1.4-1 Longitud del ramal del Triángulo de Visibilidad Caso A, Sin control de Tráfico(AASHTO, 2011, pp. 9-33), son generalmente inferiores a los valores correspondientes de distancia de visibilidad de detención para una misma velocidad de diseño como se ilustra en la Figura 3.1.4-2 Longitud del ramal del Triángulo de Visibilidad Caso A, Sin control de Tráfico. (AASHTO, 2011, pp. 9-34)

Cuando la gradiente a lo largo de una aproximación a la intersección es mayor al 3%, se debe realizar un ajuste de la distancia de visibilidad en la Tabla 3.1.4-1 Longitud del ramal del Triángulo de Visibilidad Caso A, Sin control de Tráfico(AASHTO, 2011, pp. 9-33), multiplicado por un adecuado factor de ajuste como se indica en la Tabla 3.1.4-2 Factores de Ajuste de la

distancia de Visibilidad en función la Gradiente de la Aproximación. (AASHTO, 2011, pp. 9-35)

Tabla 3.1.4-2 Factores de Ajuste de la distancia de Visibilidad en función la Gradiente de la Aproximación.

Gradiente de la Aproximación (%)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	-	-
	-6	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	-
-5	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	-	-
-4	1.0	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	-	-
-3 hasta +3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-
+4	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	-	-
+4	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	-	-
+6	1.0	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	-	-

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-35)

Caso B: Intersección con Control de PARE en Carreteras de Menor Importancia.

El triángulo de visibilidad de salida en carreteras de menor importancia (secundarias) se debe considerar 3 situaciones. Los criterios de las distancias de distancias de visibilidad en las

intersecciones para detenerse mediante controles, son mucho más largas de las distancias de visibilidad de frenado que permita operar en la intersección sin problemas. Con esto se quiere decir que los conductores de los vehículos que se encuentren en la carretera secundaria pueden esperar hasta ingresar con seguridad sin forzar a ningún vehículo de la calle principal a detenerse.

Caso B1: Giros Izquierdos en Carreteras de Menor Importancia.

Los triángulos de visibilidad de salida de tráfico que se aproxima de derecha o izquierda como se muestra en la Figura 3.1.4-1 Triangulo de Visibilidad en las Intersecciones (AASHTO, 2011, pp. 9-30) B, es la longitud del ramal del triángulo de visibilidad de salida a lo largo de la carretera principal en ambas direcciones.

El vértice (Punto de decisión) del triángulo de visibilidad de salida en la carretera secundaria debería ser el 4.4 m del borde de la carretera principal viajando se indica que cuando sea posible es recomendable aumentar la distancia de 4.4 m a 5.4 m. Los valores que se indican el suficiente tiempo para que el vehículo de la carretera secundaria pueda acelerar en la parada y completar un giro a la izquierda sin inferir indebidamente con las operaciones del tráfico de la carretera principal.

En la Tabla 3.1.4-3 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso B1- Parada Giros Izquierdos(AASHTO, 2011, pp. 9-37), se indica el tiempo aceptable que tiene un conductor sobre la vía secundaria para realizar el cruce.

Tabla 3.1.4-3 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso B1- Parada Giros Izquierdos.

Vehículo de Diseño	Intervalo de Tiempo (t_g) de las Velocidades de Diseño de la Carretera Principal.
Vehículos con Pasajeros.	7.5
Una unidad de Camión.	9.5
Combinación de camiones.	11.5

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-37)

***Nota:** los Intervalos de tiempos de los vehículos parados para giros izquierdos en dos carriles con una gradiente de 3% o menor, los valores de la tabla se deben ajustar de la siguiente manera:

- Para carriles múltiples para giros izquierdos en dos vías en la carretera con más de dos carriles, añaden 0,5 s para vehículos con pasajeros o 0,7 s para los camiones para cada adición de carril, desde la izquierda, en exceso de uno, para ser atravesada por el vehículo de inflexión.

- Para aproximaciones de escasa gradiente, si la gradiente de aproximación es una actualización que exceda el 3 por ciento, añadir 0,2 s por cada grado por ciento para los giros a la izquierda.

Las distancias de visibilidad sobre la carretera principal se determina utilizando la siguiente expresión

Ecuación 3.1.4-1

$$ISD = 0.278 \times V_{major} \times tg$$

En donde:

ISD= Distancia de visibilidad en m.

V_{major}= Velocidad de Diseño de la carretera principal en km/h.

tg= Intervalo de tiempo para el vehículo de la carretera secundaria al entrar a la carretera principal.

Caso B2: Giro Derecho en Carreteras de Menor Importancia.

Este caso se indica en la Figura 3.1.4-1 Triangulo de Visibilidad en las Intersecciones (AASHTO, 2011, pp. 9-30)B, en donde la distancia de visibilidad de la intersección de la derecha se determina igual que en el caso B1, con la diferencia de que los valores de t_g se deben ajustar como se indica en la Tabla 3.1.4-4 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso B2-B3. (AASHTO, 2011, pp. 9-40)Cada uno de los valores se pueden observar en el Anexo B.

Tabla 3.1.4-4 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso B2-B3.

Vehículo de Diseño	Intervalo de Tiempo (t_g) de las Velocidades de Diseño de la Carretera Principal.
Vehículos con Pasajeros.	6.5
Una unidad de Camión.	8.5
Combinación de camiones.	10.5

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-40)

***Nota:** los Intervalos de tiempos de los vehículos parados para giros izquierdos en dos carriles con una gradiente de 3% o menor, los valores de la tabla se deben ajustar de la siguiente manera:

- Para carriles múltiples para giros izquierdos en dos vías en la carretera con más de dos carriles, añaden 0,5 s para vehículos con pasajeros o 0,7 s para los camiones para cada adición de carril, desde la izquierda, en exceso de uno, para ser atravesada por el vehículo de inflexión.

- Para aproximaciones de escasa gradiente, si la gradiente de aproximación es una actualización que exceda el 3 por ciento, añadir 0,2 s por cada grado por ciento para los giros a la izquierda.

Caso B3: Cruce en Carreteras Secundario.

En la mayoría de los casos, los triángulos de visibilidad de salida de giros izquierdos y derechos son mayores pero se recomienda comprobar el triángulo de visibilidad para las maniobras de cruce.

La distancia en donde el vehículo de cruce cruzaría en ancho equivalente de más de seis carriles o donde los volúmenes de tráfico de los vehículos pesados cruzan la carretera y pendientes pronunciadas que pueden retardar.

Para el cálculo de la distancia se usa la misma ecuación del caso B1 cambiando el tiempo t_g , el cual se indica en la Tabla 3.1.4-4 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso B2-B3. (AASHTO, 2011, pp. 9-40).

Caso C: Con control de CEDA EL PASO.

Las distancias de visibilidad que necesitan los conductores en intersecciones con señalización de CEDA EL PASO son superiores a las que tiene PARE. En el caso de intersecciones de cuatro ramales con un control de ceda el paso en la carretera secundaria.

En la Figura 3.1.4-1 Triangulo de Visibilidad en las Intersecciones (AASHTO, 2011, pp. 9-30)A, se muestra dos pares separados del triángulo de visibilidad. Se necesitan un conjunto de triángulos de visibilidad de la aproximación para dar cabida a los cruces de la carretera principal y un conjunto de triángulos de visibilidad separados para acomodar los giros izquierdos y derechos por la carretera principal. Los dos conjuntos de triángulos de visibilidad deben ser revisados por posibles obstrucciones en la visibilidad.

Caso C1: Cruce de Maniobra de la Carretera Secundaria.

La longitud del ramal del triángulo de visibilidad a lo largo de la carretera secundaria acomodando a la carretera secundaria las maniobras para cruzar desde un control de ceda el paso. El cálculo del intervalo de tiempo aceptable (t_g) se lo calcula con la siguiente expresión:

Ecuación 3.1.4-2

$$t_g = t_a + \frac{w + L_a}{0.167 V_{minor}}$$

$$b = 0.27V_{major} \times t_g$$

En donde:

t_g = Intervalo de Tiempo para llegar y despejar la vía principal.

b = Longitud del triángulo de visibilidad a lo largo de la carretera principal en m.

t_a = Intervalo de Tiempo para llegar a la carretera principal desde el punto de decisión para un vehículo que no se detiene (s)

w = Ancho de la intersección en m.

L_a = Longitud del Vehículo de Diseño.

V_{minor} = Velocidad de diseño en la carretera secundaria km/h.

V_{major} = Velocidad de diseño en la carretera primaria km/h.

Para el cálculo de las distancias de visibilidad como se encuentran en la Tabla 3.1.4-5 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso C2(AASHTO, 2011, pp. 9-49), se basan en las mismas hipótesis para el caso A, con la diferencia de que los vehículos de la carretera secundaria que no se detienen se supone una desaceleración del 60% de la carretera en lugar del 50%.

Caso C2: Giro Izquierdo o Derecho de la Carretera Secundaria

El lado del triángulo de visibilidad a lo largo de la carretera secundaria para acomodar giros a la derecha sin parar (distancia a_1 de la Figura 3.1.4-1 Triangulo de Visibilidad en las Intersecciones (AASHTO, 2011, pp. 9-30)A), debe ser de 25 metros. Este supuesto se basa en que los vehículos que giran a la izquierda o derecha sin parar desaceleran a una velocidad de giro de 16 km/h.

La distancia a2 para giros izquierdos debe ser mayor que distancia a1 para giros derechos.

La Tabla 3.1.4-5 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso C2(AASHTO, 2011, pp. 9-49)

El ceda el Paso los rendimientos controlados generalmente necesitan una mayor distancia de visibilidad para el rendimiento no está cumpliendo los parámetros además que se aconseja el uso de una señal de parada.

Tabla 3.1.4-5 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso C2.

Vehículo de Diseño	Intervalo de Tiempo (t_g) de las Velocidades de Diseño de la Carretera Principal.
Vehículos con Pasajeros.	8.0
Una unidad de Camión.	10.0
Combinación de camiones.	12.0

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-49)

***Nota:** los Intervalos de tiempos de los vehículos parados para giros izquierdos en dos carriles con una gradiente de 3% o menor, los valores de la tabla se deben ajustar de la siguiente manera:

- Para carriles múltiples para giros izquierdos en dos vías en la carretera con más de dos carriles, añaden 0,5 s para vehículos con pasajeros o 0,7 s para los camiones para

cada adición de carril, desde la izquierda, en exceso de uno, para ser atravesada por el vehículo de inflexión.

- Para aproximaciones de escasa gradiente, si la gradiente de aproximación es una actualización que exceda el 3 por ciento, añadir 0,2 s por cada grado por ciento para los giros a la izquierda.

Caso D: Intersección con Control de Señales de Tráfico.

En las intersecciones con semáforos los vehículos que giran a la izquierda deben tener suficiente visibilidad para poder contemplar giros a la izquierda. La señalización del camino es una medida apropiada en contra de accidentes para que las intersecciones de mayor volumen con restricción de la distancia de visibilidad que han experimentado accidentes deben relacionarse con la distancias de visibilidad.

Caso E: Intersección con Control de Parda en todas la Vías.

En las intersecciones con control de detención, el volumen de vehículos se detuvo en una aproximación debe ser visible para los conductores de los primeros vehículos que se detuvieron en cada uno de los otros enfoques. Esta es la mejor opción cuando en un número limitado de intersecciones en las que la distancia de visibilidad para otros tipos de control.

Caso F: Giros Izquierdos de la Calle Principal.

Todas las ubicaciones a lo largo de una carretera principal en donde se permite girar a la izquierda, incluyendo intersecciones y caminos se deben tener suficiente distancia de visibilidad.

El diseño de la distancias de visibilidad se basa en un giro izquierdo por un vehículo detenido, puesto que si un vehículo sin parar desea girar a la izquierda necesitara menor distancia de visibilidad. En la Tabla 3.1.4-6 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso F(AASHTO, 2011, pp. 9-51), se indican los intervalos de tiempo t_g para el cálculo de la distancia de visibilidad.

Tabla 3.1.4-6 Intervalo de Tiempo t_g para el Caso F.

Vehículo de Diseño	Intervalo de Tiempo (t_g) de las Velocidades de Diseño de la Carretera Principal.
Vehículos con Pasajeros.	5.5
Una unidad de Camión.	6.5
Combinación de camiones.	7.5

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-51)

***Nota:** los Intervalos de tiempos de los vehículos parados para giros izquierdos en dos carriles con una gradiente de 3% o menor, los valores de la tabla se deben ajustar de la siguiente manera:

- Para carriles múltiples para giros izquierdos en dos vías en la carretera con más de dos carriles, añaden 0,5 s para vehículos con pasajeros o 0,7 s para los camiones para cada adición de carril, desde la izquierda, en exceso de uno, para ser atravesada por el vehículo de inflexión.
- Para aproximaciones de escasa gradiente, si la gradiente de aproximación es una actualización que exceda el 3 por ciento, añadir 0,2 s por cada grado por ciento para los giros a la izquierda.

3.1.5 CANALIZACIÓN Y GIROS.

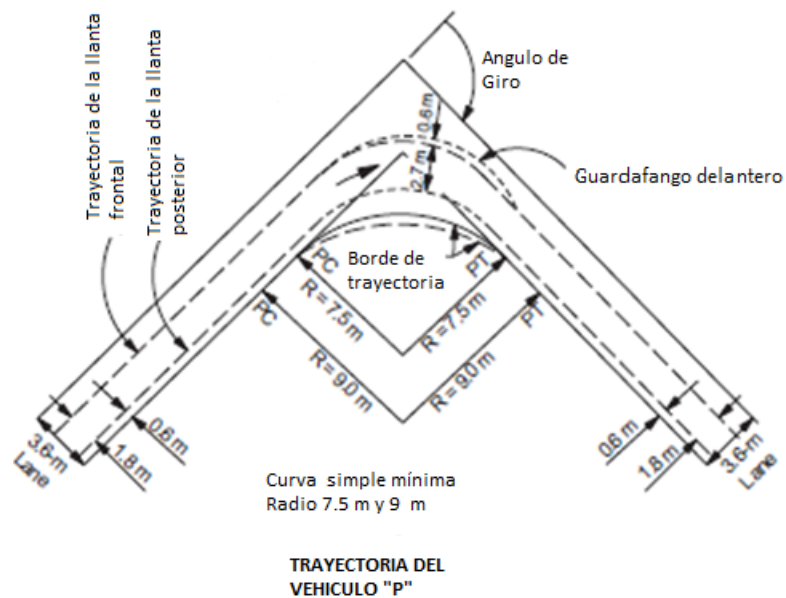
La canalización de una intersección y sus carriles de giros son aspectos claves del diseño de la misma. Los anchos de los carriles de giros se rigen por los volúmenes del tráfico los tipos de vehículos que serán acomodados. Los anchos de los carriles para giros derechos también pueden aplicarse a otras carreteras dentro de una intersección.

Borde Mínimo.

Cuando sea apropiado prever que los vehículos giren dentro de un mínimo espacio, como en las intersecciones no canalizadas, los radios de las esquinas se deben basar en la trayectoria mínima de giro de los vehículos de diseño.

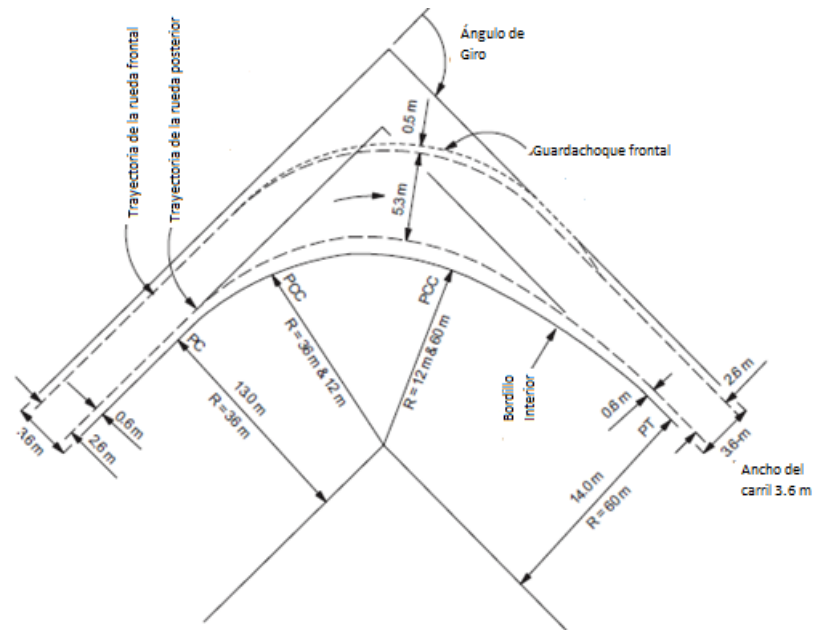
En dichos carriles se indican velocidades iguales o inferiores a los 15 km/h por lo que se ofrecen un margen de maniobra en el comportamiento del conductor. En la Figura 3.1.5-1 Diseño mínimo del borde de calzada(AASHTO, 2011, pp. 9-64) y Figura 3.1.5-2 Diseño mínimo del borde de calzada. (AASHTO, 2011, pp. 9-70)Se indica la trayectoria de los vehículos.

Figura 3.1.5-1 Diseño mínimo del borde de calzada.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-64)

Figura 3.1.5-2 Diseño mínimo del borde de calzada.



WB-12 TRAYECTORIA
Curva compuesta con tres Radios

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-70)

Diseño para Condiciones Específicas.

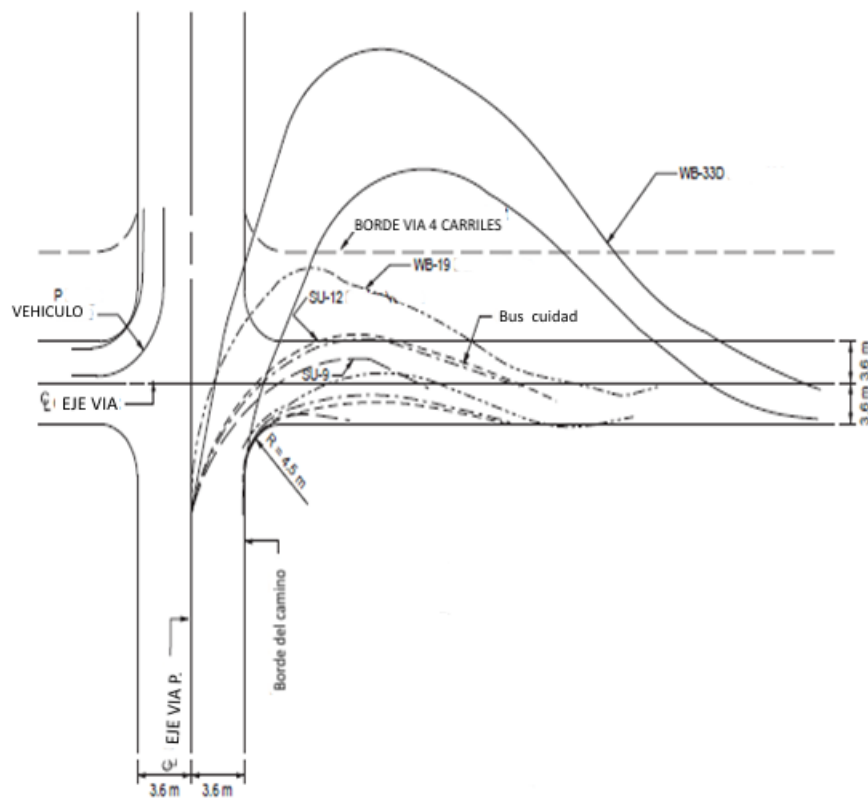
En un diseño adecuado además de conocer el tipo de vehículos y la medida en donde serán acomodados, dependerá de otros factores tales como el tipo, carácter y la ubicación de los carriles que se cruzan, los volúmenes de tráfico vehicular y peatones, el número y la frecuencia de los vehículos más grandes en el resto del tráfico. La elección específica de diseño para una intersección o movimientos de giro en donde los peatones se encuentran presentes, es una preocupación particular, y es deseable para mantener el área de intersección al mínimo. Por lo tanto se indica que el diseñador debe analizar los posibles caminos y usurpaciones que resultaran cuando pasa un vehículo más grande.

Vehículos de Diseño.

Se debe determinar el vehículo de diseño, para así logara determinar las curvaturas más agudas que se pueden obtener para un determinado giro. El vehículo de diseño se lo emplea en conjunto con formas de parqueo, en donde los giros mínimos son apropiados. La normativa AASHTO establece varios vehículos con sus respectivas trayectorias. Estos siempre deberán ser considerados para el caso de la planificación de intersecciones.

En la Figura 3.1.5-3 Diseño mínimo del borde de calzada (AASHTO, 2011, pp. 9-84), se indica una combinación de trayectorias de los diferentes vehículos. Además se indica efectos de un radio de 4.5 m, con un carril de 3.6 m en donde los vehículos de pasajeros de diseño, pueden girar sin invasión de un carril adyacente al final del viraje, pero el camión de una sola unidad y autobuses se abren de par en ambas calles y ocuparan dos carriles al final del viraje.

Figura 3.1.5-3 Diseño mínimo del borde de calzada.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-84)

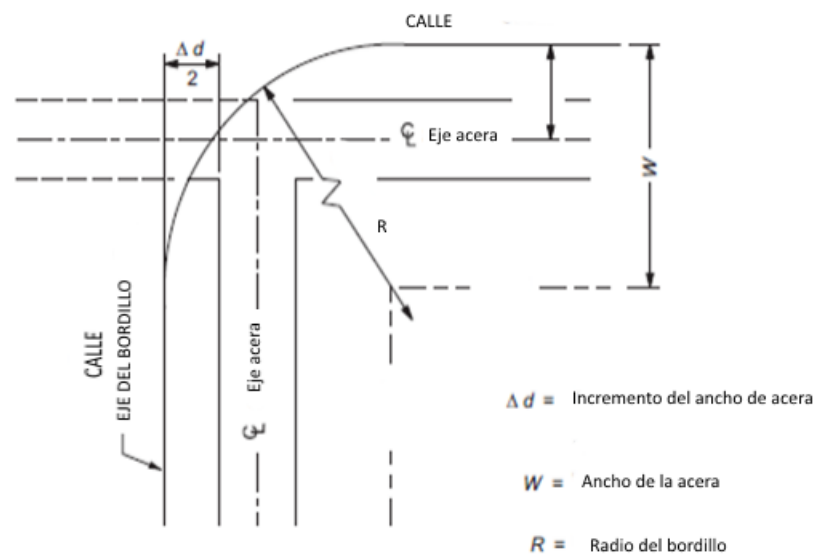
Es importante señalar que un radio muy grande origina calles más amplias para dar cabida a los vehículos más largos, en particular cuando los ángulos de giro son mayores de 90 grados.

Efecto de Radios de bordillos en Peatones.

En general los radios de las esquinas propuestas en una intersección de calles arteriales urbanas deben satisfacer las necesidades de los conductores que las utilizan, la cantidad de derecho de paso, el ángulo de giro entre las, el número de peatones que utilizan el paso

peatonal, el ancho y el número de carriles de las calles perpendiculares, además de la velocidad en cada calle.

Figura 3.1.5-4 Las variaciones en la longitud de paso de peatones con diferentes Radios de Bordillos y Ancho de Fronteras.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-91)

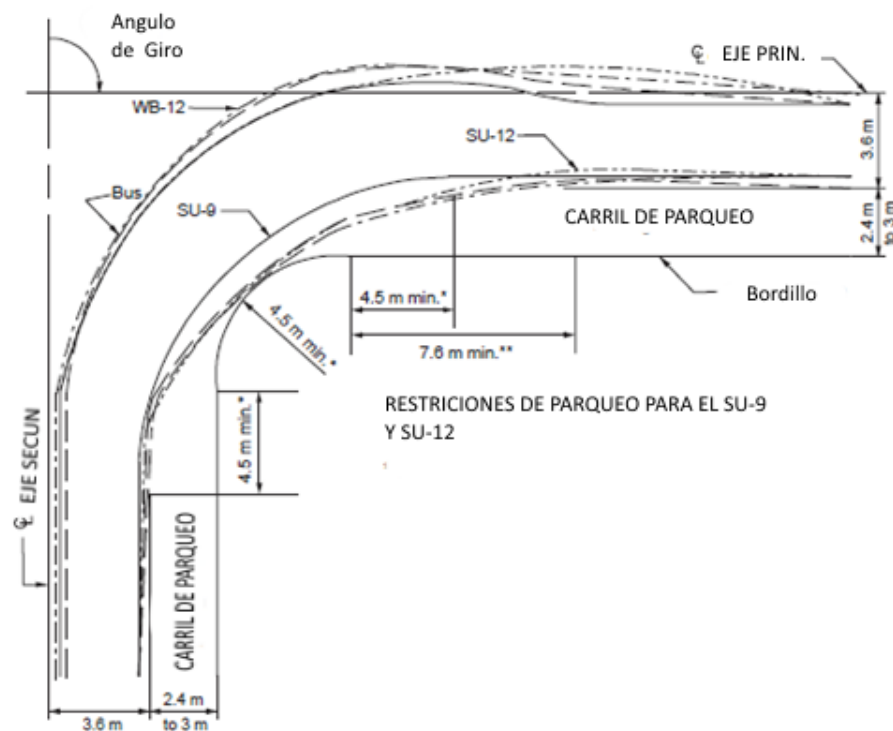
A continuación se indica una guía:

Radios de 4.5 a 7.5 m este tipo de radios son adecuados para vehículos de pasajeros, además estos radios pueden proporcionar en calles transversales menores donde ocasionalmente transitan camiones o en donde no existen carriles de estacionamiento, como se indica en la Figura 3.1.5-5 Efectos de Radios de Bordillo y Estacionamiento en Caminos con Giros Derechos. (AASHTO, 2011, pp. 9-89)

Radios de 7.5 m o más debe ser proporcionada al cruzar las calles de menor importancia, en la nueva construcción en donde el espacio lo permita.

Radios de 9 m o más debe prestarse en calles transversales menores cuando sea práctico, para que un camión ocasional puede encender sin demasiada instrucción.

Figura 3.1.5-5 Efectos de Radios de Bordillo y Estacionamiento en Caminos con Giros Derechos.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-89)

Radio de Esquinas en las Calles Urbanas Locales.

En las calles urbanas debido a las limitaciones de espacios, presencia de peatones y velocidades de operación que son más baja en las zonas urbanas, radios de curva para realizar movimientos, pueden ser más pequeños que los utilizados en las zonas rurales. Los radios de las esquinas para dar cabida a los giros derechos, dependen en gran medida del número y el tipo de vehículos que giran y el volumen de los peatones. En zonas urbanas los radios de giro en calles laterales de menor importancia generalmente están comprendidos entre 1.5 y 9 m.

Canalización.

La canalización es la separación o la regulación al conflicto del movimiento del tráfico de los caminos definidos por el viaje, mediante isletas o a su vez marcas en el pavimento para facilitar los movimientos ordenados de los dos vehículos y peatones. Mediante una buena canalización aumenta la capacidad y proporciona la orientación positiva a los conductores mientras que una canalización inadecuada tiene en efecto contrario y puede ser peor que no tener nada. Además se debe considerar el no abusar en el exceso del uso de las canalizaciones ya que las mismas podrían provocar confusión y empeorar las operaciones.

Para la canalización de las intersecciones se debe considerar uno o más de los siguientes factores.

- Las trayectorias de los vehículos están confinadas por la canalización para que no más de caminos se crucen en cualquier punto.
- El ángulo y la posición en la que los vehículos se unen, separen o cruzan.
- Los movimientos predominantes tienen prioridad.
- Los carriles de almacenamiento independientes permiten el giro de los vehículos que esperan a través de las vías de circulación.
- Se debe proporcionar un espacio por los dispositivos de control de tráfico de tal manera que puedan ser percibidos más fácilmente.
- Los giros prohibidos son controlados.
- Las velocidades de los vehículos se restringen de alguna manera.

El diseño de controles para una canalización incluyen: los tipos de vehículos de diseño, las secciones transversales en las encrucijadas, los volúmenes de tráfico proyectadas en relación con la capacidad, el número de peatones, la velocidad de los vehículos, la ubicación de cualquier parada de los buses, la ubicación y el tipo de dispositivo de control de tráfico.

Los Principios que se deben seguir en el diseño de una intersección.

- Los conductores no deben ser confrontados con más de una decisión a la vez.
- Los caminos no naturales no naturales que son mayores a 90° o curvas inversas repentinas deben ser evitadas.
- El área de vehículos en conflicto deben reducirse tanto como sea posible. La canalización se usara para minimizar el área de conflicto.

- El ángulo de intersección entre la unión de corrientes del tráfico debe ser apropiado para proporcionar una adecuada distancia de visibilidad.
- La ubicación de los dispositivos de control establecerse como parte del diseño de una intersección canalizada.

Islas.

Una isla es un área definida entre los carriles de circulación utilizadas para el control de los movimientos de los vehículos. Las islas también proporcionan un área para los dispositivos de refugio peatonal y control de tráfico. Físicamente se puede determinar a la isla como un área delimitada por bordillos elevados a una zona de pavimento marcado por pintura o marcas termoplásticas. Las islas de canalización generalmente se incluyen en el diseño de intersecciones para uno o más de los siguientes propósitos:

- Separación de los conflictos.
- Control del ángulo de conflicto.
- Reducción en las áreas de camino de entrada excesiva.
- Regulación del tráfico e indicación del uso adecuado de la intersección.
- Arreglos para favorecer un movimiento de giro predominante.
- Protección de los peatones.
- Protección y almacenamiento de giros y cruces de vehículos de localización de dispositivos de control de tráfico.

Las islas desempeñan principalmente tres funciones.

1. Canalización: realizar el control directo de los movimientos de tráfico y giros usuales.

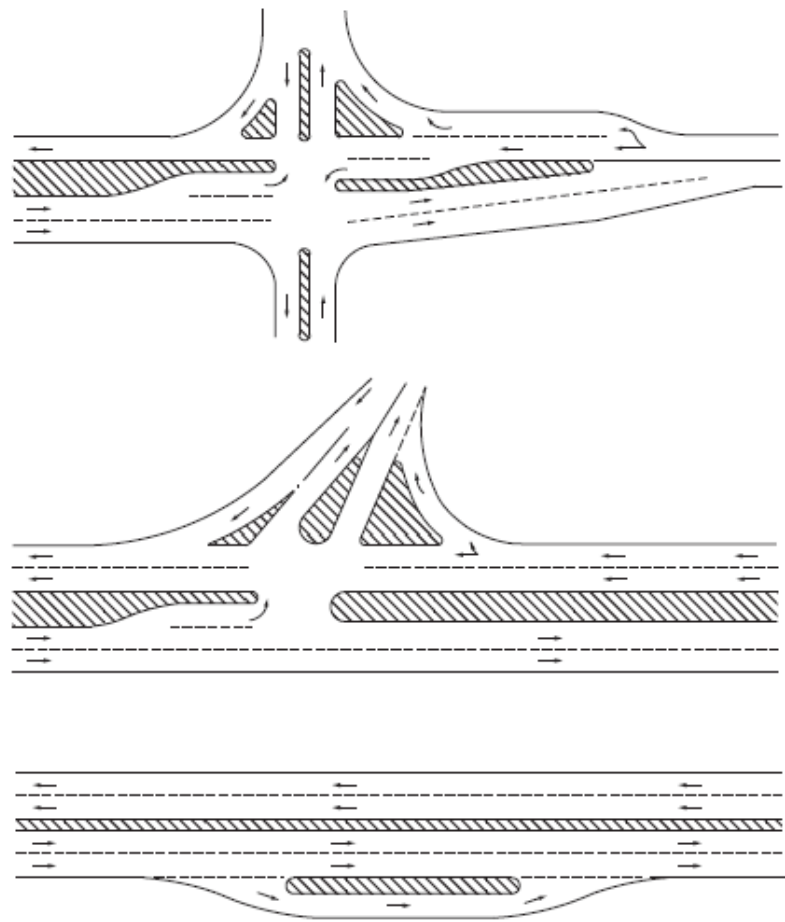
2. División: se usan para dividir a la oposición o mismos flujos de tráfico de dirección por lo general a través de los movimientos.
3. Refugio: se usa para proporcionar el refugio a los peatones.

Generalmente las islas son alargadas o de forma triangular y normalmente se encuentran situadas en las áreas no utilizadas por los vehículos. Estas deben ser ubicadas y diseñadas de tal manera ofrezca poca obstrucción, además se debe procurar que estas ocupen un espacio mínimo y tengan un costo constructivo bajo. Las dimensiones y los detalles dependen del diseño de la intersección y debe ajustarse a los principios generales.

Islas de Canalización.

Las islas de canalización que controlan los movimientos directos de tráfico. Las islas de canalización pueden ser de muchas formas y tamaños dependiendo de las condiciones y dimensiones de la intersección, en la Figura 3.1.5-6 Tipos generales y formas de Islas y Medianas (AASHTO, 2011, pp. 9-96), se indica tipos generales y formas de islas y medianas.

Figura 3.1.5-6 Tipos generales y formas de Islas y Medianas

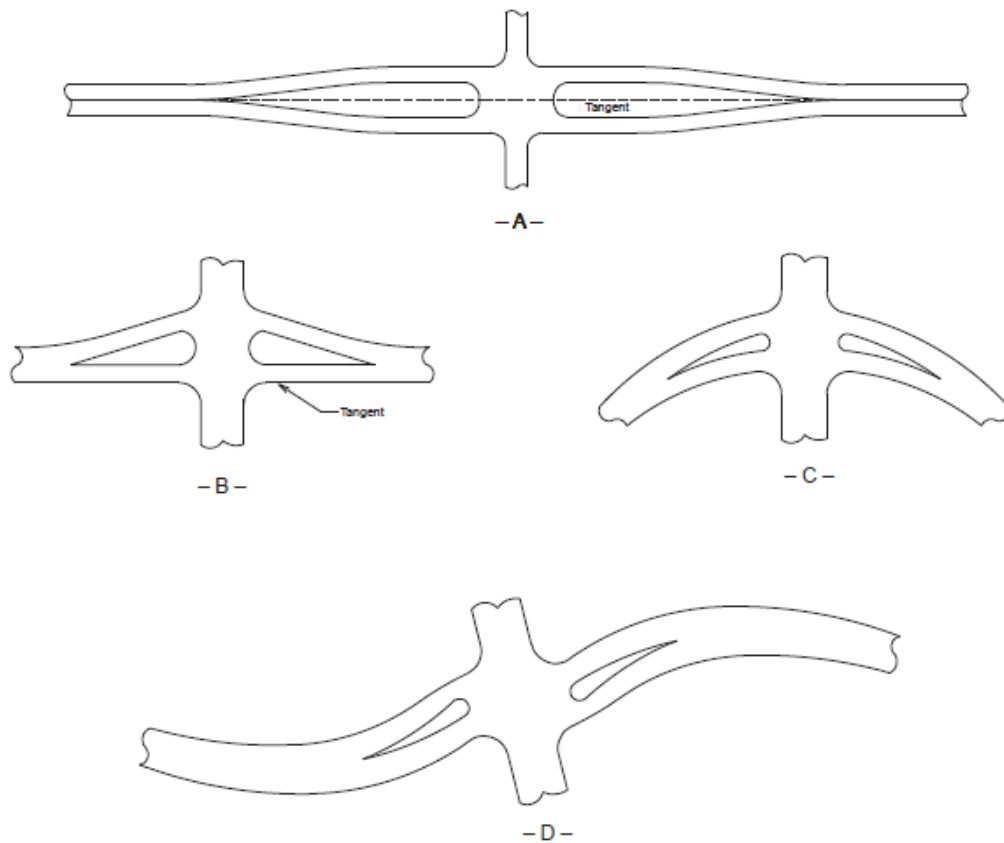


Fuente: (AASHTO, 2011, pp. 9-96)

Islas Divisoras.

Las islas divisoras se introducen en las carreteras para separar el tráfico y alertan a los conductores sobre la presencia de una intersección. Estas islas son particularmente ventajosas en el control de giros a la izquierda en las intersecciones con ángulos agudos, y en los lugares donde se proporcionan caminos separados por la derecha. Una variedad de islas divisoras se indican en la Figura 3.1.5-7 Alineación para la adición de Islas divisoras en las intersecciones. (AASHTO, 2011, pp. 9-98)

Figura 3.1.5-7 Alineación para la adición de Islas divisionales en las intersecciones.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-98)

En las zonas rurales en donde las velocidades son generalmente altas, las curvas deben tener radios de de 1165 m. o mayores, las curvas más cerradas se pueden utilizar en las carreteras de velocidad intermedia de hasta 70 km/h, con los radios de 620 m. o mayores.

Islas de Refugio para los Peatones.

Se encuentran cerca de la ruta de paso de peatones y bicicletas que ayuda y protege a los peatones y ciclista que cruzan las carreteras. También pueden usarse para la carga o descarga de los usuarios de transporte, o por rampas de sillas de ruedas que se utilizan sobre todo en las zonas urbanas.

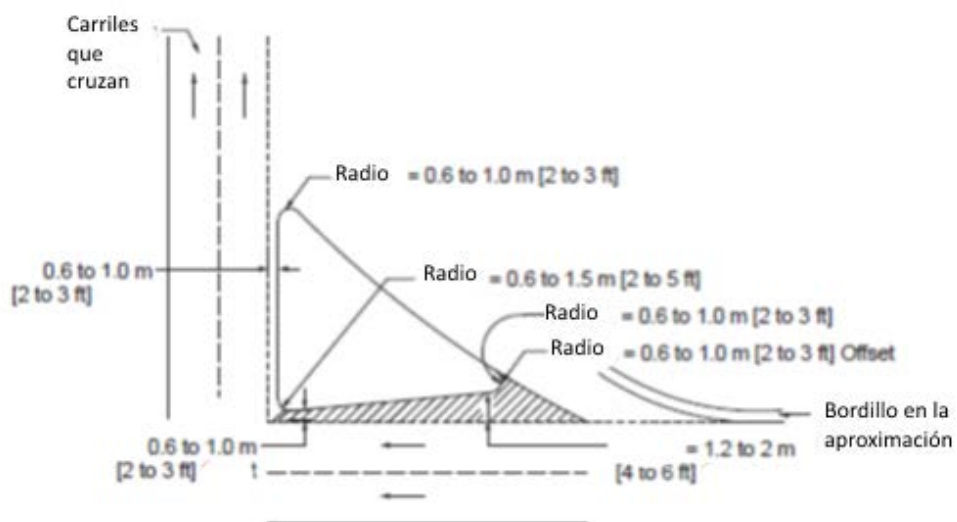
Las islas de refugio deben ser de por lo menos 1.8 m. de ancho y también serán utilizadas por los ciclistas. Los peatones y ciclistas deben tener una clara visión del camino a través de la isla y no debe ser obstruida por postes, postes de señalización, cajas de servicios públicos, etc. En la Figura 3.1.5-6 Tipos generales y formas de Islas y Medianas (AASHTO, 2011, pp. 9-96), son ejemplos de islas de refugio.

Tamaño de las Islas y Designación.

Los tamaños y formas varían sustancialmente de una intersección a otra, como se puede observar en la Figura 3.1.5-6 Tipos generales y formas de Islas y Medianas (AASHTO, 2011, pp. 9-96). Las islas deben ser lo suficientemente grandes para llamar la atención de los conductores. Las islas más pequeñas deben tener un área aproximadamente de 5 m² en zonas urbanas y 7 m² en las zonas rurales. Sin embargo es preferible un área de 9 m² en los dos casos. Es por ello que las esquinas de las islas triangulares no deben tener lados inferiores a 3.5 m y preferiblemente debería ser de 4.5 m de lado después del redondeo de las esquinas. En casos especiales en los que el espacio es limitado, las islas alargadas se pueden reducir a una anchura mínima de 0.5 m.

En la Figura 3.1.5-8 Detalles de las Esquinas de las Islas de diseño para giros en las vía (Localización Urbana). (AASHTO, 2011, pp. 9-101), se indican el detalla de los diseños de las esquinas junto con las carreteras del primer caso del tipo intermedias y en la Figura 3.1.5-9 Detalles de las Esquinas de las Islas de diseño para giros en la vía (Localización Rural), (AASHTO, 2011, pp. 9-102)se detalla el diseño de las islas de esquinas junto con las carreteras que dan vuelta del segundo caso de tipo intermedias. Existen 3 tamaños de islas triangulares los que son pequeñas, intermedias y grandes.

Figura 3.1.5-8 Detalles de las Esquinas de las Islas de diseño para giros en las vía (Localización Urbana).

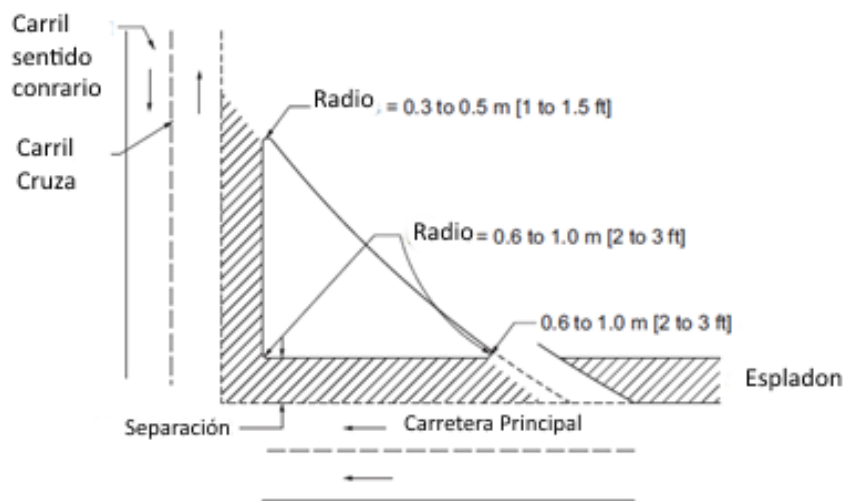


Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-101)

Primer Caso: las islas de esquina de bordillo se encuentran a lo largo de una calle urbana con bordillo y cuneta.

Segundo Caso: las islas con esquina de bordillo se encuentran en una carretera con espaldones.

Figura 3.1.5-9 Detalles de las Esquinas de las Islas de diseño para giros en la vía (Localización Rural).



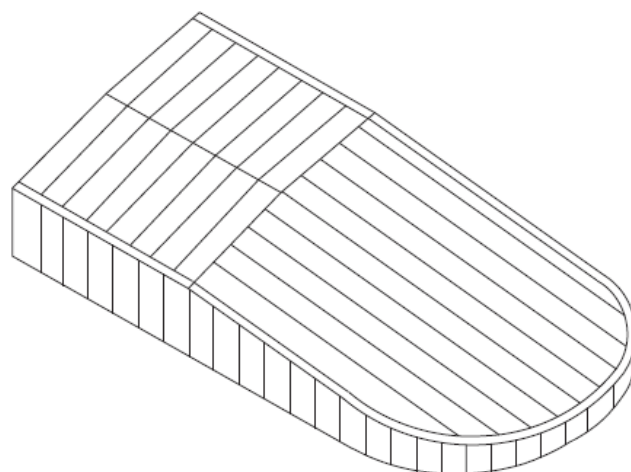
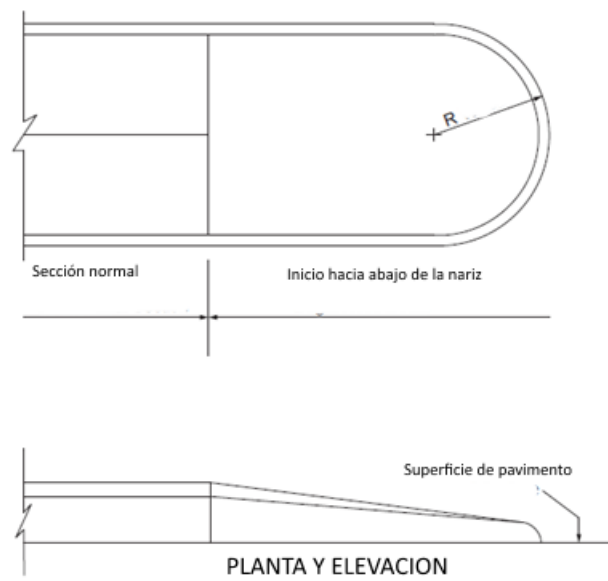
Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-102)

Las islas de las esquinas curvas y de narices medianas deben ser en rampas como se indica en la Figura 3.1.5-10 Esquina de la Isla. (AASHTO, 2011, pp. 9-104)

En las zonas rurales, el enfoque debe consistir en un ensanchamiento gradual de la isla divisional como se indica en la Figura 3.1.5-11 Detalle del Diseño de la Isla Divisional(AASHTO, 2011, pp. 9-105), aunque no son tan frecuentes este tipo de diseños también es recomendable en las zona urbanas. Las secciones que se indican en esta figura demuestran

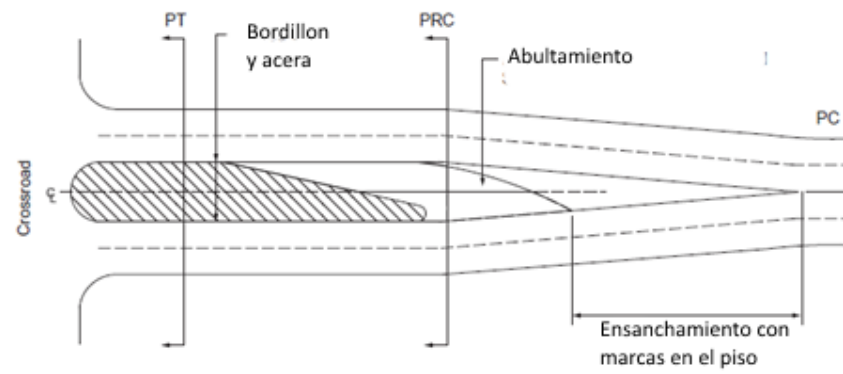
la transición de la cara de una acera en la nariz de la isla, la cual debe ser compensada al menos en 0.5 m y preferiblemente de 1 m, desde el borde normal de la calzada y la acera ensanchada poco a poco.

Figura 3.1.5-10 Esquina de la Isla.

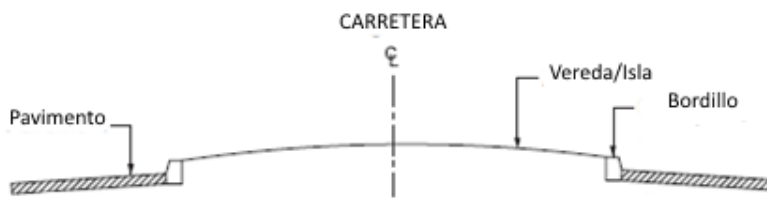


Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-104)

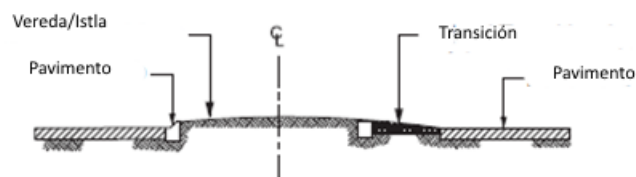
Figura 3.1.5-11 Detalle del Diseño de la Isla Divisiva.



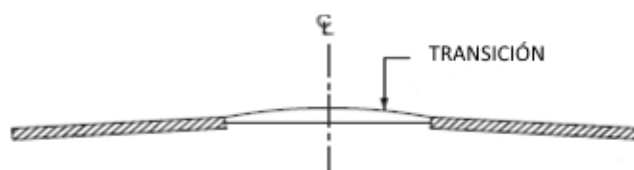
PLANTA



CORTE PT



CORTE ENTRE PT Y PRC



CORT EN PRC

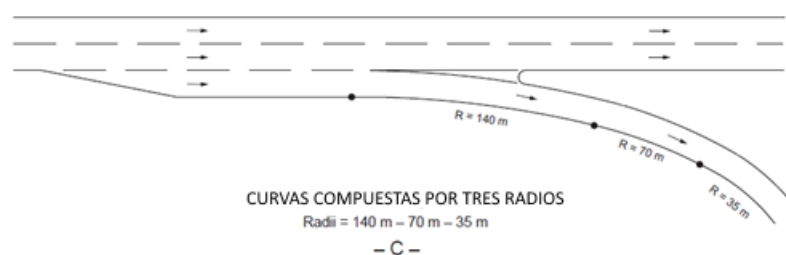
Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-105)

Vías de giro en carreteras en las Intersecciones.

Una parte importante del diseño en algunas intersecciones es el diseño de la alineación de un flujo de giro libre a la derecha, la facilidad de su funcionamiento puede resultar cuando el flujo de giro libre de la vía se encuentre diseñado con curvas compuestas precedidas por una desaceleración del carril de la derecha como se indica en las Figura 3.1.5-12 Curvas Compuestas para el Flujo de Giro Libre de Acceso en las Intersecciones. (AASHTO, 2011, pp. 9-107) la forma y la longitud de estas curvas deben ser tales que:

- Permitan a los conductores evitar desaceleraciones bruscas.
- El desarrollo del permiso de algunos peraltes antes de la curvatura máxima.
- Permitir que los vehículos sigan giros naturales.
- La velocidad de diseño de la carretera de giro debe ser o estar entre 20 y 30 km/h.

Figura 3.1.5-12 Curvas Compuestas para el Flujo de Giro Libre de Acceso en las Intersecciones.



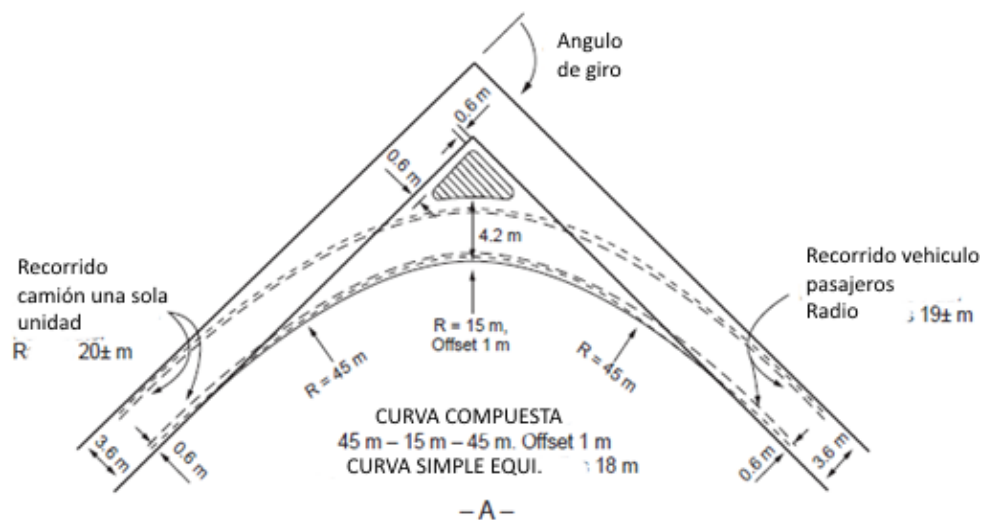
Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-107)

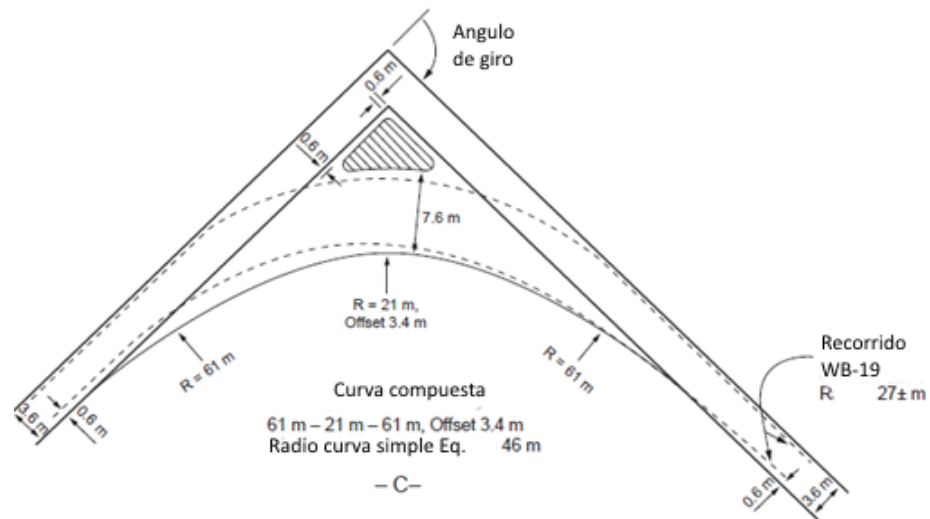
En la Figura 3.1.5-13 Giros Mínimos de Diseños de Carreteras con Isla de Esquinas en la localización Urbana, (AASHTO, 2011, pp. 9-110) se indican los mínimos giros de diseño para los giros derechos de 90° , el diseño se basa en una isla de tamaño mínimo y un ancho de calzada de giro mínimo de 4.2 m, en dicha figura se indica un arco circular de radios en

función de la calzada para el giro de la carretera o en una curva de 3 radios de giro de 45, 15 y 45 m, con la curva del medio esta contrarrestada con 1 m de bordes extendidos a la tangente. Este tipo de diseño no solo permite que los vehículos de pasajeros giren a una velocidad de 25 km/h sino también el diseño permite el giro de camiones de una sola unidad.

En la Tabla 3.1.5-1 Diseño típico para Giro de las Vías de Acceso, (AASHTO, 2011, pp. 9-113) se indican las dimensiones mínimas de diseño para los ángulos oblicuos para giros mediante la determinación en base similar a la de un ángulo recto. En donde la clasificación de diseño se determina de la siguiente manera.

Figura 3.1.5-13 Giros Mínimos de Diseños de Carreteras con Isla de Esquinas en la localización Urbana.





Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-110)

Tabla 3.1.5-1 Diseño típico para Giro de las Vías de Acceso.

Giros mínimos					
Angulo de giro (°)	Clasificación de Diseño	Curvas Compuestas con tres centros		Ancho de Vía	Tamaño de las Islas (m ²)
		Radio (m)	Separación (m)		
75	A	45-23-45	1.0	4.2	5.5
	B	45-23-45	1.5	5.4	5.0
	C	67-41-67	1.5	6.7	33.5
90°	A	45-15-45	1.0	4.2	5.0
	B	45-15-45	3.4	6.4	14.0
	C	61-21-61	3.4	7.6	25.0
105	A	36-12-36	0.6	4.5	6.5
	B	46-11-46	3.5	8.8	6.0
	C	55-18-55	2.9	9.8	24.0
120	A	30-9-30	0.8	4.8	11.0
	B	46-9-46	3.2	10.0	12.0
	C	43-17-43	2.1	13.7	20.0
135	A	30-9-30	0.8	4.8	43.0
	B	46-9-46	3.0	11.6	37.0
	C	43-14-43	2.1	15.8	45.0
150	A	30-9-30	0.8	4.8	130.0
	B	46-9-46	2.7	12.8	125.0
	C	49-12-49	1.8	16.1	150.0

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-113)

3.1.6 CARRILES AUXILIARES

En general los carriles auxiliares se utilizan como precedentes de aberturas de medianas al igual que se usan en las intersecciones con movimientos derechos y giros izquierdos. Los carriles auxiliares se usan también para aumentar la capacidad de la intersección y reducir los choques en la misma. En mucho de los casos un carril auxiliar puede ser deseable después de completar un giro a la derecha para proporcionar la aceleración, las maniobras y el tejido.

Además deben ser de al menos 3 m, y por lo menos debe ser igual de ancho. En la práctica los anchos reducidos son generalmente aceptables con un mínimo de 1.8 m, en el caso de que los carriles auxiliares sean sujetos al uso de camiones pesados, cumpliendo con las necesidades una la zona de entrada con un espladon de 0.6 a 1.2 m de ancho.

Este tipo de carriles se proporcionan en las carreteras que tienen características similares a las autopistas y se utilizan con frecuencia en otras intersecciones en las principales carreteras y calles. Los carriles deben ser lo suficientemente anchos y largos para que un conductor pueda maniobrar su vehículo en forma adecuada, para poder reducir la velocidad de operación en la carretera o en las calles a la menor velocidad en la carretera.

Para el uso de los carriles auxiliares se deben tomar en consideración mucho de los factores como, velocidades de diseño, volúmenes de tráfico, porcentaje de camiones, capacidad, tipo

de carretera, la disponibilidad del derecho de vía, servicios prestados y la disposición, y la frecuencia de las intersecciones.

Además se debe tomar en cuenta las siguientes conclusiones generales:

- Los carriles auxiliares están garantizados en presencia de altas velocidades y grandes volúmenes.
- No todos los conductores usan los carriles auxiliares de la misma manera algunos pocos utilizan las instalaciones para acelerar o desacelerar y otros lo hacen fuera de los carriles auxiliares.
- El uso de los carriles auxiliares varían en función del volumen.
- Los carriles auxiliares de desaceleración en los accesos de las intersecciones que a su vez funcionan como carriles de almacenamiento para el giro.

Un carril mediano proporciona refugio para los vehículos en la espera de una oportunidad para girar y por lo tanto se mantiene en la carretera viajando por el camino libre a través del tráfico. El ancho, la longitud y el diseño en general son similares a los de cualquier otro carril de desaceleración.

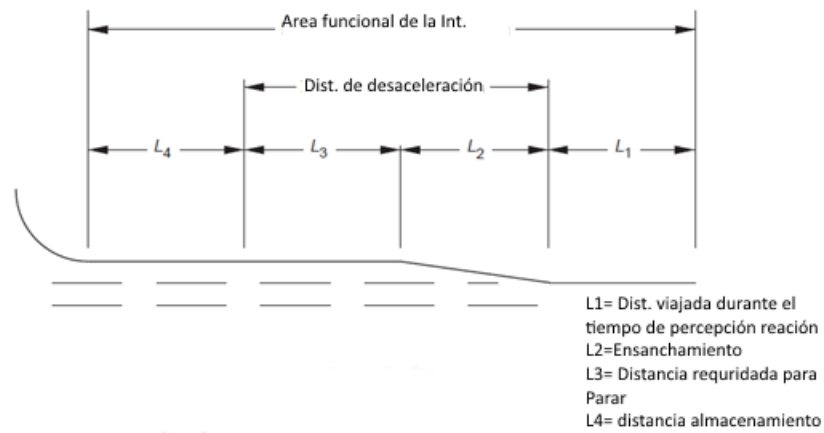
Los carriles de desaceleración son desventajosos en las carreteras de mayor velocidad debido a la falta de lucidez mental de los conductores por la falta de frenado lo que puede producir una colisión en la parte trasera. Mientras que los carriles de aceleración son ventajosos en las carreteras sin control de detención y en todas las carreteras de alto volumen en donde las aberturas entre los vehículos en las horas pico es poco frecuentes.

Desaceleración en los Carriles.

En la Figura 3.1.6-1 Área funcional corriente arriba de la Intersección con la ilustración de las componentes de las longitudes de desaceleración, (AASHTO, 2011, pp. 9-126) se indica el área funcional corriente arriba de una intersección en relación a los componentes de desaceleración longitudinal del carril la cual consiste en la distancia de percepción, reacción la longitud de desaceleración completa y la longitud de almacenamiento. La longitud física de un carril de desaceleración para girar vehículos consiste en la longitud de entrada L2, la longitud de deceleración L3 y la longitud de almacenamiento L4. La longitud física total deseablemente del carril auxiliar debe ser la suma de la longitud de estos 3 componentes.

Las longitudes deseables de los carriles de desaceleración su objetivo deseable en las carreteras arteriales y calles que se deben incorporar en el diseño, siempre que sea práctico. En la Tabla 3.1.6-1 Longitud Completa de Desaceleración Deseable, (AASHTO, 2011, pp. 9-126) se indica las distancias estimadas que necesitan los conductores a maniobrar desde el carril compuesto de un giro en U y el frenado a una parada.

Figura 3.1.6-1 Área funcional de un carril de desaceleración.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-126)

Tabla 3.1.6-1 Longitud Completa de Desaceleración Deseable.

Longitud de Desaceleración	
Velocidad km/h	Distancia m
30	20
50	45
65	85
80	130
95	185
110	245

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-126)

Las distancias de desaceleración antes mencionadas son aplicables para giros izquierdos y derechos pero la velocidad de aproximación es generalmente menor en el carril derecho que la del carril izquierdo.

Longitud de Almacenamiento.

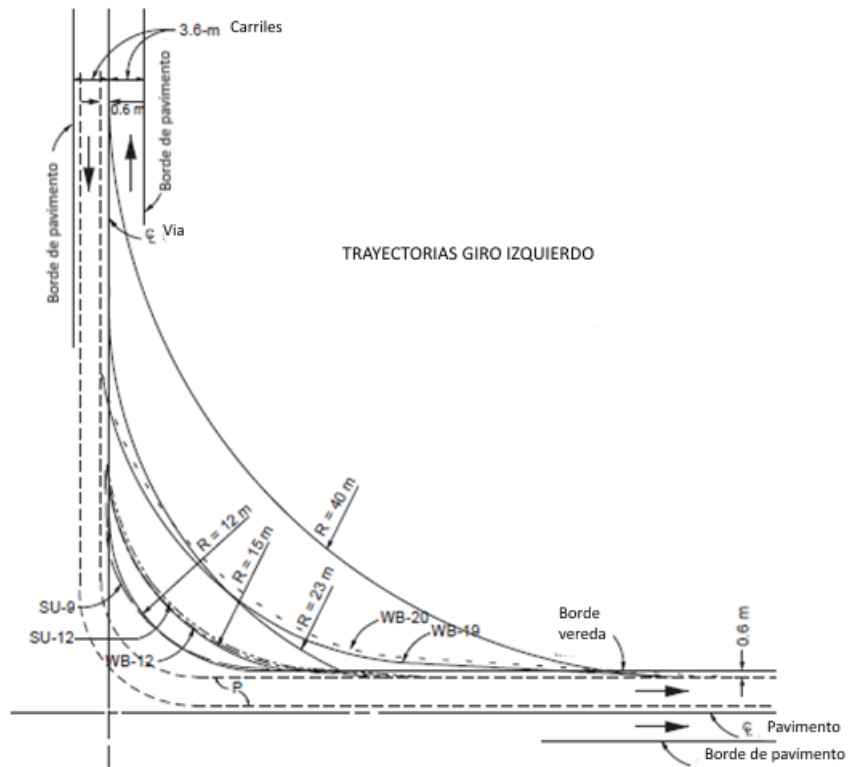
El carril auxiliar debe ser lo suficientemente largo para poder almacenar el número de vehículos o colas de los mismos que puedan acumularse durante un periodo crítico. La longitud debe ser lo suficientemente para evitar que los vehículos se detengan en los carriles mientras esperan un cambio de señal o la brecha en el flujo de tráfico contrario, se debe tomar en cuenta que las intersecciones semaforizadas la longitud de almacenamiento se debe determinar mediante un análisis del tráfico en la intersección basado en el número de vehículos que giren. Adicionalmente en las intersecciones no señalizadas se debe tomar en cuenta que se asume que probablemente los vehículos esperen 2 minutos para realizar el movimiento.

3.1.7 APERTURAS EN EL PARTERRE

Los espaciamientos de las aberturas deben ser coherentes con clasificaciones de gestión de accesos o criterios en donde el patrón de tráfico en una intersección y el volumen está muy por debajo de la capacidad de la intersección. Las aberturas permiten que los vehículos que realicen movimientos transversales y que puedan dar vuelta. Para poder realizarlo pueden invadir los carriles adyacentes que por lo general no tendrá un espacio protegido.

En la Figura 3.1.7-1 Los radios de control en las intersecciones para giros de 90 grados a la izquierda (Continuación)(AASHTO, 2011, pp. 9-143), se indican los caminos para los vehículos con los diseños mínimos de un ángulo recto con giros a la izquierda.

Figura 3.1.7-1 Trayectoria de Vehículos para giros izquierdos.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-143)

En las Tabla 3.1.7-1 Diseño mínimo de las Aberturas de Parterre (P Diseño de Vehículos, Control de Radio de 12 m) (AASHTO, 2011, pp. 9-145), se muestra la relación de cada diseño del radio de control que se pone a prueba a los vehículos de mayor tamaño los distintos movimientos de aquellos para los que se desarrolló en el diseño.

Tabla 3.1.7-1 Diseño mínimo de las Aberturas de Parterre (P Diseño de Vehículos, Control de Radio de 12 m).

Abertura en el parterre		
Ancho de la mediana , M (m)	Dística mínima de la abertura de parterre , L (m)	
	Semi circular	Con nariz de alargada
1.2	22.8	22.8
1.8	22.2	18.0

2.4	21.6	16.8
3.0	21.0	16.8
3.6	20.4	16.8
4.2	19.8	16.8
4.8	19.2	16.8
6.0	18.0	16.8
7.2	16.8	16.8

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-145)

3.1.8 GIROS IZQUIERDOS INDIRECTOS Y GIROS EN U

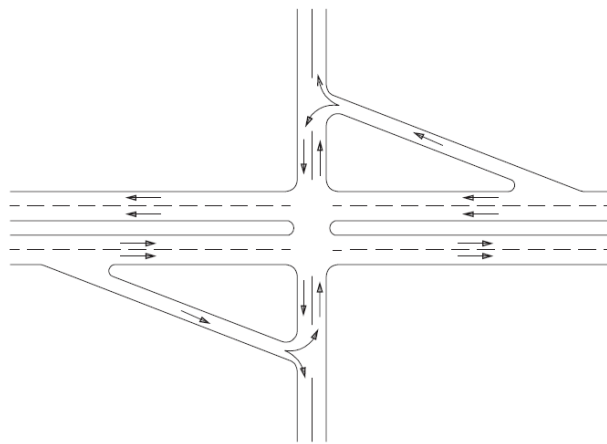
La provisión para giros a la izquierda directos no es práctico en todos los lugares. En algunas situaciones los desplazamientos de giros a la izquierda en donde se encuentran presentes las medianas pueden disminuir la distancia de visibilidad y por lo tanto aumentar el potencial de colisiones de giros a la izquierda. Los factores que se deben considerar en el diseño de los movimientos indirectos y los giros en U.

Intersecciones con Giro indirecto canalizado

Este tipo de vías de acceso son unidireccionales en dos cuadrantes de la intersección que permite la limitación de los giros izquierdos. Todos los giros a la derecha, izquierda y giros en U se hacen desde el lado derecho de la carretera.

En la Figura 3.1.8-1 Intersecciones con giros a la izquierda indirectos. (AASHTO, 2011, pp. 9-158), se indican este tipo de carretera que conectan diagonales situadas antes de la intersección.

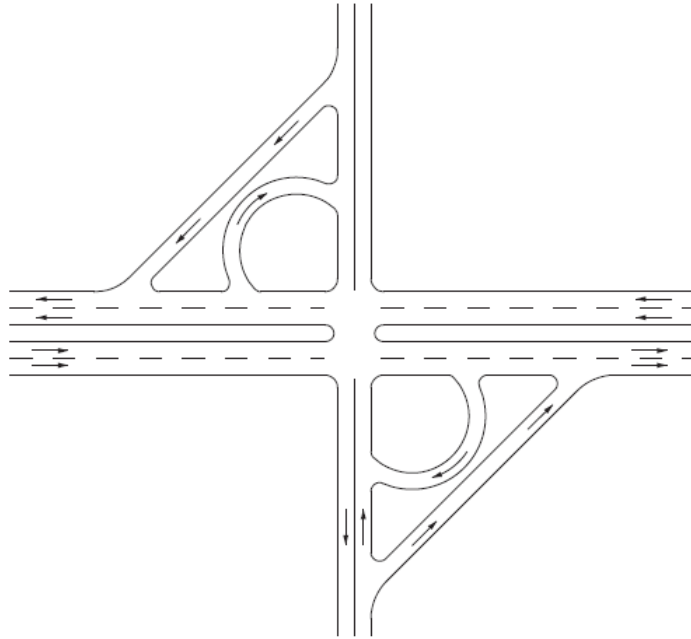
Figura 3.1.8-1 Intersecciones con giros a la izquierda indirectos.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-158)

Una alternativa que se puede proporcionar antes que una rampa en la intersección es el uso de un camino de tipo laso. En la Figura 3.1.8-2 Intersección con Laso las vías de acceso para los giros a la izquierda indirectos(AASHTO, 2011, pp. 9-159), se indican el uso de un camino de laso más allá de la intersección.

Figura 3.1.8-2 Intersección con Laso las vías de acceso para los giros a la izquierda indirectos.



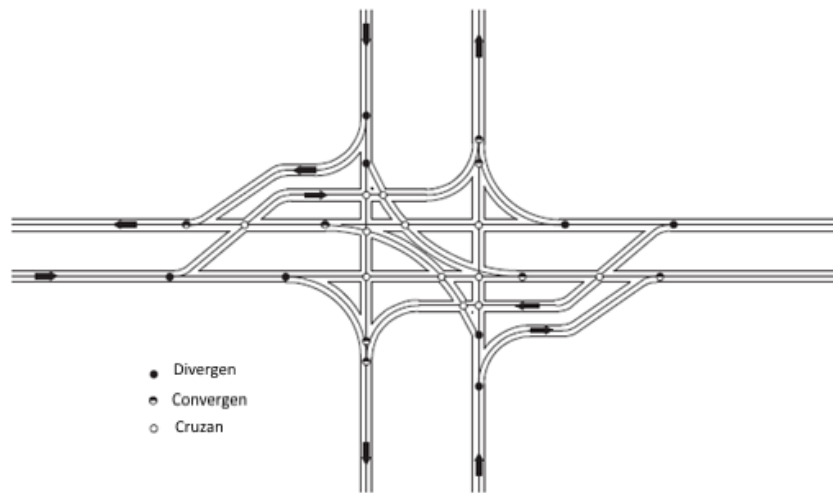
Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-159)

Desplazamiento de Giro a la Izquierda en una Intersección.

Este tipo de desplazamiento también es conocido como un cruce continuo de flujo (CFI), mediante el cual se elimina el conflicto entre los vehículos que giran a la izquierda y en el sentido contrario, el tráfico en la intersección principal introduciendo una bahía para el giro a la izquierda del tráfico.

Los vehículos al acceder a la bahía de giro a la izquierda en una intersección señalizada, en la Figura 3.1.8-3 Diagrama de un Desplazamiento Izquierda – Gira (AASHTO, 2011, pp. 9-160), se muestra una intersección con los Desplazamientos de Giros a la Izquierda y los posibles movimientos de los vehículos.

Figura 3.1.8-3 Diagrama de un Desplazamiento Izquierda – Gira



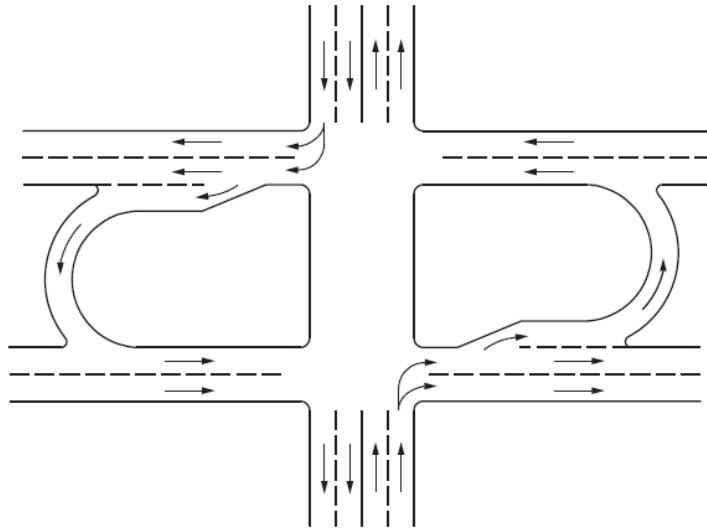
Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-160)

Parterres amplios con carriles de giros en U.

Las aperturas en el parterre para giros en U crean un giro izquierdo indirecto sobre la vía. Dicho movimiento se lo realiza una vez que se atraviesa la intersección. En la Figura 3.1.8-4 Giros en U en vías con parterres anchos (AASHTO, 2011, pp. 9-162) se puede observar lo antes mencionado

En la Tabla 3.1.8-1 Diseños mínimos para giros en U. (AASHTO, 2011, pp. 9-166), las dimensiones de un parterre para realizar giros en U.

Figura 3.1.8-4 Giros en U en vías con parterres anchos.



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-162)

Tabla 3.1.8-1 Diseños mínimos para giros en U.

Tipo de maniobra		Anchos de la mediana						
		M- Ancho mínimo (m) para del Veh. de diseño						
		P	WB-12	SU-9	BUS	SU-12	WB-19	WB-20
		Largo del Vehículo (m)						
		5.7	15.0	9.0	12.0	12.0	21.0	22.4
Del carril interior al interior		9	18	19	19	23	21	21
Del Interior al Exterior		5	15	15	16	19	17	17
Del interior al espaldón		2	12	12	12	16	14	14

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-166)

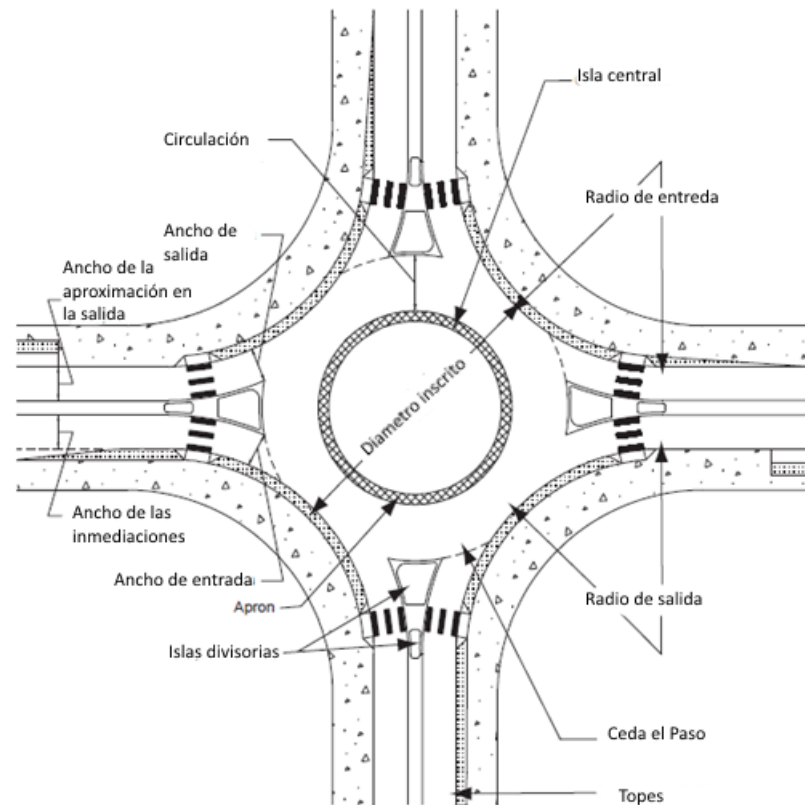
3.1.9 REDONDELES

El diseño geométrico de una rotonda implica el equilibrio de objetivos de diseño. Las rotondas operan en sentido contrario a las manecillas del reloj. La frecuencia de los choques dentro de un redondel tiende a disminuir a velocidades de operación bajas. Muchos de los parámetros geométricos se han elegido por las capacidades de maniobra de los vehículos de diseño, en busca de establecer el equilibrio adecuado entre el rendimiento operativo, la reducción de la frecuencia del conflicto y el alojamiento del vehículo en diseño.

Elementos Geométricos de las Redondeles.

En la Figura 3.1.9-1 Elementos Geométricos Básicos de un Redondel (AASHTO, 2011, pp. 9-170), se muestra una visión general de cada una de las características de un redondel.

Figura 3.1.9-1 Elementos Geométricos Básicos de un Redondel



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-170)

Los elementos geométricos básicos son:

- **Isla Central:** es la zona elevada en el centro de un redondeo, se encuentra rodeada del tráfico vehicular que circula y esta no necesariamente debe ser circular.
- **Isla Divisora:** se usa como un separador que puede ser un área elevada o pintada sobre un enfoque utilizado para separar, se encuentra entrando en el tráfico existente, además de desviar el tráfico que entra, permite a los peatones cruzar la calzada en dos etapas.
- **Calle de Circulación:** es aquella trayectoria curva que es utilizada por los vehículos para viajar a la izquierda alrededor de la isla central.

- **Apron:** en las rotondas más pequeñas si existe la necesidad de acomodar el seguimiento de la rueda de los vehículos de gran tamaño, un apron es la porción de montaje en la isla central adyacente a la calzada de circulación.
- **Línea de Rendimiento en la Calzada de Circulación:** la línea de rendimiento señala el punto de entrada a la calzada circulatoria. En la mayoría de los países la línea de rendimiento tiene el significado legal de exigir que ingresen los automóviles, el de ceder el derecho de vía, sin embargo los vehículos que se encuentren en la línea de rendimiento deben ceder el paso a cualquier vehículo que venga desde la izquierda antes de cruzar esta línea de la calzada circulatoria
- **Cruce Accesible Peatonal:** los pasos peatonales accesibles deben ser provistos en todos los redondeles, su ubicación debe estar situada detrás de la línea de entrada y la isla divisora la cual permita el paso de peatones, sillas de ruedas, cochecitos y bicicletas.
- **Paisaje de Amortiguamiento:** se proporciona en su gran mayoría en los redondeles para separar los vehículos del tráfico y los peatones y así dirigir a los peatones al cruce designado, también en ciertos casos el mejoramiento estético de la intersección.

Tamaños y Espacios Necesarios.

El indicador clave del espacio requerido para una intersección del redondel es el diámetro del círculo inscrito en el redondel. En la Tabla 3.1.2-1 Comparación de los Tipos de Rotondas (AASHTO, 2011, pp. 9-22) se proporciona los radios mínimos. El número de carriles que se encuentran en el redondel afectaran la capacidad del redondel y el tamaño de la huella de

los vehículos. Es así como la capacidad de los redondeles dependen de la distribución direccional del tráfico y la relación de la calle menor al total al entrar al tráfico.

El diseño de la misma se puede seleccionar una capacidad de diseño inferior a la real, por lo general se realiza una relación del volumen entre el 0.85 y el 1.00, por lo que se puede obtener que en un carril que circula normalmente el acomodar 1400 veh/h y pueden alojar hasta 2400 veh/h y en una calzada de dos carriles pueden acomodar 2200 veh/h y puede alojar hasta 4000 veh/h.

Principios Fundamentales.

La clave para cualquier diseño de rotondas se logra mediante un conjunto de principios fundamentales de diseño que incluyen reducción de velocidad, alineamientos del carril y los factores humanos.

Los objetivos principales que se deben cumplir con cualquier diseño son:

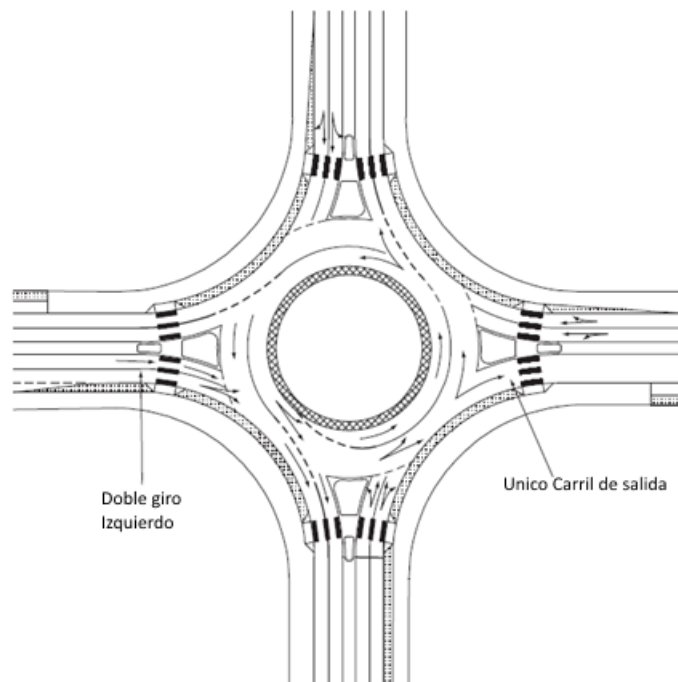
- Proporcionar velocidades lentas de entrada y velocidades constantes a través del redondel utilizando la deflexión.
- Proporcionar canalización suave que es intuitivo para los conductores y se traduce en el uso de vehículos de forma normal los carriles destinados.
- Proporcionar alojamiento adecuado para los vehículos de diseño.

- Diseños para satisfacer las necesidades de los peatones y ciclistas.
- Proporcionar la distancia de visibilidad adecuada.

Carril de Equilibrio y el Carril de Continuidad.

La Figura 3.1.9-2 Redondel de Doble Carril (AASHTO, 2011, pp. 9-173), las salidas de los movimientos se deben realizar a un solo carril para configuraciones adecuadas. Los movimientos permitidos asignados a cada carril que entran son una parte clave para su diseño general. En algunos casos la geometría dentro del redondel puede ser dictada por el número de carriles necesarios o la necesidad de proporcionar transiciones espirales.

Figura 3.1.9-2 Redondel de Doble Carril



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-173)

Los Usuarios no motorizados.

Al igual que el diseño de los vehículos motorizados, los criterios de diseños no motorizados, son una parte potencial de los usuarios del redondel como son peatones, patinadores, usuarios de las sillas de ruedas, cochecitos, etc., estos se deben considerar en el desarrollo de muchos de los elementos geométricos de un diseño del redondel. Al igual se deben tomar en cuenta que dichos usuarios abarcan una amplia gama de edades y habilidades. Las dimensiones básicas para los diseños se encuentran en la Tabla 3.1.9-1 Usuarios no Motorizados. (AASHTO, 2011, pp. 9-175)

Tabla 3.1.9-1 Usuarios no Motorizados.

Usuarios	Características	Dimensiones	Características de las rotondas afectadas.
Bicicletas	Distancia	1.8 m	Ancho de la isla divisora en el paso de peatones.
	Ancho Mínimo de operación.	1.2 m	Ancho del Carril de acceso de bicicletas. Carril Compartido
Peatones	Ancho.	0.5 m	Ancho de la Acera, cruce de peatones.

Uso de Sillas de Ruedas.	Ancho mínimo.	0.75 m	Ancho de la Acera, cruce de peatones.
	Ancho de Operación.	0.9 m	Ancho de la Acera, cruce de peatones.
Persona empujando Cohecito	Distancia.	1.7 m	Ancho de la isla divisora en el paso de peatones.
Patinadores	Ancho Típico de operación.	1.8 m	Ancho de la Acera.

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-175)

3.1.10 OTRAS CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO.

Diseño de elementos con frente de carreteras.

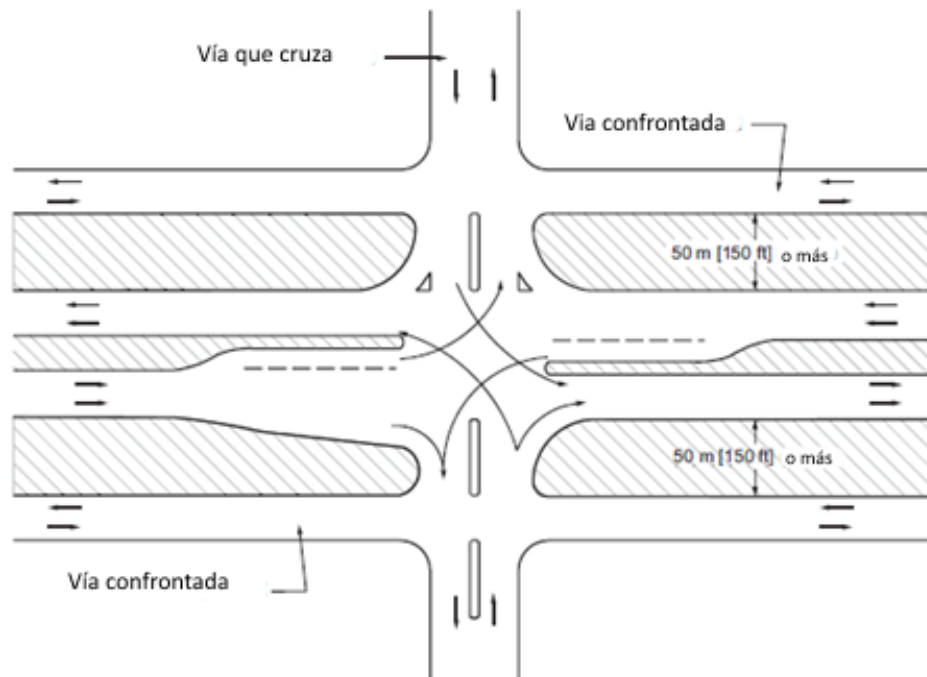
Los caminos laterales son generalmente adyacentes o las autopistas en donde los diseños de propiedades adyacentes no permiten el acceso directo con mayor facilidad. Algunos segmentos cortos de caminos laterales pueden ser deseables junto a arterias urbanas para preservar la capacidad de la arteria a través del control de acceso.

Para un funcionamiento satisfactorio con volúmenes de tráfico moderado en los caminos de acceso de separación exterior debe ser de 50 m o más de ancho en la intersección.

Esta dimensión es la longitud más corta que se necesita para la colocación de señales y otro tipo de control de tráfico, dispositivos que permitan proporcionar la dirección apropiada para el tráfico en el cruce. Por lo general proporciona el espacio del almacenamiento estable en el cruce antes de la intersección, principalmente el de evitar el bloqueo de la calle lateral.

En la Figura 3.1.10-1 Intersecciones con frente Carreteras (AASHTO, 2011, pp. 9-179), se muestra un diseño que se desea adaptarse para caminos bidireccionales laterales en las zonas en donde existen giros derechos. En donde es necesario las alineaciones de la carretera frente cada lado de la intersección para ensanchar la separación exterior para un ancho deseable en el cruce.

Figura 3.1.10-1 Intersecciones con doble frente.



VIAS CONFRONTADAS EN DOS DIRECCIONES

Fuente (AASHTO, 2011, pp. 9-179)

Dispositivos de Control de Tráfico.

Se usan para regular advertir y guiar el tráfico y son un determinante principal en el funcionamiento eficiente de las intersecciones. El diseño es esencial que el diseño de intersección se deba llevar a cabo simultáneamente con el desarrollo de la señal.

En el diseño geométrico no se debe considerar completo hasta que se haya determinado si es necesario dispositivos de tráfico. En las intersecciones de un volumen alto de tráfico se necesita de un diseño sofisticado de las señales para las diferentes demandas de tráfico, con

el objetivo de mantener los vehículos en movimiento a través de la intersección. El número de dispositivos de los carriles son creados para el funcionamiento exitoso de intersecciones señalizadas.

Bicicletas.

En las intersecciones en donde en la vía pública circulan bicicletas, fuera de la calle o en ambos el diseño de la misma debe modificarse especialmente, tener en cuenta distancia de visibilidad, carreteras más anchas para separar a las bicicletas de los vehículos con anchos adecuados.

Peatones.

El diseño de un proyecto debe involucrar bordillos y aceras adyacentes para dar cabida a los peatones. Adicionalmente se debe tener en cuenta las instalaciones vehiculares incluyendo aceras, pasos de peatones, funciones de control de tráfico y rampas para personas con accesorios de ruedas como carros de bebés, coches, carretas, equipaje y las personas con problemas de movilidad.

Iluminación.

La iluminación se coloca en función de reducir los accidentes en la carretera y la calle de la intersección, las zonas urbanas y suburbanas en donde existan concentraciones de peatones de peatones y en las intersecciones en las carreteras, es fijo la fuente de iluminación para reducir los accidentes.

Caminos de Entrada.

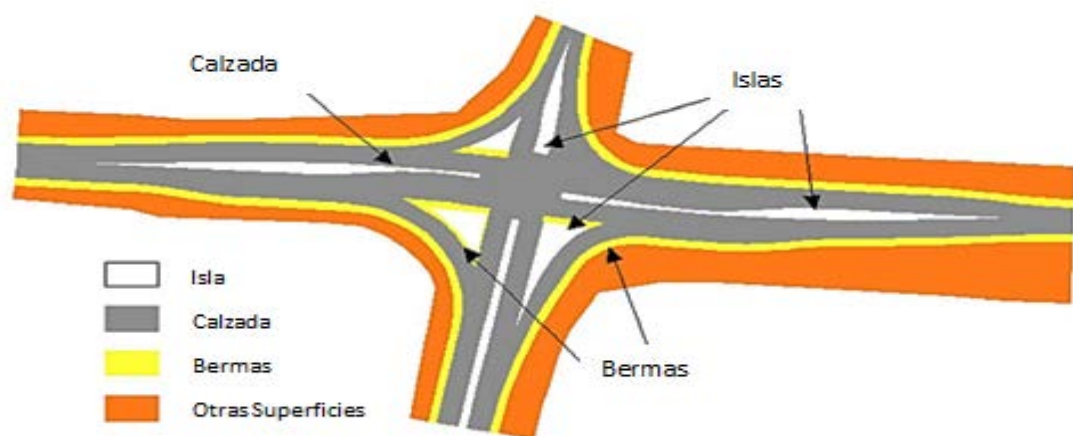
La función de los caminos de entrada es de similar a la de las intersecciones, estas deben diseñarse dependiendo del uso previsto. Es deseable que sean diseñados y ubicados para satisfacer los criterios de la intersección, la distancia de visibilidad y otros factores de diseños por su principal objetivo.

3.2 MANUAL DE DISEÑO DE CARRETERAS DEL GOBIERNO DE CHILE

3.2.1 ASPECTOS GENERALES.

Intersección se conoce como los dispositivos viales los cuales ayudan a que dos o más vías se encuentren en un mismo nivel. Con ello los vehículos que circulan en la misma pueden generar cruces y cambios de sus trayectorias. Las partes de las carreteras que forman una intersección son conocidas como una "rama de la intersección". Se considera una rama hasta el punto en donde su configuración en planta cambia. En la Figura 3.2.1-1 Elementos de una intersección (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.401.1) se muestra las principales superficies de una carretera que forma una intersección.

Figura 3.2.1-1 Elementos de una intersección



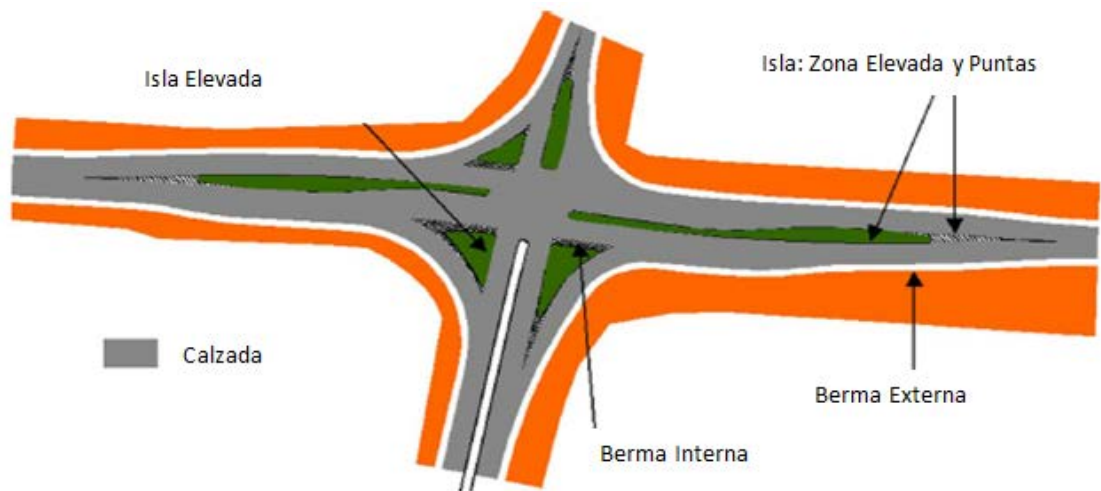
Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.401.1)

Como se mencionó existen varios elementos que conforman una intersección. Entre los principales elementos tenemos las islas, calzada, bermas y otras. A continuación se describe los elementos que componen una intersección:

Calzada: es toda superficie pavimentada en la cual los vehículos efectúan todos los movimientos.

Berma: es la superficie que se encuentra adyacente a la calzada, sin obstáculos, con ello los vehículos pueden en ocasiones. Se pueden distinguir bermas externas las cuales darán continuidad a los ramales y las bermas internas que están demarcadas y bordean las islas. Estos dos tipos de bermas generan mayor seguridad puesto que evitan la reducción de la capacidad ya que no existen obstáculos laterales en las vías como se pueden observar en la Figura 3.2.1-2 Bermas Interiores y Bermas Exteriores. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.401.1)

Figura 3.2.1-2 Bermas Interiores y Bermas Exteriores

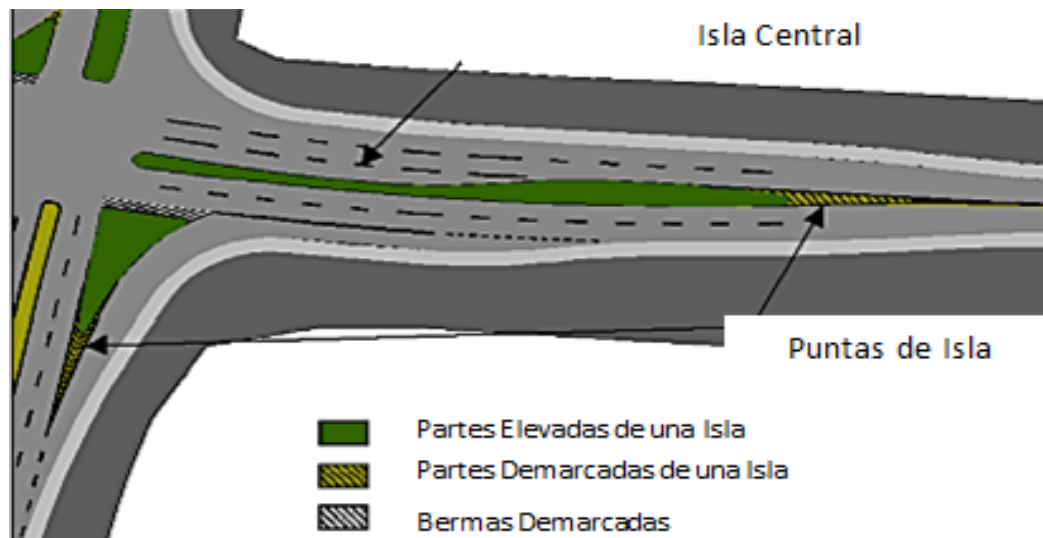


Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.401.1)

Islas: superficies que están dentro de la calzada, resultado de las delimitación de partes de las bermas. Con ellas los vehículos pueden realizar distintos movimientos de una manera más organizada. Los detalles de una isla se encuentran en la Figura 3.2.1-3 Islas (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.401.1)

Los límites de la misma necesitan demarcación intensiva y con soleras montables consiguiendo definir una zona elevada dentro de su superficie total. Así mismo se debe tomar en cuenta que las islas darán refugio ocasional a peatones y a vehículos que realicen maniobras de espera y giro. El favorecer la lectura de la vialidad a todos los vehículos. Por lo cual debemos considerar que las islas son también un dispositivo de seguridad.

Figura 3.2.1-3 Islas



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.401.1)

- **Sobrecanchos de plataforma (SAP):** son bandas exteriores a las bermas de la vía.
- **Talud de Terraplén:** el plano inclinado que se forma entre el (SAP) y terreno natural.
- **Taludes de Plataforma en Corte:** explanadas inclinadas entre los límites de los Sobre-anchos y la Cuneta que existe al pie del corte.
- **Talud de Cortes:** explanadas inclinadas entre los bordes superiores de las excavaciones y el borde de la cuneta existente al pie de corte.
- **Cunetas, Fosos y Contrafosos:** están compuestos para las funciones del drenaje superficial, se sitúan al pie de cortes y terraplenes además de la coronación del corte.
- **Huelgas:** franjas de ancho variable que separan fosos y contrafosos de pies de terraplenes o las cabeceras de corte, además de las que completan la franja pública hasta su límite oficial.
- **Otras:** en las zonas en la cual la actividad peatonal sea significativa, se debe colocar veredas las cuales serán ensanches para detención en paraderos, rebajes de soleras asociados con

rampas de cortesía, y rebajes a través de islas elevadas par cruces peatonales al mismo nivel de la calzada.

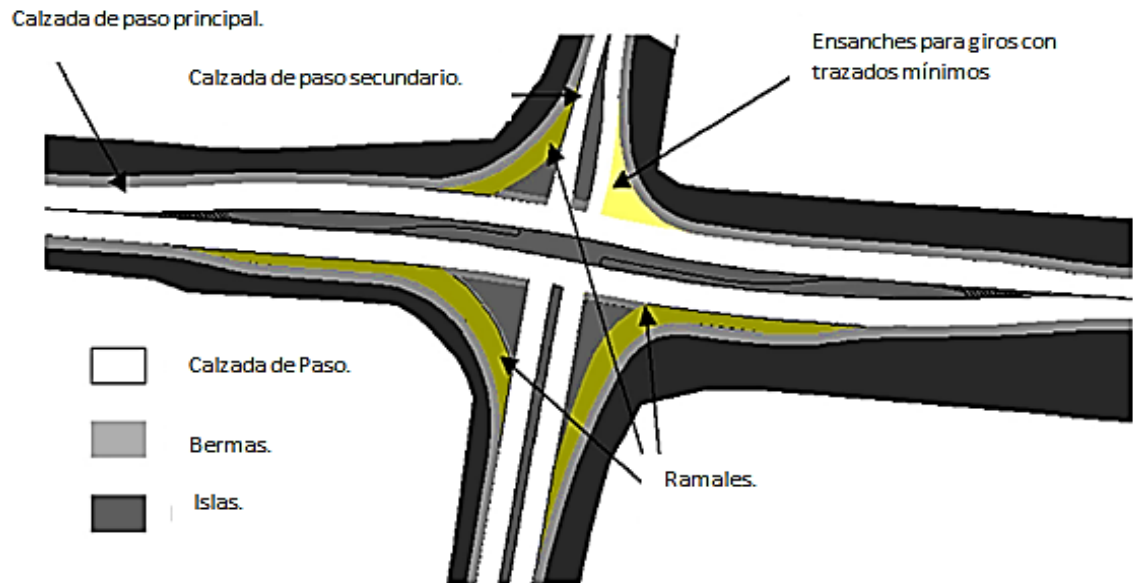
Existen elementos que se encuentran dentro de la calzada estos se pueden observar en la Figura 3.2.1-4 Elementos dentro de la Calzada (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.401.1)

- **Calzada de paso:** son las superficies que dan continuidad, a través del área de intersección, a todo tipo de vías confluentes, y que excluyen a aquellas otras que se generan en la intersección y a las que en ella se discontinúan. Es conveniente que se distinga la calzada de paso principal de las calzadas de pasos secundarios.

- **Ensanches para Giros:** se considera como la ampliación común a dos calzadas de paso, las mismas que están previstas para facilitar virajes desde una hacia otra. Son superficies de forma aproximadamente triangular, con los dos lados coincidentes con los bordes exteriores de dichas calzadas de paso y un lado curvo cuyo diseño se realiza atendiendo a la trayectoria de los vehículos que giran.

- **Ramales:** son diseñadas para facilitar las maniobras de cambio de dirección de los vehículos o a su vez para poder acogerlos.

Figura 3.2.1-4 Elementos dentro de la Calzada



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.401.1)

Al conocer que una intersección forma parte de un sistema vial, su diseño dependerá de las características del mismo, a su vez afecta el funcionamiento del mismo. En las Autopistas y Carreteras Primarias, lo importante es mantener la continuidad del tránsito. Para cumplir con dicho objetivo se debe recurrir al control de accesos. En las Autopistas no deberán proyectarse intersecciones sino enlaces, y estas deberán ser planificadas con mucho cuidado en las vías parcial control de accesos. Por ultimo en vías urbanas se deberá tomar en cuenta de otros modos de transporte.


3.2.2 FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO.


En el cruce entre dos vías en un mismo nivel da origen a un punto de discontinuidad para ambas vías. Los cruces entre los vehículos, así como sus movimientos al momento de girar que ocurrirán en la intersección, los cuales generaran una serie de puntos de conflicto que pueden minimizarse mediante el diseño especial y cuidadoso de la zona que comprenda la

intersección. Es así como se debe encontrar una solución para obtener respuestas técnicas a los requerimientos. Adicionalmente se debe tener en consideración aspectos de servicio como son la fluidez, agrado y sobre todo la seguridad, complementándose con los factores reales económicos y la estética ambiental.

A continuación se presenta una descripción de las etapas que involucra el diseño de una intersección.

- Etapa en la cual se realizan los estudios de los antecedentes.
 - Consideraciones de Transito
 - Factores Humanos
 - Elementos Físicos
 - Factores Económicos
- Seleccionar las soluciones y sus diseños preliminares.
 - Se debe utilizar como base de planos topográficos 1: 1000 o a su vez material aerofotogrametrico y se preparan esquemas de sus posibles soluciones las cuales se deberán estudiar en planta como en perfil, se deberán
- Evaluar los diseños preliminares y compara cada una de las alternativas
 - Se debe estimar los costos y los beneficios de cada una de las alternativas y compararlas teniendo en cuenta tanto sus virtudes como sus soluciones técnicas del problema al igual

- Escoger la solución definitiva 

Al tener el análisis de cada una de las alternativas se decide por la solución que mejor se encuentre consolidada en los términos técnicos y económicos. La cual deberá ser informada a la
- Proyecto Final 

Al tener ya una solución adoptada y que esté aprobada se podrá ejecutar el proyecto final que se encuentre contemplado en el diseño con cada uno de sus elementos y obras anexas.

El principal objetivo al diseñar una intersección es el de reducir la problemática de los conflictos que normalmente pueden producirse por peatones, ciclistas, automóviles, camiones, buses además de los elementos verticales que se encuentren presentes en el dispositivo. Este diseño debe estar sujeto a las mejores posibilidades de trayectorias y características operacionales buscando la facilidad y confort de cada uno de los usuarios. Como primera etapa del proyecto para una intersección, está dispuesta en el analizar e interpretar cada uno de los datos los cuales constituyen los factores que intervendrán en la elección del tipo de intersección y su diseño. Los factores se agrupan en cuatro categorías básicas los cuales están descritas a continuación

Factores Humanos

Principalmente los factores humanos que intervienen en el diseño de una intersección tienen que ver con las capacidades, usos y hábitos tanto de los transeúntes como de los conductores. Una de las primeras es la habilidad y rapidez con la que se puede tomar decisiones y la velocidad de reacción. Después se tiene a los peatones y ciclistas que se les dará en la plataforma pública tomando en cuenta su conducta habitual en los usos de las mismas para sus trayectorias. Por último se encuentran las expectativas de los conductores en relación al diseño de la intersección.

Consideraciones de Tránsito

Al contar con volúmenes de tránsito separados que acceden a la intersección y que ejecutan las maniobras que podrían ser realizadas. La proyección de estos movimientos debe hacerse para poder determinar las capacidades que limitarán el diseño, considerar los flujos por tipo de vehículos, velocidades de operación, además de contemplar la relación con peatones, ciclistas y conductores. Finalmente se debe contar con la información que se tenga en lo que concierne a los accidentes de tránsito. Cada uno de los factores anteriores van a condicionar la selección del tipo de intersección, con cada una de las características de los elementos geométricos.

Al tener como proyección una carretera con un número determinado de intersecciones, al igual que reacondicionar las ya existentes en una vía de operación, se debe considerar sus capacidades, puesto que un sub-dimensionamiento puede invalidar la solución que se haya elegido al igual que perjudicar el servicio de todo ese tramo.

Demanda y Modelación

La demanda es la variable de tránsito lo cual dificulta el diseño. En base a esta se debe realizar su dimensionamiento en términos geométricos y estructurales de cada una de sus unidades, la operación de semáforos si existiere este elemento de control. Además se deberá satisfacer la demanda del lugar con cada una de las características que están presentes, al igual que sus proyecciones. Es así como la demanda y los niveles de servicios están ligados, estableciendo un nivel de servicio tolerable en el año de diseño en la cual se deberá tener en cuenta la demanda futura.

En la actualidad podemos realizar la modelación física operacional de dispositivos viales mediante herramientas computacionales. Esto nos ayudara a predecir el consumo de tiempo y combustible en las demandas futuras y con ello evaluar los distintos proyectos económicamente en términos sociales, la rentabilidad de la inversión asociada a dichos proyectos. Dichos modelos son también útiles para predecir los grados de saturación de las intersecciones, aisladas o conectadas con otras. El estudio de la capacidad de la intersección debe realizarse determinando el tipo de señalización con que estará regulado el cruce.

Elección del Tipo de Control

La consideración del tipo de señales o semáforos que se deberían utilizar en la intersección debe tener el objetivo de evitar los conflictos en el tránsito entre vehículos o entre estos y

los peatones. Para que cada uno de estos dispositivos ejerzan la función para la cual han sido instalados deben ser colocados en aquellos lugares que necesiten su instalación y elegir el dispositivo más adecuado. Para la selección del dispositivo de control más adecuado en una intersección debe analizarse detenidamente las características del tránsito, los movimientos de los peatones además de las estadísticas de los accidentes de tránsito que ocurren. El análisis del tránsito requiere el estudio de determinados factores mencionados a continuación:

- Tránsito en la vía principal
- Tránsito en la vía secundaria incidente.
- Tiempos de llegada y salida de los vehículos en las dos direcciones.
- Porcentaje de los vehículos retrasados en la vía secundaria por efectos del tránsito.

Los datos necesarios para determinar la intensidad del tránsito deberán ser tomados durante periodos de 12 horas los cuales deben ser representativos de la situación normal en ambos accesos para un día tipo. En definitiva la selección de un tipo de control para una intersección será la aplicación de la experiencia asistida por análisis computacionales que permitan cuantificar cada uno de los beneficios de los diseños en discusión.

Intersecciones sin Semáforos.

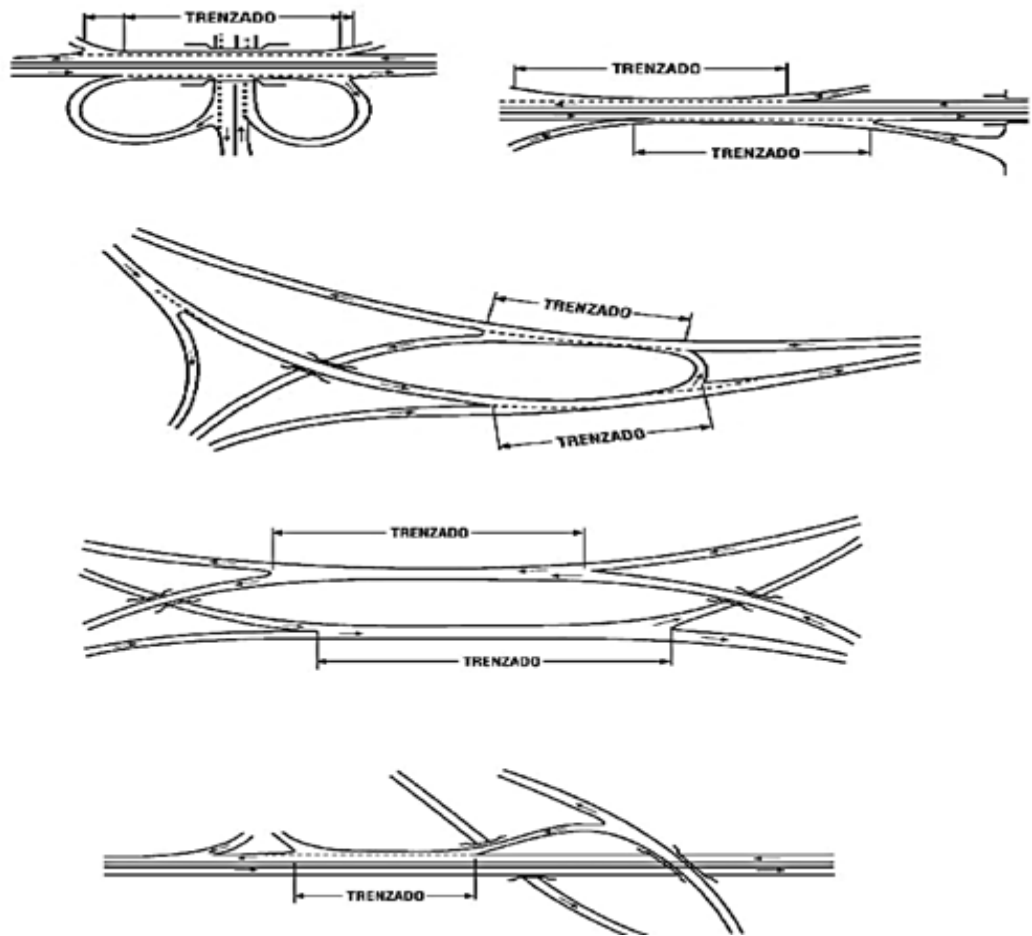
La operación de una intersección sin semáforo supone que una de las vías que cruza tiene siempre prioridad por encima de las demás. Por consiguiente la capacidad de esta carretera principal deberá ser calculada como si no existiera intersección como si no existieran interrupciones en el tránsito. Solo se debe considerar el factor de los giros a la izquierda para

con ello poder determinar si es o no necesario establecer una pista especial para dicho movimiento. Cuando exista un número de vehículos que giren a la izquierda en la hora pico y este sea superior a 25 vehículos/ hora, será necesario el disponer de una pista adicional o al menos se deberá instalar una zona de refugio y espera para que se pueda dar este giro, con el fin de no interrumpir en el resto del tránsito.

Tramos de Trenzado o Entrecruzamiento.

Un tramo trenzado se define como la zona en la cual se entrecruzan distintas corrientes de tránsito que seguirán un mismo sentido de circulación en la Figura 3.2.2-1 Tipos de Trazado (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.402.305(2) A), se puede observar los principales tipos de trenzado. Cada una de las situaciones de este tipo se diseña apuntando a que su nivel de servicio sea consistente con el de la carretera que lo contiene. El nivel de servicio en el tramo de trenzado depende de su longitud, número de pistas, grado aceptable de congestión y la demanda por cada movimiento.

Figura 3.2.2-1 Tipos de Trazado



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.402.305(2) A)

Cada uno de los tramos de trenzado que deben tener su longitud y el número de pistas, las cuales estarán basadas en el nivel de servicio, para poder designar dichas longitudes y número de pistas se encuentra la Tabla 3.2.2-1 Niveles de Servicio para el Diseño.

Tabla 3.2.2-1 Niveles de Servicio para el Diseño

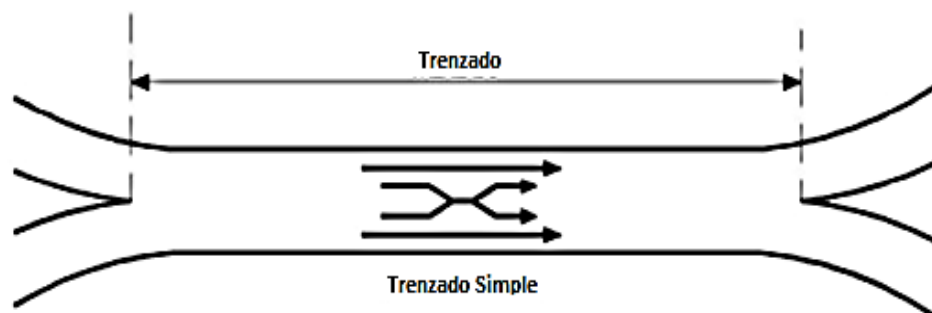
Tipo de Carretera	Tipo de Emplazamiento y Nivel de Servicio Apropriado			
	Rural Terreno Plano	Rural Terreno Ondulado	Rural Terreno Montañoso	Urbano y Suburbano
Expresa	B	B	C	C
Primaria	B	B	C	C
C-D	C	C	D	D
Local	D	D	D	D

Fuente (AASHTO, 2011)

Existen dos tipos de trenzado, simples y múltiples. La diferencia de estos dos tipos de intersecciones radica en el número de ramales de entrada y salida consecutivos. A continuación se detallan estos tipos de intersección:

Simples es aquella en la cual el empalme de entrada es seguido por un único empalme de salida como se muestra en la Figura 3.2.2-2 Trenzada Simple (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.402.305 (2) B)

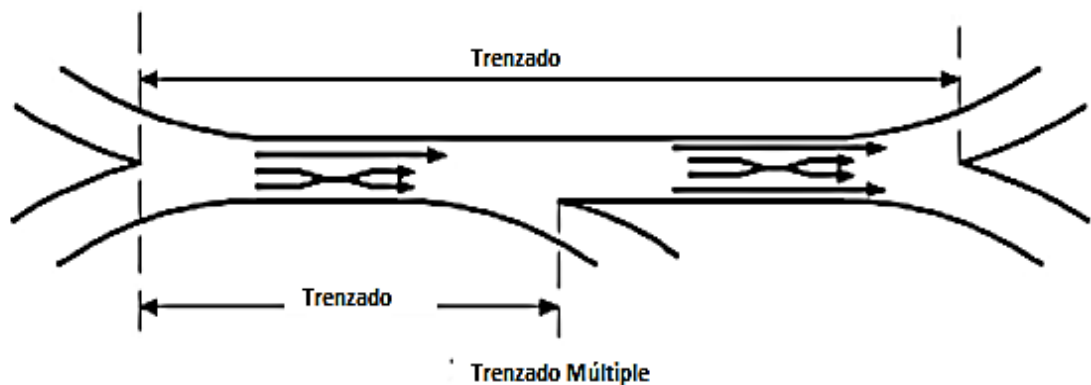
Figura 3.2.2-2 Trenzada Simple



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.402.305 (2) B)

Múltiples es aquel que consiste en la unión de dos o más tramos de trenzado simple que se superponen es decir aquel tramo en el cual existen dos empalmes de entrada consecutivos que están seguidos por dos o más terminales de salida como se muestra en la Figura 3.2.2-3 Trenzada Múltiple (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.402.305 (2) B).

Figura 3.2.2-3 Trenzada Múltiple



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.402.305 (2) B)

Topografía, Entorno y Paisaje.

Cada uno de los elementos ya sean naturales o artificiales que formen parte de la topografía al igual que el uso del suelo colindante constituye antecedentes físicos que pueden facilitar o dificultar el emplazamiento, la visibilidad, la canalización de los flujos vehiculares. En vista de esto es de gran importancia contar con los planos completos tanto de planta como de

perfil de la faja de las calzadas que se intersecan. Además es conveniente obtener un levantamiento completo de las zonas adyacentes en el mayor radio que afecte la visibilidad del cruce y la descripción de los usos del suelo y actividades que se realicen en el mismo. Cada uno de estos parámetros que evitaren futuros problemas técnicos al igual que económicos.

Para la visibilidad mínima que necesita el usuario para realizar las maniobras de acuerdo a las circunstancias del tránsito en las vías que se intersecan es recomendable las topografías llanas que permitan rasantes suaves. Un adecuado drenaje se debe considerar sectores que no sean deprimidos puesto que estos necesitan de desagües artificiales. Se debe tomar en cuenta, si hubiere en una o más de las vías que se intersecan, limitaciones por elementos naturales o artificiales tales como árboles, vallas, arbustos, etc. Cada uno de estos elementos deberá ser modificado, dejados intactos o eliminados para generar una buena visibilidad en la intersección.

Las Vías a Intersecar.

Las características de las vías han intersecar se deben tomar en cuenta tales como los materiales, disposiciones geométricas, las posibles alteraciones del trazado, para poderlas adecuar al propósito del proyecto.

Factores Económicos.

Los factores económicos están en función de la relación que existe entre la construcción y los beneficios que otorgara la realización de dicha obra. Para justificar la rentabilidad de este tipo de proyectos se deberá realizar un análisis técnico – económico, en el cual deben aparecer las mejores alternativas de solución.

Entre los costos se debe presentar los efectos secundarios negativos que forman parte de la solución para dicha población como es efectos de índole ambiental, disminución de cierto tipo de movimientos para los habitantes de dicha zona, etc.

3.2.3 TIPOS DE SOLUCIONES.

Para la selección de la solución tipo se consideran a continuación varios tipos de intersecciones según su forma y operación o también según varios esquemas de funcionamiento:

Denominación y Clasificación de Intersecciones.

Básicamente los tipos de intersecciones se clasifican por el número de ramales que forman parte de la intersección y por su forma de operar con respecto a los conflictos de trayectorias.

- Intersecciones Francas o solamente intersecciones aquellas en las que al menos uno de los movimientos de los vehículos se cruzan con otro en un área reducida.

- Rotondas son aquellas en donde los movimientos vehiculares que tienen diferentes orígenes y destinos interactúan trenzado cada una de sus trayectorias a lo largo de un tramo anular del dispositivo.

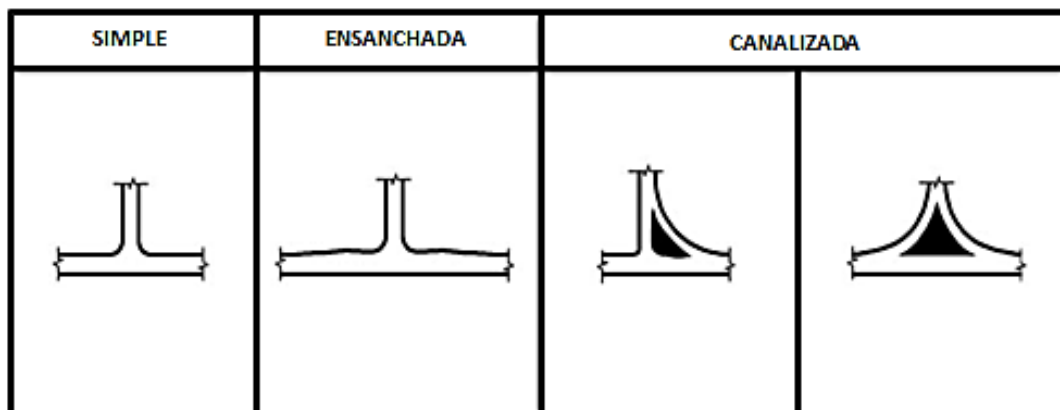
Cualquiera de los dos tipos de intersecciones que pueden ser de tres, cuatro o más ramales.

Tipos Básicos de Intersecciones en Carretera.

- De tres ramales son aquellos que tienen la conexión terminal de la carretera secundaria con otra primaria y que recibe los flujos de la primera. Esta relación se manifiesta por la continuación de la carretera primaria en su dirección y por sus flujos mayoritarios.
- La intersección que es un empalme de tipo "T", cuando el ángulo que forman la carretera secundaria sobre la primaria es un ángulo de 65°.

En la Figura 3.2.3-1 Empalme en T de Tres Ramales, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A) se muestran los tipos de empalme en T de tres ramales.

Figura 3.2.3-1 Empalme en T de Tres Ramales

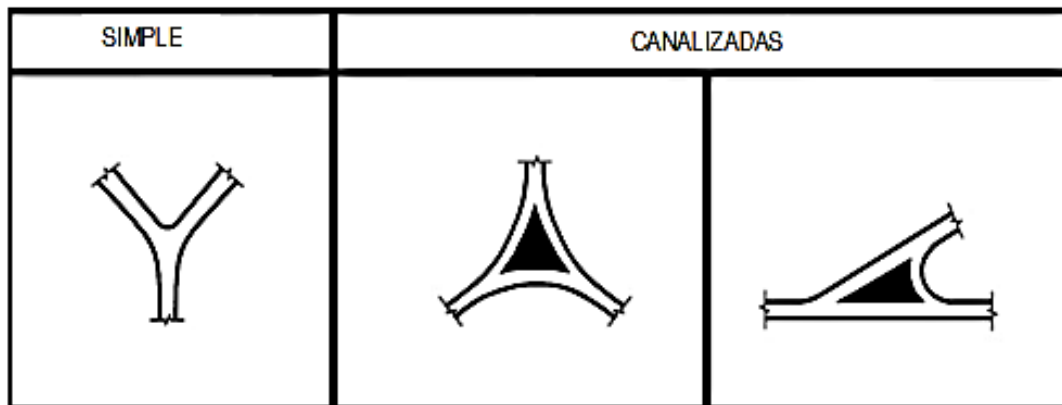


Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A)

- La intersección de tipo de empalme "Y ", se forman cuando ambas carreteras se producen a la vez.

En la Figura 3.2.3-2 Empalme en Y de Tres Ramales, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A) se muestran los tipos de empalme en Y de tres ramales.

Figura 3.2.3-2 Empalme en Y de Tres Ramales

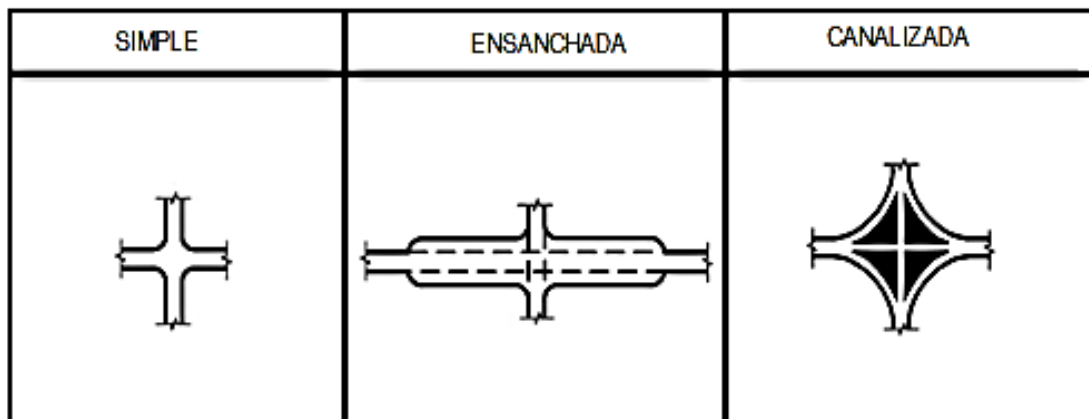


Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A)

- Para las intersecciones de cuatro ramales también se puede distinguir por lo general una vía primaria, con demanda, y otra secundaria que está subordinada a la primaria y cuyo flujo vehicular es menor al presentar mayores virajes hacia y desde la vía principal. Si los flujos son de similares en ambas vías y se tiene virajes a la izquierda relativamente equilibrados una mejor solución es el tener rotondas, este tipo de intersecciones en estos casos funcionan de mejor manera que las intersecciones francas mejorando la capacidad de la vía.

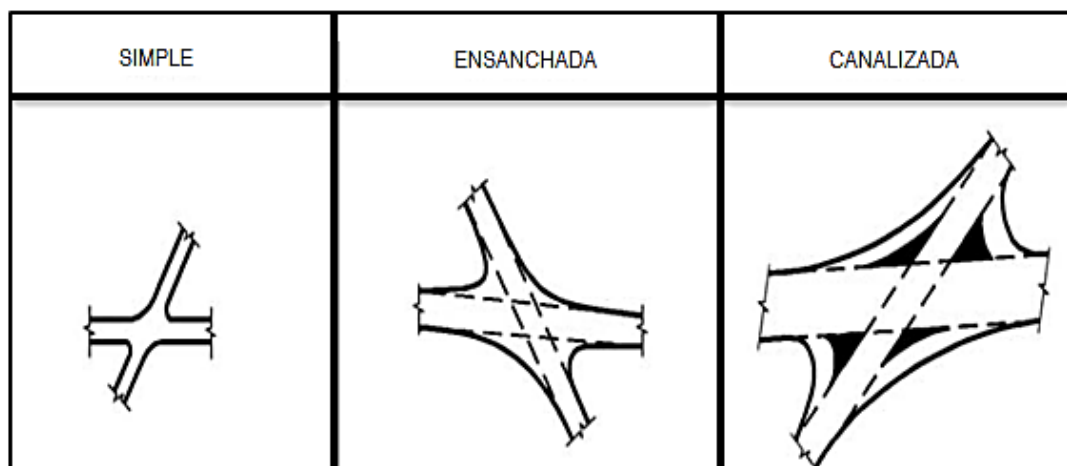
En este caso se encuentran aquellas que forman un esviaje de 35° se la llama cruz "+" como se indica en la Figura 3.2.3-3 Intersecciones en + de Cuadro Ramales (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A) o de lo contrario se llaman intersecciones "X" como se indica en la Figura 3.2.3-4 Intersecciones en X de Cuadro Ramales. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A)

Figura 3.2.3-3 Intersecciones en + de Cuadro Ramales



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A)

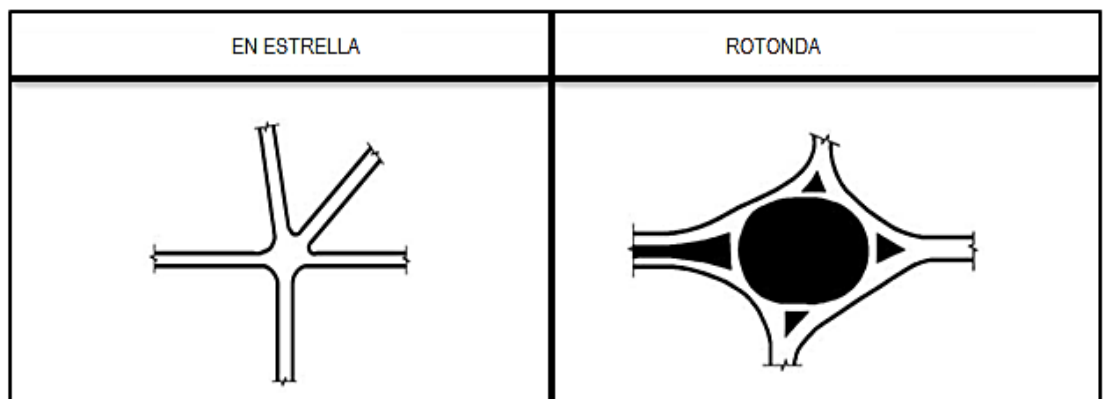
Figura 3.2.3-4 Intersecciones en X de Cuadro Ramales



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A)

- Las intersecciones que son de más de cuatro ramales deben evitarse al igual que los cruces que sean fuertemente esviados. En la Figura 3.2.3-5 Intersecciones en más de Cuatro Ramales, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A) se indica las soluciones para mejorar este tipo de intersecciones.

Figura 3.2.3-5 Intersecciones en más de Cuatro Ramales



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A)

TIPOS DE INTERSECCIONES FRANCAS

Intersecciones No Canalizadas, Simples.

Este tipo de intersecciones se utilizan como mínimo recurso utilizable en una intersección de carreteras de dos o más pistas es de completa pavimentación y su superficie de cruzamiento es decir debe estar pavimentada los accesos a la intersección y de los redondeles de las esquinas cumpliendo con los radios mínimos que facilitan el giro de los vehículos dependiendo del que se haya elegido para el diseño.

La pendiente de la superficie del cruzamiento deberá ser uniforme. No se podrá introducir cambios de pendiente en la zona de cruzamiento, ya que esto genera dificultad en las maniobras de los conductores en momentos críticos. Para ello se debe tener las pendientes transversales y bombeos de la carretera primaria con las pendientes de la secundaria. Los

parámetros que se deben cumplir para el drenaje superficial condicionan el diseño en elevación de estas intersecciones.

Los anchos normales del pavimento en los caminos se mantienen, en zonas de giro se puede agregar si fuere necesario. Este tipo de intersección es recomendada para caminos locales de poca importancia, se pueden adoptar también en caminos de dos pistas de bajo tránsito en zonas rurales. Si la demanda de tránsito es algo mayor también se puede usar en zonas urbanas y suburbanas.

Este tipo de diseños deben mantener ángulos de entrecruzamiento de 60° a 120°.

Ensanches en la Sección de Accesos al Cruce.

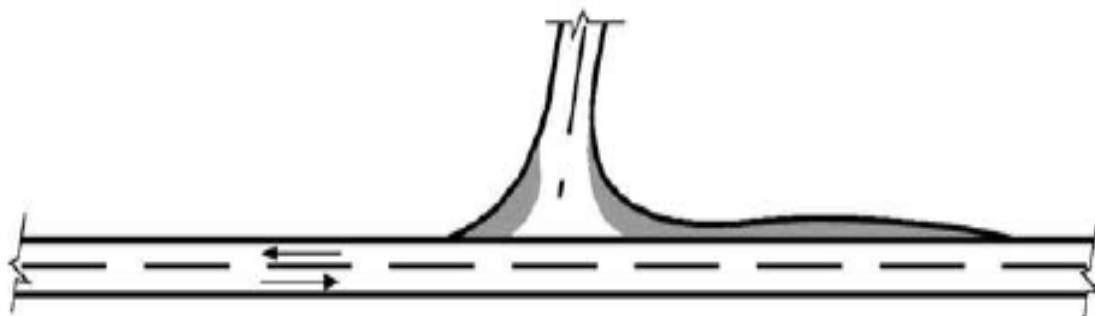
Cuando las velocidades de diseño son elevadas o si el número de movimientos de giro puedan crear problemas en tránsito directamente y a su vez no exista espacio o presupuesto suficiente para realizar una canalización de la intersección, se realiza un ensanche de los caminos en la zona de cruzamiento. Con este dispositivo se aumentara la capacidad de cruce además de separar los puntos de conflicto que existieren. También permite crear zonas de protección para los vehículos de maniobras más lentas con esto facilita el flujo vehicular directo.

No se puede especificar las demandas que justifican estas inversiones puesto que parten de la modelación de cada caso y los beneficios dependerán de la cuantía y la distribución de los flujos conflictivos.

Existen tres casos en este tipo de recursos:

- i) El volumen de giros a la derecha la carretera principal a la cual le empalma y de viceversa sean considerables y aquellos movimientos de giro a la izquierda no sean conflictivos se dispone una pista de deceleración en la llegada al empalme con la longitud calculada según las en las Tablas y como se muestra en la Figura 3.2.3-6 Ensanche mediante pista adyacente al mismo lado del camino interceptado. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.302 A)

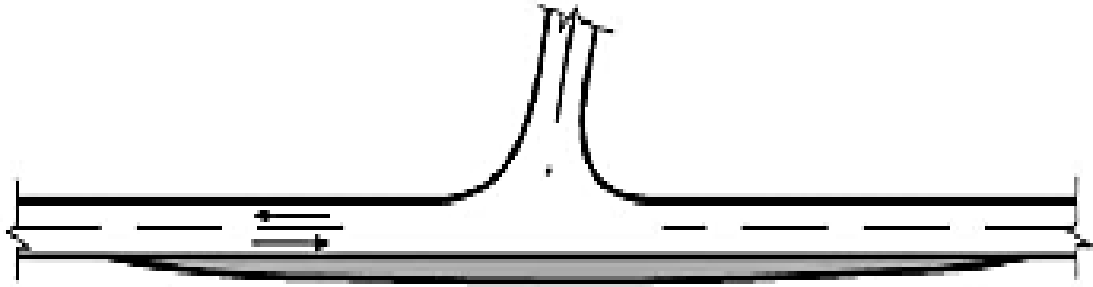
Figura 3.2.3-6 Ensanche mediante pista adyacente al mismo lado del camino interceptado



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.2 A)

- ii) Los movimientos que se realicen de giro a la izquierda desde el camino principal presentan un volumen importante y los giros hacia la derecha desde el camino principal se desprecian como se muestra en la Figura 3.2.3-7 Ensanche mediante pista adyacente al mismo lado del camino interceptado (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.302 A), se realiza una pista auxiliar en el camino principal, que esta opuesto al camino interceptado. Esta pista permitirá que los vehículos continúan directamente por el camino principal, puedan proseguir sin interferencias con los vehículos que esperan girar a la izquierda con el camino que empalma.

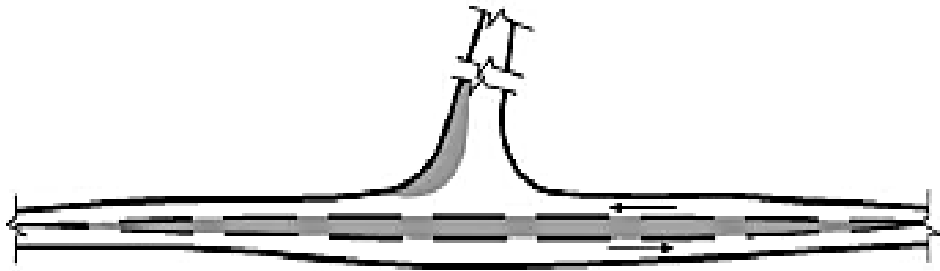
Figura 3.2.3-7 Ensanche mediante pista adyacente al mismo lado del camino interceptado



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.302 A)

- iii) Los movimientos que se realizan de giro izquierdo desde el camino principal representaran un volumen importante y los que se realicen en el camino interceptado hacia la izquierda también son importantes, además tiene una pista auxiliar de ensanche al centro, por medio de una separación de las pistas directas. Como se indica en la Figura 3.2.3-8 Solución de ensanche con pista intermedia y ensanche en el camino interceptado. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.302 A)

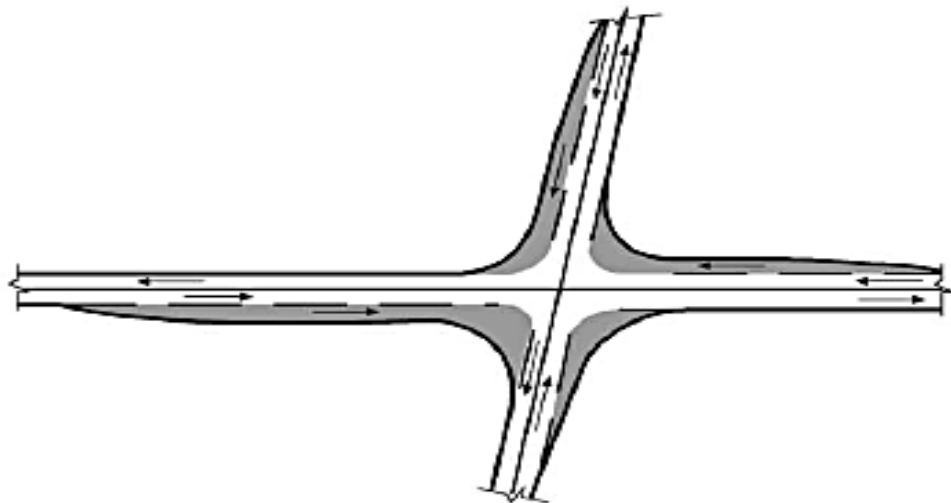
Figura 3.2.3-8 Solución de ensanche con pista intermedia y ensanche en el camino interceptado



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.302 A)

- iv) Cuando existe la justificación del volumen de movimientos de giro, se ensanchara los accesos a la intersección como se indica en la Figura 3.2.3-9 Ensanches Laterales en ambos caminos (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.302 A), generando a la intersección capacidad adicional tanto para los movimientos de giro y al tránsito directo.

Figura 3.2.3-9 Ensanches Laterales en ambos caminos



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.403.302 A)

Una de las formas para aumentar la seguridad de las zonas de cruzamiento de una intersección ensanchada no canaliza, es mediante el uso de pintura en el pavimento, teniendo un efecto similar al que tendrán las islas, al igual de proveer una zona protegida para los virajes a la izquierda en el acceso mismo al cruce.

Para la demarcación del pavimento esto debe desarrollarse gradualmente con su vértice en el comienzo del ensanche, y con un ancho en su punto que no deberá superar los 4 metros. Además este debe permitir pistas con un ancho libre de al menos 1 metros superior a las pistas de la carretera en sección normal de aproximación.

Esta opción es recomendada en intersecciones de carreteras de 2 pistas, con alta velocidad de Diseño, en zonas rurales que no son frecuentes las intersecciones además de que los cruces a la izquierda son peligrosos.

Intersecciones Canalizadas

Las intersecciones que poseen una gran superficie pavimentada en las cuales tienen radios de giros amplios, un esviaje fuerte, permitiendo movimientos peligrosos además de crear confusión en los conductores. En estos casos es difícil el control de las maniobras de cruzamiento o intercambio. Los peatones cruzan largas zonas sin protección. Este tipo de soluciones no son económicas debido a que se debe pavimentar grandes superficies que no se utilizan.

Para poder reducir en intensidad y en extensión utilizando diseños que incluyan islas que restrinja la circulación de los vehículos a las trayectorias más apropiadas que estén dentro de la zona de cruzamiento. Entonces para que una intersección esté canalizada las corrientes de tránsito que en ellas circulen estén independizadas en trayectorias convenientes, por medio del empleo de islas.

3.2.4 DISEÑO GEOMÉTRICO DE UNA INTERSECCIÓN

ASPECTOS BÁSICOS DEL TRAZADO

Se debe buscar la solución más simple y su vez segura en el momento de determinar una intersección utilizando los dispositivos que se permiten en el diseño como son ensanches, islas, pistas auxiliares, bermas, etc. Para evitar maniobras difíciles o peligrosas, no se impondrá recorridos innecesarios además debe ser fácilmente señalizarle el lugar de implantación, para llegar a dicho diseño se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Los movimientos más importantes deben estar por encima de los secundarios, obligando a limitar los movimientos secundarios mediante los dispositivos adecuados como es la reducción de anchura de vías, introducción de curvas de radios pequeños en ocasiones lo más factible será eliminarlos totalmente.
- Es necesario disminuir las áreas de conflicto ya que las grandes superficies pavimentadas generan movimientos extraños tanto de los vehículos y de los peatones, incrementando el riesgo de accidentes y disminuyendo la capacidad de las intersecciones.

- Es mejor realizar intersecciones de ángulo recto, las áreas de conflicto son mínimas, disminuyen posibles accidentes. Esto facilita las maniobras a los conductores que cruzan, ya que pueden juzgar las condiciones de las posiciones relativas de los demás vehículos.
- Por medio de canalizaciones adecuadas se pueden separar puntos de conflictos que se encuentren en una intersección.
- Para intersecciones que cuenten con una intensidad horaria de 25 o más vehículos de determinado movimiento, es conveniente dotar de una vía de sentido único con pistas de aceleración y desaceleración si este lo necesitare.
- Mediante la canalización también podemos controlar la velocidad de los flujos que estarán en la intersección con curvas de radio adecuados a la calzada, evitando los adelantamientos en las áreas de conflicto.
- Con la realización de canalizaciones se evita la realización de giros en puntos no convenientes. El empleo de las islas que hace físicamente imposible la realización de dichos giros. Adicionalmente, se incrementa la seguridad si se disponen de islas con soleras en vez de tener canalizaciones solamente pintadas en el pavimento.
- La instalación de islas en la calzada generan una zona protegida a los vehículos para que puedan esperar una oportunidad de paso. Al mismo tiempo, los vehículos pueden utilizarlas cuando necesitan cruzar varias pistas de circulación, haciéndolo por etapas sucesivas, sin tener que esperar una interrupción simultánea del tránsito en las vías.
- La velocidad de los vehículos que ingresan a la intersección debe estar limitada en función de la visibilidad del conductor, en ciertos casos puede llegar hasta la detención total del vehículo. Se toma en cuenta la distancia de parada que debe existir entre el punto en el que, el conductor pueda observar al vehículo con preferencia de paso y el punto de conflicto.

- Al realizar canalizaciones en una intersección se necesitan de espacios amplios en la calzada. Dicha situación se debe considerar al momento de otorgar autorizaciones de construcción o instalación al margen de la carretera o en nuevos proyectos de construcción.
- El éxito de una intersección está en su sencillez y claridad en la cual no deben obligar a los vehículos a realizar movimientos molestos o recorridos demasiado largos.

DISTANCIAS DE VISIBILIDAD

Uno de los parámetros más importantes es la distancia de visibilidad. Esta provee de seguridad al camino, y una operación eficiente en la intersección. El diseño debe proporcionar, en todos sus puntos, visibilidad a los conductores para realizar las maniobras necesarias para cruzar con seguridad. La mínima distancia de visibilidad que se considera segura dentro de una intersección está relacionada directamente con la velocidad de los vehículos y las distancias recorridas en tiempos normales de percepción, reacción y comportamientos de los conductores.

Visibilidad y Distancia de Parada en las Intersecciones.

El proporcionar una adecuada visibilidad y de apropiados sistemas de control puede existir una reducción en la probabilidad de que ocurran accidentes en intersecciones. La concurrencia dependerá de las habilidades y respuestas de los conductores por separado. El conductor tendrá una visión plena a todo lo largo de la intersección esta visibilidad debe tener por lo menos una longitud igual a la distancia de parada.

Triángulos de Visibilidad.

En una intersección la visibilidad necesaria para maniobrar en forma segura es aquella que permite desplazar el vehículo que accede al cruce coincidentemente con él. El triángulo de visibilidad es aquella zona libre de obstáculos que permite a los conductores acceder simultáneamente a la intersección puesto que pueden observarse unos a otros y tener la visibilidad de la intersección a una distancia tal que sea posible evitar conflictos.

Triángulo Mínimo de Visibilidad.

El área mínima de visibilidad se considera segura cuando la zona triangular que tiene como lado sobre la calzada una longitud igual a la distancia de parada. Esta distancia sirve para que el conductor pueda acceder, desacelerar o detenerse en cada intersección. Se debe tomar en cuenta la relación espacio- tiempo- velocidad, en donde el triángulo de visibilidad que se requiere debe estar libre de obstáculos permitiendo las modificaciones de las velocidades. El diseño de la intersección se deberá proveer de visibilidad adecuada para cualquiera de las maniobras que se puedan realizar. Las maniobras deberán ser asistidas con velocidades suficientes para evitar puntos de conflictos.

SEÑALIZACIÓN DE INTERSECCIONES.

Todas las intersecciones deben estar convenientemente reguladas mediante señales ya sean estas Informativas o preventivas. En toda intersección a nivel, en la que al menos uno de los caminos es pavimentado, debe prevalecer la importancia de un camino sobre el otro y por lo cual uno de ellos deberá enfrentar un Pare o Ceda el Paso.

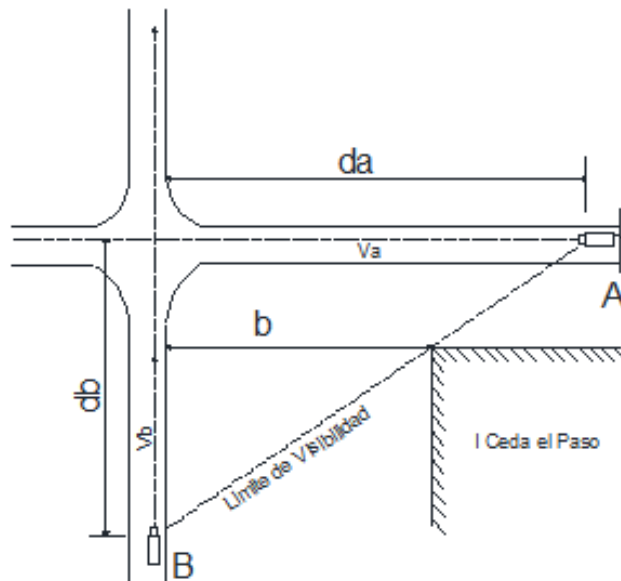
Parámetros para seleccionar los Signos Pare o Ceda el Paso.

- i) Cuando exista un triángulo de visibilidad adecuado a las velocidades de diseño de los 2 caminos y que no exista prioridad de flujo en ninguno de los caminos que forman la intersección colocaremos el signo Ceda el Paso.
- ii) Cuando el triángulo de visibilidad no contemple el mínimo de los requerimientos para la velocidad de aproximación al cruce o el flujo de tránsito aconseje otorgar prioridad absoluta al mayor de ellos, para estos se utilizara el signo "PARE".
- iii) Cuando las intensidades de tránsito en ambos caminos son superiores a las aceptables para regulación por signos de Pare o Ceda el Paso se deberá recurrir a un estudio técnico económico que se analice las posibilidades de separar niveles. Se aceptara el uso de semáforos solo como solución provisoria o inevitable.

Caso I

Intersección regulada por el signo de "Ceda el Paso", las distancias de seguridad dependerán principalmente de la Velocidad de Proyecto las cuales se indican en las Tabla 3.2.4-1 Distancia de parada en intersecciones. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.2) Si encontramos que en alguna carretera existen pendientes longitudinales mayores al 2%, estas distancias deben corregirse.

Figura 3.2.4-1 Caso I



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.203 A)

Si el triángulo de visibilidad no cumple con las exigencias impuestas por las velocidades de proyecto de los caminos y las características del tránsito no justifiquen una señal de "Pare", se ajustará la velocidad de la carretera a una de menor importancia llamada Velocidad Crítica.

La Velocidad Crítica de la vía secundaria dependerá de la velocidad de diseño y su distancia de visibilidad. La velocidad crítica de la carretera B a la velocidad única tal que la distancia d_b corresponde a la distancia de parada. Obtenido de la velocidad de diseño corresponde a la velocidad crítica.

Tabla 3.2.4-1 Distancia de parada en intersecciones

Velocidad de Proyecto (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Distancia de Parada	25	38	52	70	90	115	145	175	210	250

(m)										
-----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.2)

Para calcular la velocidad V_b se debe conocer que esta está en función de la velocidad de diseño de la carretera A (V_a) las distancias son a y b respectivamente es así como si conocemos V_a se conoce la distancia mínima de parada d_a .

Caso II

En este caso, los vehículos de una carretera que acceden al cruce deben detenerse por señalización, como se puede observar en la Figura 3.2.4-3 Caso II (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.203 A). La distancia de visibilidad en la carretera de preferencia debe ser mayor al producto de su velocidad de diseño por el tiempo total necesario para que el vehículo detenido se ponga en marcha y complete la operación de cruce, la distancia requerida puede expresarse de la siguiente manera:

Ecuación 3.2.4-1

$$D = 0.275 \times V \times (t + t_a)$$

En donde:

D= Distancia de visibilidad en la carretera principal (m).

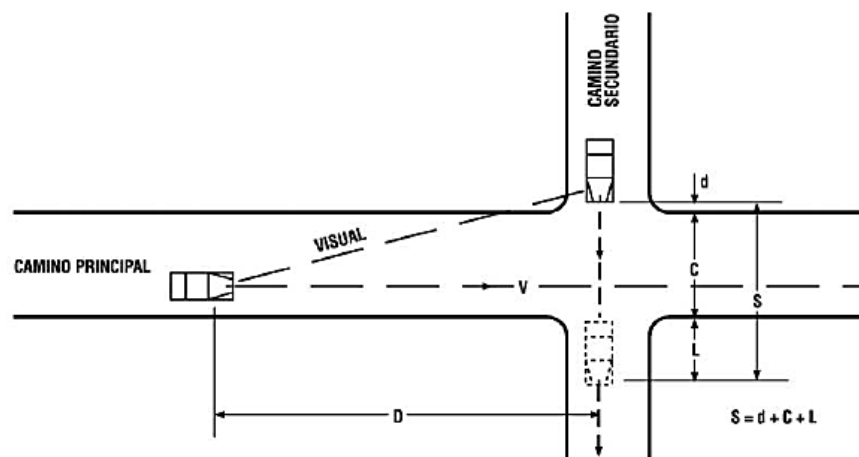
V= Velocidad de diseño de la carretera principal (Km/h).

$t =$ Tiempo de percepción más el tiempo de arranque (seg).

$t_a =$ Tiempo requerido para acelerar y despejar la carretera principal (seg), está dado en la Tabla 3.2.4-2 Tiempo (t_a) para Cruzar Carreteras (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.2).

Las distancias totales de cruce se forman por adición de tres distancias parciales mediadas en metros de acuerdo a la siguiente expresión. A su vez se observa en la Figura 3.2.4-2 Distancia total de Cruzamiento (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.205(2).A).

Figura 3.2.4-2 Distancia total de Cruzamiento



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.205(2).A)

Ecuación 3.2.4-2

$$S = d + C + L$$

En donde:

S= Distancia total de cruzamiento.

d= Distancia de vehículo detenido hasta el borde de la calzada de la vía que se cruza, generalmente se acepta el valor de 3m.

C= Ancho de la calzada medida según la trayectoria del vehículo que cruza.

L= Largo del vehículo que cruza.

Vehicula Liviano = 5.80 m.

Bus Interurbano = 13.20m.

Vehículos Articulado:

VA1= 18.60m.

VA2 = 22.40m.

La distancia de visibilidad:

Ecuación 3.2.4-3

$$D = 0.275 \times V \times (t + t_a)$$

En el caso de que la carretera a cruzar tenga 2 calzadas separadas se podrán representar 2 situaciones:

- La primera en la cual la mediana tenga un ancho mayor al largo del vehículo tipo, cuando sucede esto se debe considerar que el cruce se realiza en dos etapas.
- La mediana tenga un ancho inferior al largo del vehículo, se debe incluir como parte del termino C del ancho correspondiente a la mediana.
- En el caso de que la visibilidad a lo largo de la carretera preferencial sea inferior a la mínima calculada, debe regularse la velocidad de los vehículos hasta conseguir la distancia D más segura.

Tabla 3.2.4-2 Tiempo (ta) para Cruzar Carreteras

Vehículo Tipo	Distancia S (m)						
	15	20	25	30	35	40	45
	ta para cruzar y recorrer S						
V. Liviano	5,0	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5
Camión	-	7,5	8,5	9,0	10,0	11,0	12,0
V. Articulado	-	-	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.2)

Figura 3.2.4-3 Caso II

Vehículo Tipo	Inclinación de la Rasante de la Carretera Secundaria en el Cruce (%)				
	-4	-2	0	+2	+4
	Factor de Corrección				
L	0,7	0,9	1	1,1	1,3
C	0,8	0,9	1	1,1	1,3
VA1	0,8	0,9	1	1,2	1,7

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.2)

TRAZADO EN PLANTA DE LAS VÍAS DE LA INTERSECCIÓN

Cuando la intersección no sea muy importante y su tránsito sea bajo o sus costos de ejecución sean superiores a los beneficios sociales de la inversión, el diseño de dicha intersección serán los mínimos admisibles de acuerdo al radio mínimo de giro del vehículo tipo. Se asume que este estará circulando a una velocidad de 15 km/h o menores. En caso contrario si la intersección es de gran importancia en la cual los beneficios sociales sean superiores a los costos de ejecución el diseño estará sujeto a la velocidad de operación.

Trazados mínimos absolutos de bordes en Giro sin canalización.

Los diseños de trazados mínimos se utilizan siempre y cuando el espacio que se disponga para la intersección sea muy reducido o a su vez los movimientos de giro son de muy poca importancia.

Los diseños para los bordes en los giros se recomiendan en las en las tablas están dadas por "A Policy on Geometric Design of Highways an Streets" (AASHTO; USA, 1994).

Los radios mínimos que se indican están referidos al borde interior del pavimento en la curva y diseñados para las condiciones de:

Velocidad de Giro hasta 15 km/h.

En la Tabla 3.2.4-4 Trazados Mínimos del Borde Interior de la Calzada en Intersecciones No Canalizadas Curva Simple – ($V_p \leq$ km/h) (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3). Se recomienda el uso de curvas simples de un único radio para ángulos de giros pequeños y vehículos menores.

Mientras los ángulos de giro crecen y el vehículo de diseño es más grande, los trazos mínimos se hacen curvas circulares también simples pero con retranqueos y cuñas para mejorar las condiciones de los giros y disminuir la superficie pavimentada, esto se puede observar en la Tabla 3.2.4-5 Trazados Mínimos del Borde Interior de la Calzada en Intersecciones No Canalizadas Curvas Compuestas – ($V_p \leq$ 15 km/h) (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Tabla 3.2.4-4 Trazados Mínimos del Borde Interior de la Calzada en Intersecciones No Canalizadas Curva Simple – ($V_p \leq$ km/h)

Vehículo Tipo	Angulo de Giro (g)	Radio Curva Simple (m)	Radio de Curva Simple con Cuña		
			Radio (m)	Retranqueo (m)	Cuña (mm)
L	35	18,0	-	-	-
C		35,0	-	-	-
VA1		85,0	-	-	-
VA2		115,0	67,0	1,0	15:1
L	50	15,0	-	-	-
C		25,0	-	-	-
VA1		60,0	40,0	0,9	15:1
VA2		76,0	43,0	1,3	15:1
L	65	12,0	-	-	-
C		18,0	-	-	-
VA1		48,0	35,0	1,1	15:1
VA2		60,0	43,0	1,3	15:1
L	85	10,0	8,0	0,6	10:1
C		17,0	15,0	0,6	10:1
VA1		-	30,0	1,1	15:1
VA2		-	43,0	1,3	20:1
L	100	9,0	6,0	0,8	10:1
C		15,0	13,0	0,6	10:1
VA1		-	27,0	1,2	20:1
VA2		-	36,0	1,3	30:1

L		-	6,0	0,8	8:1
C		-	12,0	1,0	10:1
VA1	115	-	26,0	1,2	15:1
VA2		-	35,0	1,0	20:1
L		-	6,0	0,6	10:1
C		-	10,0	1,0	10:1
VA1	135	-	22,0	1,4	20:1
VA2		-	31,0	1,6	25:1
L		-	6,0	0,5	15:1
C		-	10,0	1,2	8:1
VA1	150	-	18,0	1,7	15:1
VA2		-	25,0	1,6	20:1
L		-	6,0	0,6	10:1
C		-	10,0	1,2	8:1
VA1	165	-	15,0	2,6	8:1
VA2		-	19,0	3,1	10:1
L		-	5,0	0,2	20:1
C		-	10,0	0,5	10:1
VA1	200	-	12,5	3,0	10:1
VA2		-	16,0	4,2	10:1

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Tabla 3.2.4-5 Trazados Mínimos del Borde Interior de la Calzada en Intersecciones No Canalizadas Curvas Compuestas – ($V_p \leq 15$ km/h)

Vehículo Tipo	Angulo de Giro (g)	Curva Compuesta de Tres Centros (Simetría)		Curva Compuesta de Tres Centros (Asimetría)	
		Radio (m)	Retranqueo (m)	Radio (m)	Retranqueo (m)
L	35	-	-	-	-
C		-	-	-	-
VA1		-	-	-	-
VA2		140-50-140	1,2	90-50-165	0,6-1,4
L	50	-	-	-	-
C		-	-	-	-
VA1		100-50-100	0,8	-	-
VA2		140-50-140	1,2	75-38-180	0,3-1,8
L	65	-	-	-	-
C		-	-	-	-
VA1		90-26-90	3,1	45-25-75	1,8-2,8
VA2		120-30-120	2,4	75-38-180	0,3-1,8
L	85	30-8-30	0,6	-	-
C		35-15-35	0,6	-	-
VA1		90-20-90	3,2	45-22-120	1,0-3,3
VA2		125-22,5-125	3,0	60-25-180	0,3-3,0
L	100	30-6-30	0,8	-	-
C		36-15-36	0,6	-	-
VA1		90-20-9	2,5	42-16-85	1,3-3,0
VA2		130-20-13	3,0	60-20-180	0,3-3,4

L		30-6-30	0,8	-	-
C		30-10-30	1,0	-	-
VA1	115	105-16-105	3,5	35-14-115	0,9-0,3
VA2		165-14-165	4,0	60-18-180	0,3-3,4
L		30-6-30	0,6	-	-
C		30-10-30	1,0	-	-
VA1	135	105-16-105	2,8	35-14-125	1,5-4,3
VA2		165-14-165	4,6	60-17,5-180	0,6-3,8
L		30-6-30	0,5	-	-
C		30-10-30	1,2	-	-
VA1	150	115-15-115	3,2	35-14-125	1,5-4,3
VA2		165-14-165	5,0	60-17,5-180	0,6-3,8
L		22,5-6-22,5	0,6	-	-
C		30-10-30	1,2	-	-
VA1	165	100-15-100	3,3	40-14-115	1,7-3,6
VA2		165-14-165	5,8	6-17-180	2,0-5,0
L		15-4,5-15	0,2	-	-
C		3-10-30	0,5	-	-
VA1	200	140-10-140	4,5	30-12-165	3,2-4,2
VA2		1180-14-180	6,2	30-17-120	1,8-4,6

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

En caminos de importancia es justificado se pueden utilizar los trazados mínimos como los que se indican en las tablas, siempre que se dispongan de pistas de deceleraciones y aceleraciones. En el caso de calzadas unidireccionales se debe disponer de un carril de giro

para cambiar velocidad, que permite el ramal de giro, sin disminuir la capacidad de la vía principal o sucedan situaciones de peligro.

Para la elección de los trazados mínimos están ligadas al tipo y tamaño de los vehículos que van a girar además de otorgarse los mínimos para sus maniobras y de otros factores como:

- Tipo de naturaleza y la ubicación de los caminos que se cruzan y de las demandas respectivas.
- El número y la frecuencia con que los vehículos de gran tamaño realizan movimientos de giro analizándolas el efecto que estas maniobras producen en los demás flujos.

El uso de diseños de los mínimos trazos para los movimientos de giros es frecuentemente en áreas rurales, en especial cuando la velocidad o la frecuencia de los giros son bajas. En el caso de que los giros hacia la derecha bajos, podemos prescindir de pistas especiales para deceleración y giro. Pero donde estos superen los 25 veh/h, se deberá disponer de un carril exclusivo para su giro.

Trazados mínimos absolutos de curvas en intersecciones canalizadas – ramales $V_p \leq 15$ km.

Para permitir velocidades mayores que los 15 km/h se debe aumentar los radios mínimos en los bordes de giro. Por lo tanto, se aumentará el problema de visibilidad de los

dispositivos para los conductores y los costos de pavimentación. La zona de intersección será de mayor tamaño, en función de que los ángulos de giro se agudicen y que el vehículo tipo sea de mayor envergadura.

Una forma de resolver dichas situaciones es el uso de islas de canalización, puesto que separan los movimientos de giro de mayor importancia y llevarlos hacia ramales independientes. Los elementos básicos para el trazado de ramales de giros canalizados son:

- Alineación de borde de giro.
- El ancho de la pista de giro con una holgura de 0.60m respecto de los borde.
- El tamaño mínimo aceptable para la isla de canalización. 4.5 m².

En la Tabla 3.2.4-6 Trazos Mínimos Absolutos del Borde Interior de Ramales de Giro en Intersecciones Canalizadas – $V_p \leq 15$ km/h (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3), se encuentran los valores cuando se usan giros mínimos canalizados. Cada una de las superficies han sido calculadas y redondeadas para dichos valores, dejando como mínimo 0.60 metros entre sus bordes de pavimento. En caso de ser necesario, en diseños mayores a los mínimos se deberá analizar cada situación de acuerdo con la disponibilidad del espacio además de la importancia de los giros en la intersección.

Tabla 3.2.4-6 Trazos Mínimos Absolutos del Borde Interior de Ramales de Giro en Intersecciones Canalizadas – $V_p \leq 15$ km/h

Vehículo Tipo	Angulo de giro (g)	Curva Compuesta de tres centros (Simétrica)		Ancho del Ramal (m)	Tamaño aproximado de la Isla (m ²)
		Radios (m)	Retranqueo (m)		
L	85	45 - 23,0 - 45	1,00	4,20	5,50
C		45 - 23,0 - 45	1,50	5,40	5,00
VA1		55 - 28,0 - 55	1,00	6,00	5,00
L	100	45 - 15,0 - 45	1,00	4,20	5,00
C		45 - 15,0 - 45	1,50	5,40	7,50
VA1		55 - 20,0 - 55	2,00	6,00	11,50
L	115	36 - 12,0 - 36	0,60	4,50	6,50
C		30 - 11,0 - 30	1,50	6,60	5,00
VA1		55 - 14,0 - 55	2,40	9,00	5,50
L	130	30 - 9,0 - 30	0,80	4,80	11,00
C		30 - 9,0 - 30	1,50	7,20	8,50
VA1		55 - 12,0 - 55	2,50	10,20	20,00
L	150	30 - 9,0 - 30	0,80	4,80	43,00
C		30 - 9,0 - 30	1,50	7,80	35,00
VA1		48 - 11,0 - 48	2,70	10,50	60,00
L	165	30 - 9,0 - 30	0,80	4,80	130,00
C		30 - 9,0 - 30	2,00	9,00	110,00
VA1		48 - 11,0 - 48	2,10	11,40	160,00

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Ramales de Intersección para $25 \leq V_p \leq 65$ Km/h.

Una intersección es un dispositivo vial singular claramente señalizado en el cual el conductor accederá en forma consciente y en especial estado de atención. Con esto al recorrer los elementos curvos a una velocidad que comúnmente se utiliza en curvas de igual radio en arcos de carreteras o campos abiertos.

El diseño de curvas de intersección para $25 \leq V_p \leq 65$ Km/h se deben utilizar coeficientes de fricción lateral algo mayores que las usadas en caminos y carreteras. Estos encontramos en la Tabla 3.2.4-7 Radios Mínimos Absolutos en Intersecciones Canalizadas para $25 \leq V_p \leq 65$

km/h (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3). En esta tabla se muestran los valores de los radios mínimos absolutos para intersecciones canalizadas con velocidades de diseño de 25 y 65 Km/h, para peraltes de 0% y 8%, cada uno de estos valores han sido calculados mediante la expresión de la ecuación 3.2.4-5.

Tabla 3.2.4-7 Radios Mínimos Absolutos en Intersecciones Canalizadas para $25 \leq V_p \leq 65$ km/h

Vp (km/h)	25	30	35	40	45	50	55	60	65
t _{máx} (%)	31,0	28,0	25,0	23,0	21,0	19,0	18,0	17,0	16,0
R _{min} (m) p= 0% ⁽¹⁾	15	25	40	55	75	100	130	170	210
R _{min} (m) p= 8%	15 ⁽²⁾	20	30	40	55	75	90	120	140

(1) p =0% sólo en casos restricciones en alzado insalvables

(2) Radio mínimo < 15 m es inaceptable en intersecciones canalizadas, salvo en curvas de tres centros

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Ecuación 3.2.4-4

$$R_{min} = \frac{V^2}{127 \times (t + p)}$$

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Curvas de Enlace y Curvas Compuestas en Intersecciones.

Al acceder a un ramal de la intersección desde una vía cuya velocidad de diseño es de 30 o más Km/h de diferencia, el aumento brusco de la fuerza centrífuga al pasar de la alineación amplia a la curva del ramal, se debe intercalar curvas de enlace que puedan ser de preferencia clotoides o curvas de radio mayor. A continuación vamos a describir cada una de las curvas que podrán ser adoptadas para este fin

Uso de Clotoides

Se usan intercaladas entre la alineación recta y la curva circular, o como espirales intermedias entre curvas circulares de radios uy distintos. Para el cálculo del lardo de la clotoide, se usa la condición de que la variación de la velocidad de aceleración transversal es norma "J" se tomará en el orden de 0.4 y 0.5 m/seg³, para calcular el R_{min} :

$$J= 1.22 \text{ m/seg}^3 \rightarrow V= 30 \text{ Km/h.}$$

$$J=0.95 \text{ m/seg}^3 \rightarrow V= 60 \text{ Km/h.}$$

Se utiliza la expresión para el cálculo de la longitud de la clotoide:

Ecuación 3.2.4-5

$$L = \frac{0.02144 \times V_p^3}{R \times J}$$

En donde:

V_p = Velocidad de proyecto en Km/h.

R= Radio de la curva circular en m.

J= Tasa de Distribución de Aceleración Transversal.

Fuente: (Washington State Department of Transportation , n.d.)

Curvas Compuestas

Para el uso de dos curvas se debe cuidar que la relación de sus radios, estos no deben ser más del doble. Para no tener un punto de discontinuidad demasiado evidente y que no cumpla con el propósito. El desarrollo de la curva debe cumplir con los mínimos que se indican en la Tabla 3.2.4-8 Valores Mínimos de A en Función de V_p y J para Radios en el Orden de los Mínimos Absolutos. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3). Estos valores están calculados de manera que la resultante de desaceleración máxima de 5 Km/h/s o 3 Km/h/s para pasar de la velocidad de proyecto de la curva de mayor radio a la de menor radio.

Tabla 3.2.4-8 Valores Mínimos de A en Función de V_p y J para Radios en el Orden de los Mínimos Absolutos

Vp (km/h)	30	35	40	45	50	55	60
Radio (m)	25	35	45	60	75	90	120
J (m/seg ³)	1,22	1,18	1,14	1,10	1,05	1,00	0,95
L (m)	18,98	22,26	26,75	29,60	34,04	39,64	40,63
A (m) (\sqrt{RL})	21,7	28,0	34,7	42,1	50,5	59,7	69,8
A mínimo adoptado	20	30	35	40	50	60	70

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Combinación de más de 2 Curvas.

Cuando el diseño obliga a tener curvas iniciales de radios que no permiten tener una relación de 2 o menos con el arco que limita el ramal, se debe utilizar una tercera curva circular de radio intermedio que cumpla la relación establecida o a su vez una clotoide que enlace a ambas curvas.

Para encontrar la clotoide que se debe usar se calcula haciendo la diferencia de valores recíprocos de los radios de las curvas a enlazar y se despeja el radio de una curva que luego se interpolará en la Tabla 3.2.4-9 Valores Mínimos de A en Función de Vp y J para Radios en el Orden de los Mínimos Absolutos (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3) en donde encontramos los parámetros para el desarrollo de la clotoide.

Tabla 3.2.4-9 Valores Mínimos de A en Función de Vp y J para Radios en el Orden de los Mínimos Absolutos.

Radio Mayor (m)	30	45	60	75	90	120	150 o más
Desarrollo Mínimo (5 km/h/s)	12	15	18	24	30	36	42
Desarrollo Deseable (3 km/h/s)	18	21	27	36	42	54	60

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Anchos de Calzadas en Ramales de Giro.

Estos están dados por el volumen y composición de tránsito que circula además del radio de giro. Se han tomado varios parámetros para su diseño como por ejemplo:

- Trayectorias mínimas de los vehículos tipo.
- Distancia libres a los bordes de pavimento y otros vehículos.
- Sobreechancho por efecto de la velocidad.

Con esto se ha encontrado que los anchos necesarios para vehículos tipo L o C se pueden calcular matemáticamente, mientras que para los VA se han realizado estudios experimentados o mediante el empleo de modelos o escala.

Ancho de Pavimentos en Ramales de Giro

Por Operación:

- Giros de poca Importancia.

- Caso I
- Volumen de tránsito bajo.
 - Corta Longitud.
 - Tránsito en un solo sentido.
 - No existe adelantamientos entre vehículos ni detenciones.

En estos casos se debe tener al menos uno de los bordes del pavimento y una berma para el tránsito de una posible emergencia.

- Caso II
- Bajo Volumen de Tránsito pero pueden aproximarse a la capacidad del ramal.
 - Pista en un solo sentido.
 - Es posible realizar adelantamientos entre vehículos que se encuentren detenidos por emergencia.
 - Existen espacios libres entre vehículos pero están dentro de la pista de circulación.

- Caso III
- Tránsito de uno o dos sentidos.
 - Volumen de tránsito supera la capacidad de una sola pista.

Composición de Tránsito en el ramal y el Vehículo Tipo.

- Caso A
- Predominan los vehículos L.
 - Paso eventual de caminos o buses C.

- Caso B
- Los vehículos C es mayor en un 5% pero menor al 25% del tránsito total.
 - Paso eventual de vehículos articulados.

- Caso C
- Los vehículos C son mayores al 25% del tránsito total.
 - Los vehículos articulados circulan normalmente por el ramal.

En la Tabla 3.2.4-10 Anchos del Pavimento y Bermas en Ramales, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3) se encuentran los anchos además de los radios mínimos al interior del ramal de giro, velocidades máximas.

Tabla 3.2.4-10 Anchos del Pavimento y Bermas en Ramales

R (m) (Radio Interior)	Anchos de Pavimentos en Ramales, en m para:									
	Caso I			Caso II			Caso III			
	1 pista 1 sentido sin adelantar			1 pista 1 sentido con adelantar			2 pistas 1 ó 2 sentidos			
	Características del Tránsito									
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	
15	5,40	5,40	7,00	7,00	7,50	8,70	9,30	10,50	12,60	
25	4,70	5,00	5,70	6,30	7,00	8,00	8,70	9,80	11,00	
30	4,50	4,80	5,40	6,00	6,60	7,50	8,40	9,30	10,50	
50	4,20	4,80	5,00	5,70	6,30	7,20	8,00	9,00	9,90	
75	4,00	4,70	4,80	5,60	6,20	6,80	8,00	8,60	9,20	
100	4,00	4,50	4,80	5,40	6,00	6,60	7,80	8,40	9,00	
125	4,00	4,50	4,80	5,40	6,00	6,60	7,80	8,40	8,70	
150	3,80	4,50	4,50	5,40	6,00	6,60	7,80	8,40	8,70	
>200	3,50	4,50	4,50	5,00	5,70	6,30	7,50	8,00	8,00	
Modificación de Anchos (m) por Efecto de Bermas ⁽¹⁾ y Soleras										
Bermas sin revestir		Sin modificación			Sin modificación			Sin modificación		
Solera Montable		Sin modificación			Sin modificación			Sin modificación		
Solera elevada	Un lado	Añadir 0,30			Sin modificación			Añadir 0,30		
	Dos lados	Añadir 0,50			Añadir 0,30			Añadir 0,50		
Berma revestida a uno o ambos lados		En condiciones B y C ancho en recta puede reducirse a 3,50 m si ancho de berma es 1,20 m o más			Deducir ancho de las bermas. Ancho mínimo como Caso I			Deducir 0,60 donde la berma sea de 1,20 m como mínimo		

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

En las Tabla 3.2.4-11 Vehículos que pueden Adelantar en cada uno de los Casos (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3) y Tabla 3.2.4-12 Maniobras que pueden realizar para Adelantar en cada uno de los Casos, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3) se han tomado en cuenta según los parámetros de la a qué tipo de vehículo se puede adelantar y cada una de las maniobras que se podrán realizar en los mismos adelantamientos dependiendo de los casos en que se encuentre.

Tabla 3.2.4-11 Vehículos que pueden Adelantar en cada uno de los Casos

	A	B	C
Caso I	VA1	VA1	VA2
Caso II	L - C	L - VA1	C - VA1
Caso III	C - VA1	VA1 - VA1	VA2 - VA2

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Tabla 3.2.4-12 Maniobras que pueden realizar para Adelantar en cada uno de los Casos

	A	B	C
Caso I	L	C	VA1
Caso II	L - L	L - C	C - C
Caso III	L - C	C - C	VA1 - VA1

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Para pistas de aceleración existen dos tipos de criterios los cuales son:

EEUU.- En EEUU se toma en cuenta las normas AASHTO en la que calcula sus longitudes suponiendo que el vehículo debe acelerar desde la velocidad de circulación hasta las proximidades de la velocidad de circulación de la carretera.

EUROPA.- En los países de Alemania y Suiza se toma muchos más en cuenta las circunstancias en que se ejecutan las maniobras contemplando que el conductor puede acelerar si las condiciones del flujo se lo permiten o disminuirla si percibe dificultades para ingresar a la carretera.

Por medio de lo antes expuesto se ha considerado de la siguiente manera para nuestra aplicación:

- **$V_p > 80 \text{ Km/h}$** se tomara el criterio Europeo, el cual considera velocidades de incorporación al flujo menores a las dadas por la AASHTO de esta manera se puede maniobrar más controladamente y segura, además que es un proyecto económico.
- **$V_p \leq 70 \text{ Km/h}$** este caso en muy pocas ocasiones se necesitara pista de aceleración. Son velocidades bajas por ello no necesitan dicha pista, se usan los valores dados por la AASHTO y se otorgan las seguridades necesarias para el ingreso al flujo vehicular, en el cual el conductor si no puede ingresar puede optar por la detención.

Para pistas bidireccionales no se aconsejan pistas de aceleración pues generan situaciones peligrosas.

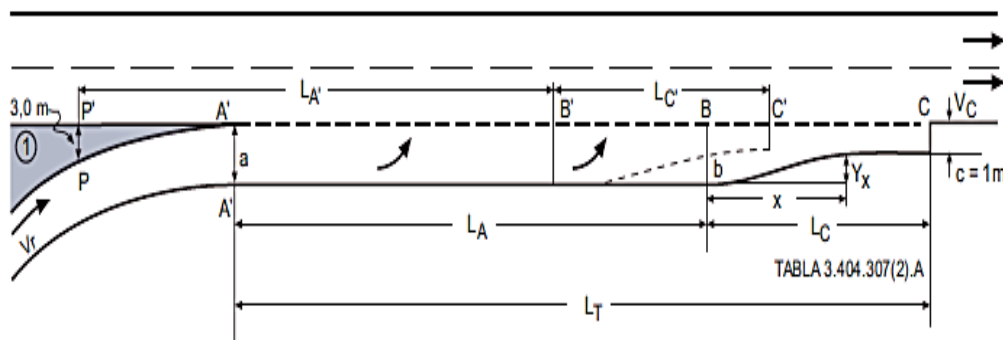
Las pistas de deceleración se proyectan en carreteras bidireccionales siendo la cantidad de vehículos que giraran en el año al inicio de operación igual o mayor a la de 25 veh/h $V_p = 60\text{Km/h}$ o más.

PISTAS DE ACELERACIÓN

Son de tipo paralelo no se deben considerar en carreteras bidireccionales. Su L_T es la suma de los largos de las zonas de aceleración además esta no debe superar nunca los 300m.

L_T es medido desde el punto de tangencia del borde izquierdo del ramal en el sentido de avance con el borde adyacente de la calzada principal punto A' en Figura 3.2.4-4 Pista de Aceleración, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(2) A) al existir una curva de transición entre el radio limitante del ramal y el punto A' entonces L_T se medirá desde el comienzo de la curva de transición y aquel punto que inicia en la pista de aceleración que no está más atrás del punto P. cada uno de los Valores de L_T se encuentran en la Tabla 3.2.4-13 Longitudes L_T y L_C de Pista de Aceleración. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Figura 3.2.4-4 Pista de Aceleración



		DISTANCIAS "X" DESDE EL PUNTO B o B' (m)														
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
Velocidad de Proyecto (km/h)	Largo de Cúña (Lc) (m)	VALORES "F" PARA EL CALCULO DE Y_x														
60 - 80	50	0,0127	0,0629	0,1656	0,3190	0,5000	0,6810	0,8344	0,9371	0,9873	1,0000					
90 - 120	75	0,0053	0,0245	0,0629	0,1252	0,2129	0,3190	0,4382	0,5618	0,6810	0,7881	0,8748	0,9371	0,9755	0,9947	1,0000

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(2) A)

Tabla 3.2.4-13 Longitudes L_T y L_C de Pista de Aceleración

$$L_T = L_A + L_C (i=0)$$

V_C (km/h)	L_C (m)	L_T (m)							
		$V_r = 0$ (km/h)	$V_r = 30$ (km/h)	$V_r = 40$ (km/h)	$V_r = 50$ (km/h)	$V_r = 60$ (km/h)	$V_r = 70$ (km/h)	$V_r = 80$ (km/h)	$V_r = 90$ (km/h)
60	50	100	75	50					
70	50	150	120	100					
80	50	240	200	180	140	100			
90	75	300	275	250	220	170	140		
100	75	300	300	300	275	250	225	200	
110	75	300	300	300	300	300	250	250	250
120	75	300	300	300	300	300	300	300	300

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Para los valores de L_T y L_A , se toma en cuenta que las inclinaciones longitudinales comprendidas entre un +3% y un 3%, se deberá corregir si los valores exceden a los valores límites, en la Tabla 3.2.4-14 Relación de Longitud de Pista de Aceleración entre Vías en Pendiente y en Horizontal, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3) se encuentran los valores que se utilizarán para realizar dichas correcciones en función de la longitud y la pendiente.

Tabla 3.2.4-14 Relación de Longitud de Pista de Aceleración entre Vías en Pendiente y en Horizontal

Factores de Corrección de L_T ⁽¹⁾ en Pistas de Aceleración, Para Velocidades de Proyecto de la Carretera (V_c) de:							
60		70		80		100 (2)	
Caso Pendiente de Subida : (%)							
3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6
1,30	1,50	1,30	1,60	1,35	1,70	1,40	1,90
Caso Pendiente de Bajada, Si $V_r = 0$ (3), de:							
3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6
0,5	0,5	0,75	0,65	0,90	0,80	1,00	1,00

- (1) Factores se aplican a L_T , pero afectan a L_A ($L_C =$ Constante)
(2) L_T Máximo = 300 m $V_C = 100$ sirve para interpolar
(3) Si $V_r > 0$ no hay reducciones.

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

En la Tabla 3.2.4-15 Longitudes L_T (m) de Pista de Aceleración aplicando Factores de Pendiente, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)se muestran las longitudes de L_T resultantes de aplicar los factores de corrección de la Tabla 3.2.4-14 Relación de Longitud de Pista de Aceleración entre Vías en Pendiente y en Horizontal. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

Tabla 3.2.4-15 Longitudes L_T (m) de Pista de Aceleración aplicando Factores de Pendiente

i (%)	VELOCIDAD DE PROYECTO (km/h)															
	60			70			80 ⁽¹⁾					100 ⁽²⁾				
	VP Ramal (km/h)			VP Ramal (km/h)			VP Ramal (km/h)					VP Ramal (km/h)				
	0	30	40	0	30	40	0	30	40	50	60	0	30	40	50	60
3 a 4	130	98	65	195	156	130	300	270	242	189	135	420	420	420	385	350
5 a 6	150	113	75	240	192	160	300	300	300	238	170	570	570	570	523	475
0	100	75	50	150	120	100	240	200	180	140	100	300	300	300	275	250
-3 a -4	50	38	25	113	90	75	216	180	162	126	90	300	300	300	275	250
-5 a -6	50	38	25	98	78	65	192	160	144	112	80	300	300	300	275	250

(1) L_T Máximo = 300 m. Valores superiores a 300 m han sido reducidos a este mínimo (negrita).

(2) Valores calculados para $V_c = 100$ sirven para interpolar.

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.3)

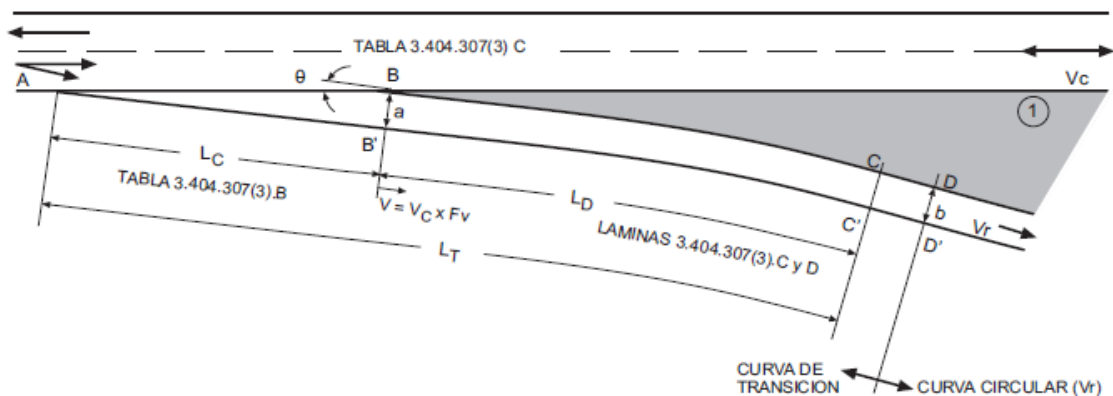
Pista de Deceleración

Caso I en donde la curva tiene una longitud mayor a LD como se observa en la Figura 3.2.4-5

Pista de Deceleración Caso I, en donde se observa que geoméricamente es el mejor dispositivo puesto que este induce al ramal en carreteras con un ángulo θ el que no debe exceder a los valores de la Tabla 3.2.4-16 Angulo θ de Incidencia de Pista de Aceleración

Según V_c . (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) A)

Figura 3.2.4-5 Pista de Deceleración Caso I



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) A)

Tabla 3.2.4-16 Angulo Θ de Incidencia de Pista de Aceleración Según V_c

V_c (Km/h)	< 60	60	70	80	90	100	110	120
Θ (g)	12,0	10,0	8,0	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) A)

La longitud total de la pista de deceleración L_T es la suma de las longitudes L_c y L_d a lo largo de la cuna o zona de transición, estos valores dependen de la Velocidad de Proyecto de la Carretera, dichos valores se encuentran en la Tabla 3.2.4-17 L_c en función de V_c . (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) B)

Tabla 3.2.4-17 L_c en función de V_c

V_c (Km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120
L_c	50	55	60	70	80	85	90	100

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) B)

Para el cálculo de LD se realiza mediante la siguiente expresión:

Ecuación 3.2.4-6

$$LD = \frac{(Fv \times Vc)^2 \times Vr^2}{26 \times \left(d + \frac{i}{10}\right)}$$

En donde:

Fv= Coeficiente de la Tabla

Vc y Vr= Velocidad de proyecto Carretera y Ramal.

d= Valor de deceleración media en este caso se hace igual a 2 m/s².

i= Es la inclinación de la pista en % (positiva si sube y negativa si baja).

Los valores que se necesiten para fines de cálculo de la longitud de deceleración LD, se utilizan los valores de FC de la Tabla 3.2.4-18 Fv en función de Vc. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) C)

Tabla 3.2.4-18 Fv en función de Vc

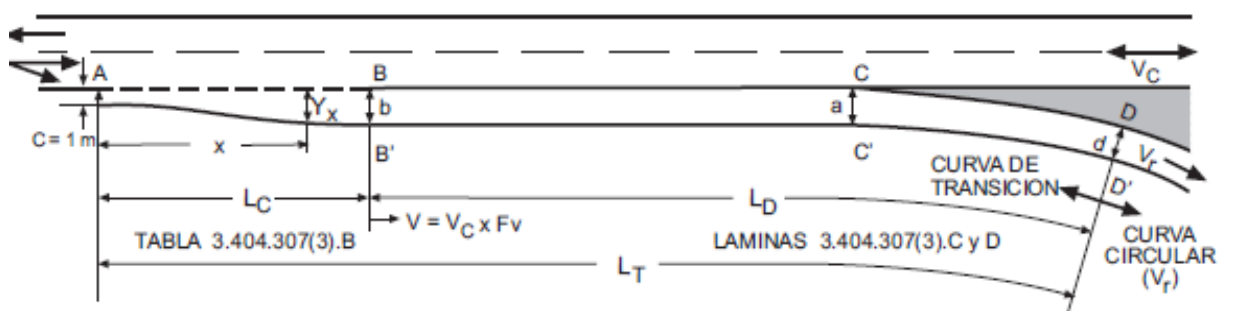
Vc (Km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120
F_C	0,70	0,68	0,66	0,64	0,63	0,62	0,61	0,60

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) C)

Caso II las Curvas menores a L_D o que no existen, en estos casos la pista de deceleración es en paralelo producido mucha de las veces por limitaciones del espacio, como se puede observar en la Figura 3.2.4-6 Pista de Deceleración Caso II. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) B)

Pistas Centrales de Deceleración son diseñadas en función de que los vehículos que giran a la izquierda desde la carretera. Si la mediana tiene 4m o más, el ancho se puede diseñar las vías de deceleración aprovechando este espacio no necesita de ensanches especiales de la carretera, el ancho mínimo de la mediana será de 6m.

Figura 3.2.4-6 Pista de Deceleración Caso II

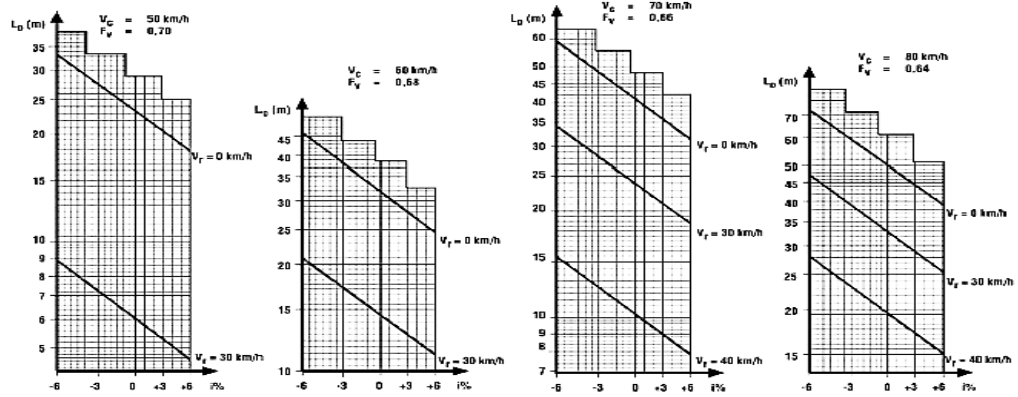


		DISTANCIAS "X" DESDE EL PUNTO A (m)																			
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
Velocidad de Proyecto (km/h)	Largo de Curva (Lc) (m)	VALORES "F" PARA EL CALCULO DE Y_x																			
50	50	0,0127	0,0629	0,1656	0,3190	0,5000	0,6810	0,8344	0,9371	0,9873	1,0000										
60	55	0,0104	0,0503	0,1320	0,2586	0,4160	0,5840	0,7414	0,8680	0,9497	0,9896	1,0000									
70	60	0,0086	0,0411	0,1073	0,2119	0,3481	0,5000	0,6519	0,7881	0,8927	0,9589	0,9914	1,0000								
80	70	0,0061	0,0287	0,0742	0,1474	0,2481	0,3691	0,5000	0,6309	0,7519	0,8526	0,9258	0,9713	0,9939	1,0000						
90	80	0,0046	0,0211	0,0540	0,1073	0,1822	0,2771	0,3851	0,5000	0,6149	0,7229	0,8178	0,8927	0,9460	0,9789	0,9954	1,0000				
100	85	0,0040	0,0183	0,0469	0,0928	0,1580	0,2414	0,3395	0,4455	0,5545	0,6605	0,7584	0,8420	0,9072	0,9531	0,9817	0,9960	1,0000			
110	90	0,0036	0,0160	0,0411	0,0809	0,1389	0,2119	0,3000	0,3976	0,5000	0,6024	0,7000	0,7881	0,8611	0,9191	0,9589	0,9840	0,9964	1,0000		
120	100	0,0029	0,0127	0,0321	0,0629	0,1073	0,1656	0,2370	0,3190	0,4077	0,5000	0,5923	0,6810	0,7630	0,8344	0,8927	0,9371	0,9679	0,9873	0,9971	1,0000

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) B)

Para facilitar el diseño de las pistas de deceleración se han realizado unos cuadros de resumen que se pueden observar a continuación en la Figura 3.2.4-7 Longitudes de Pista de Deceleración L_b y Cuadros de Resumen para $L_T = L_C + L_D$ cuando $i=0$ y $V_c= 50, 60, 70$ y 80 km/h (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) C):

Figura 3.2.4-7 Longitudes de Pista de Deceleración L_b y Cuadros de Resumen para $L_T = L_C + L_D$ cuando $i=0$ y $V_c = 50, 60, 70$ y 80 km/h



V _C = 50 Km/h (L _C = 50m)		
V. Diseño Ramal V _r (Km/h):		
0	30	
75	55	
L _T = L _C + L _D en metros		
V _C = 70 Km/h (L _C = 60m)		
V. Diseño Ramal V _r (Km/h):		
0	30	40
100	85	70
L _T = L _C + L _D en metros		
V _C = 60 Km/h (L _C = 55m)		
V. Diseño Ramal V _r (Km/h):		
0	30	
90	70	
L _T = L _C + L _D en metros		

V _C = 50 Km/h (L _C = 50m)			
V. Diseño Ramal V _r (Km/h):			
0	30	40	50
120	105	90	75
L _T = L _C + L _D en metros			

Fuente: (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(3) C)

Cuando existe la presencia del semáforo en el punto LD se le debe sumar a las distancias LC y LD la longitud LE la cual es calculada según el largo de las filas de los vehículos que se esperan en cambio del ciclo estimando en 7.5 m es un espacio promedio requerido por cada uno de los vehículos.

Si existe una señal de Pare el valor de LE es igual a los valores dados en la Tabla 3.2.4-19 Longitud Adicional en Pista de Deceleración para el Almacenamiento y Espera de Vehículos. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(4) A)

Tabla 3.2.4-19 Longitud Adicional en Pista de Deceleración para el Almacenamiento y Espera de Vehículos

Nº Vehículos / hora que giran	30	60	100	200	300
Longitud adicional (m)	8	15	30	60	75

Fuente: (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.307(4) A)

Cruces a través de las medianas.

Cuando se encuentran carreteras definidas por una faja central las intersecciones interrumpen la continuidad de esta además dan paso al tránsito que cruza o que gira a la izquierda. La pendiente transversal de la zona abierta de una mediana no debe ser mayor al 5%.

La abertura mínima del cruce ya sea de la intersección de 3 o 4 ramales, la abertura de la mediana debe ser por lo menos igual al ancho del camino que cruza no tiene bermas, la abertura de la mediana es igual al ancho del pavimento más 2.5 m y no mayor de 12m.

Las medianas menores de 3m de ancho, se traza un semicírculo lo que da una solución bastante aceptable. Si el ancho de la mediana es mayor de 3m se prefiere el trazado llamado " punta de bala" es aquel punto en donde nace el semicírculo básico cortándose sobre el eje de la mediana en un ángulo agudo redondeado mediante una curva de radio 0.50 m.

Trazados mínimos en Giros a la Izquierda

No se dan limitaciones del ancho del ramal en giro, la curva puede darse obligatoriamente en la zona abierta de la mediana.

Los radios mínimos a baja velocidad obtienen una velocidad adecuada, dejando huellas de al menos 0.50m entre las ruedas y los bordes de las pistas, se tienen los siguientes radios en función del vehículo electo:

Automóvil L → R= 12m.

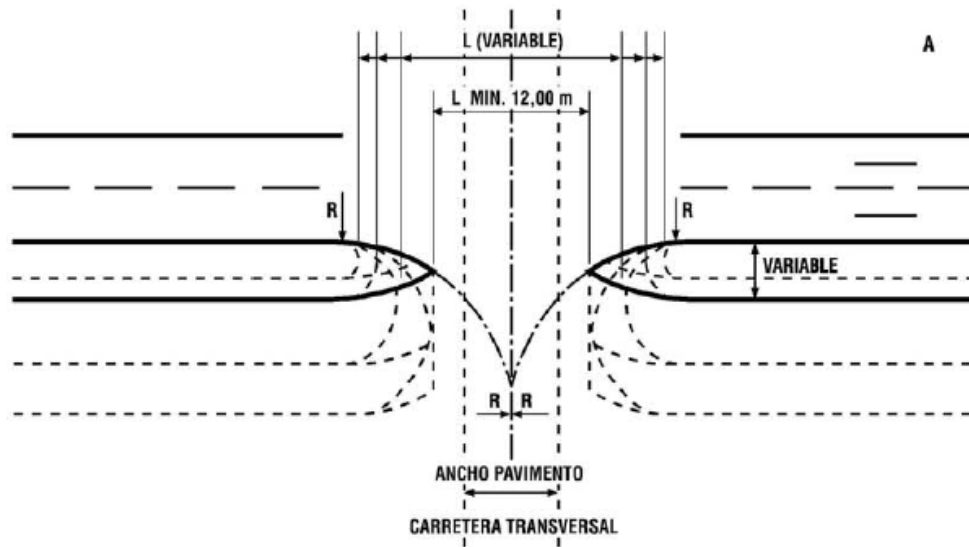
Camión B, C → R= 15m.

VA1 → R= 18m.

VA2 → R= 22.5m.

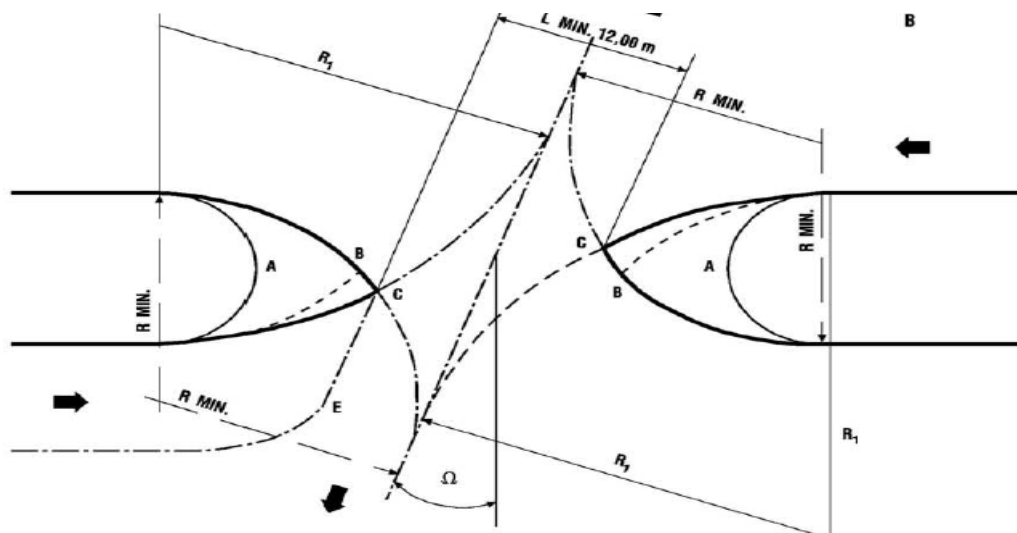
En la Figura 3.2.4-8 Abertura de Mediana Trazados para Radios Mínimos de Giro Mínimo con Esviaje, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.306(3) A) se tienen las aberturas de mediana trazados para radios de giro mínimo con esviaje en el cruce y en la Figura 3.2.4-9 Abertura de Mediana Trazada para Radios Mínimo de Giro Mínimo sin Esviaje, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.306(3) A) sin esviaje en el cruce.

Figura 3.2.4-8 Abertura de Mediana Trazados para Radios Mínimos de Giro Mínimo con Esviaje



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.306(3) A)

Figura 3.2.4-9 Abertura de Mediana Trazada para Radios Mınimo de Giro Mınimo sin Esviaje



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.306(3) A)

Medianas ensanchadas para cruces por etapas.

Para casos en el que sea necesario que los caminos secundarios necesiten cruzar dos etapas, la vía principal se debe proveer a la mediana de un ancho suficiente para servir del refugio el cual dependerá del largo del vehículo tipo elegido, se toman en cuenta ciertos ensanches de acuerdo a los siguientes valores:

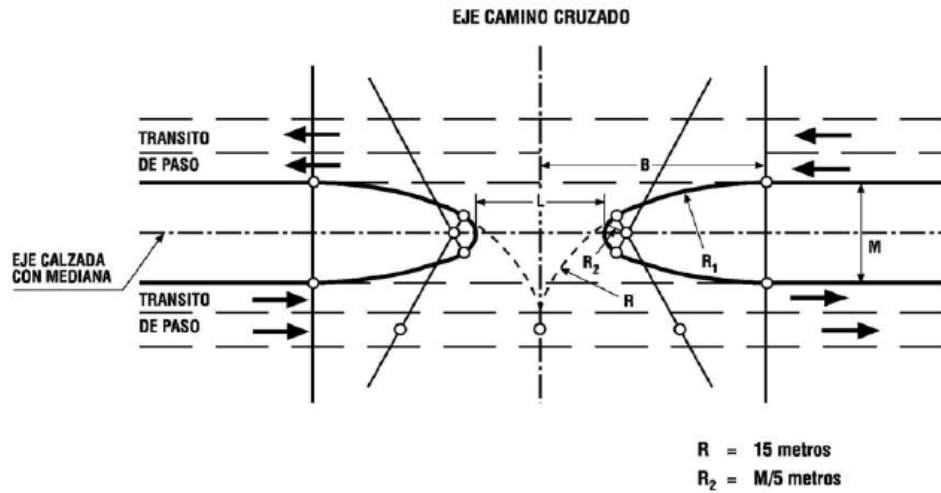
Automóvil → 6.0 m.

Camión Bus → 13.0 m.

Tractocamiones → 20.0 m.

En la Figura 3.2.4-10 Aberturas de Mediana Diseño sobre los Mínimos para Remates en Punta de Proyectil, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.306(5) A) se encuentra el diseño de la mediana sobre los mínimos para remates en punta de proyectil, en la Tabla 3.2.4-20 Aberturas de Mediana Diseño sobre los Mínimos para Remates en Punta de Proyectil, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.306(5) A) tenemos los valores que generalmente toman L y B en función del Radio y ancho de la mediana y en la Tabla 3.2.4-21 Tipo de Maniobras Posibles en una Carretera Dividida en cuatro pistas y que Tipo de Vehículo se permite que Esperen, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.4) se describe cada una de las maniobras que pueden realizar los respectivos tipos de vehículos.

Figura 3.2.4-10 Aberturas de Mediana Diseño sobre los Mínimos para Remates en Punta de Proyectil



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.306(5) A)

Tabla 3.2.4-20 Aberturas de Mediana Diseño sobre los Mínimos para Remates en Punta de Proyectil

M Ancho Mediana metros	DIMENSIONES (m)					
	$R_1 = 30$		$R_1 = 45$		$R_1 = 70$	
	L	B	L	B	L	B
6	18	20	20	24	21,5	27,5
9	15	21	17	26	19,5	31
12	12,5	22	15	27,5	17,5	33
15	-	-	13,5	29	15,5	35
18	-	-	-	-	14	37
21	-	-	-	-	12,5	39

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.306(5) A)

Tabla 3.2.4-21 Tipo de Maniobras Posibles en una Carretera Dividida en cuatro pistas y que Tipo de Vehículo se permite que Esperen

ANCHO DE LA MEDIANA (m)	TIPO DE MANIOBRA POSIBLE EN UNA CARRETERA DIVIDIDA, DE CUATRO PISTAS:	PERMITE REFUGIO MIENTRAS SE ESPERA EN LA MEDIANA PARA:
18	Permite a todos los vehículos girar en U, prácticamente de pista interior a pista interior opuesta.	Todos los vehículos
12	Permite a los automóviles girar en U de pista interior a pista interior, y a algunos camiones de pista exterior a pista exterior, los grandes camiones ocupan parcialmente la berma.	L y C
9	Permite a los automóviles girar de pista interior a pista exterior, y a los camiones con utilización de ambas bermas.	L y C
6	Permite a los automóviles girar de pista exterior a pista exterior o de pista interior a la berma. Es imposible el giro de camiones.	L

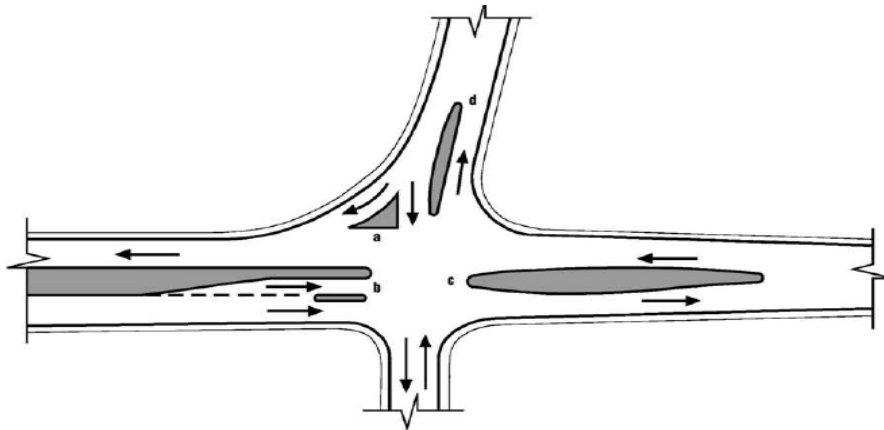
Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.4)

Tipos de Islas

Se dividen en tres clases según su función.

- **Islas Divisoras** se emplean en carreteras sin división central, para indicar la presencia de un cruce y regula el tránsito. Se observa en la Figura 3.2.4-11 Isla Divisora. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.402(2) A)

Figura 3.2.4-11 Isla Divisora



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.402(2) A)

Cuando se introduce una alineación curva, pueden combinarse distintos radios al borde del pavimento y consiguen la transición a la sección deseada, cuando existen intensidades medias diarias importantes y una V_p superior a 80 Km/h los radios serán mayores de 1700m. En velocidades bajas pueden reducirse hasta 850 m y en casos extremos hasta 600m.

La longitud del tramo de transición desde la sección sin isla hasta la sección con separación igual al ancho de la isla.

Ecuación 3.2.4-7

$$L = \sqrt{Y \times (4 \times R - Y)}$$

En donde:

R= Radio de Curva.

Y= Ordenada máxima al final de la transición.

Isla de Canalización o Encauzamiento

Son ubicados en función del recorrido correcto sea bastante claro y fácil de seguir tienen que permitir que las corrientes de tránsito de una dirección converjan en ángulos pequeños y los de cruce sean un ángulo recto.

En intersecciones con múltiples ramales de giro necesita tres o más islas para canalizar los distintos movimientos, pero existe limitación de islas puesto que pueden causar confusión en las trayectorias a seguir.

Islas de Refugio

Son empleadas para evitar el cruce de peatones muy largos, intercalados en carreteras de cuatro o más pistas. Con un ancho mínimo de 1.0m y una longitud de por lo menos 2.0m mayor que el ancho del paso de peatones. Siempre debe poseer soleras elevadas y las protecciones que sean necesarias.

Tamaño y Trazado de las Islas

Deben tener el suficiente tamaño para llamar la atención de los conductores. El menor tamaño es de una superficie de 4.5 m² y una longitud mínima de 30m , de preferencia 100m o más.

Si no se tuviera una longitud recomendable deben estar hechas de un pavimento rugoso y notorio que sean evidentes en la calzada.

Las islas se limitan según su tamaño, ubicación y función y se clasifican en tres grupos.

1. Islas Elevadas sobre el pavimento se limitan con soleras montables o elevadas y operan como refugio para peatones. Este grupo es el más usado tiene muy buenos resultados en las zonas rurales.
2. Islas Delineadas por marcas, clavos o bermas de resalto sobre el pavimento. Se usan en áreas urbanas con espacios limitados.
3. Zonas no Pavimentados forman bordes de pavimentos de los distintos ramales, se delinean estas islas con partes guías o con tratamiento de tierra especial en su interior. Son islas grandes en zonas rurales, en donde su aplicación de grandes radios necesitan grandes longitudes.

Delineación de Islas

Las islas pequeñas se efectúan principalmente con soleras, las grandes islas son definidas por su color y configuración con tierra vegetal, tierra estéril, plantaciones, postes, o su vez la combinación de estos elementos. Las delineaciones deben ser fácilmente visibles para evitar situaciones peligrosas, para ello se emplea pintura refractiva, ojos de gato entre otros.

Diseño de los Terminales de los ramales de Giro

El terminal de giro es la zona donde esta empalmado con la calzada de paso.

Terminales de Salida

La nariz divergente debe ser retranqueada del borde del pavimento de la vía principal. Se conforma de una nariz de zona pavimentada en forma del huso, pintada o con resaltos conocida como pista de recuperación. La nariz debe redondearse con un $R = 0.6\text{m}$ a 0.9m .

Terminales de Entrada

La nariz convergente de la isla de canalización debe ser lo más pequeño posible, con el uso de soleras la nariz debe redondearse a un radio de $R = 0.30\text{m}$ a $.45\text{m}$.

DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Relación entre los radios y peraltes.

La relación está en función de la velocidad del proyecto, cada una de las características del trazado en planta con son: tamaño de la intersección, desarrollo de los ejes, lo que condicionan el peralte en las intersecciones.

Mediante la expresión:

Ecuación 3.2.4-8

$$R = \frac{V^2}{127 \times (p + t)}$$

Fuente (Washington State Department of Transportation , n.d.)

Que consigue la inclinación transversal del ramal relacionado adecuadamente con su radio de curvatura además de la velocidad del proyecto.

Para los valores p o t dependen de los casos de aplicación los cuales están dados en la Tabla 3.2.4-22 Valores Admisibles Pendiente Relativa de Borde ($\Delta\%$), (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.603 A) que resultan para condiciones de peraltes mínimos y máximos.

Si la geometría de la intersección lo permite, los peraltes asignados a las distintas velocidades de diseño con sus radios de curvatura asociados. Estos resultan que el peralte absorberá $\frac{1}{4}$ de la fuerza centrífuga y el factor de rozamiento los $\frac{3}{4}$ restantes.

Tabla 3.2.4-22 Valores Admisibles Pendiente Relativa de Borde ($\Delta\%$)

Velocidad de Proyecto (km/h)	25 – 30	40	50	60
Pendiente longitudinal máxima normal del borde referida al eje ($\Delta\%$)	1,0	0,8	0,7	0,6
Pendiente longitudinal máxima absoluta del borde referida al eje ($\Delta\%$)	1,5	1,5	1,5	1,3

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.603 A)

Es así como los peraltes quedan determinados ($t=3p= 0.197 V^2/R$), con un valor máximo de 8% para zonas sin formaciones de hielo, en el caso de heladas el máximo se limitara a 6%.

Transición de Peralte

El peralte debe iniciarse cuando el ramal de giro haya adquirido un ancho mínimo de 0.5m es preferible el valor de 1.0m cuando existe la longitud suficiente para lograr el desarrollo total.

Por razones de estética y comodidad se encuentran ramales en intersecciones para el desarrollo del peralte. En la Tabla 3.2.4-23 Máxima Diferencia Algebraica Aceptable entre la Pendiente Transversal de la Pista del camino y el Peralte del Ramal de Giro en su Arista Camún, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.604 A) contiene las pendientes longitudinales

aceptables del borde del ramal respecto a su eje de replanteo y en función de la velocidad del proyecto.

Tabla 3.2.4-23 Máxima Diferencia Algebraica Aceptable entre la Pendiente Transversal de la Pista del camino y el Peralte del Ramal de Giro en su Arista Camún

VP Ramal km/h	Diferencia Algebraica (p camino - p ramal) %
25 - 30	5 - 8
40 - 50	5 - 6
60 ó más	4 - 5

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.604 A)

INTERSECCIONES ROTATORIOS O ROTONDAS

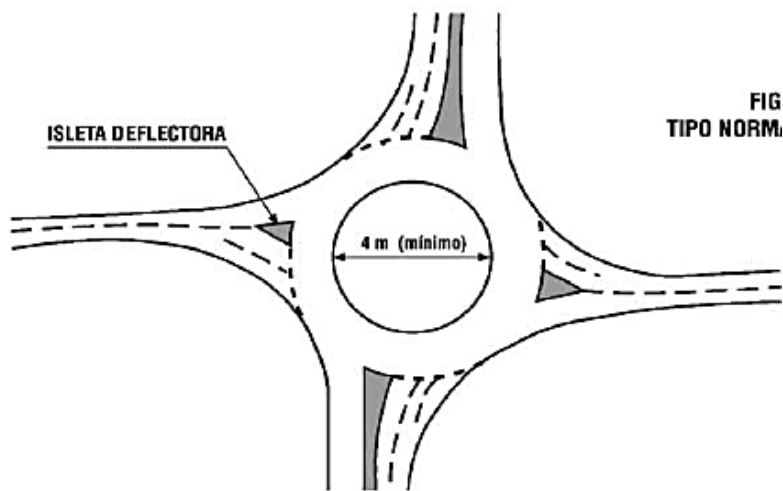
Este tipo de intersecciones se distinguen por el flujo de los vehículos que acceden a la misma por medio de sus ramales y realizan maniobras dentro del mismo. Las trayectorias de los vehículos son similares a los entrecruzamientos, es la razón por la cual el número de puntos de conflicto es menor que en otros tipos de intersecciones. Para operar en la rotonda la prioridad siempre será el paso de los vehículos que estén circulan en el anillo de la rotonda.

Tipos de Rotondas

Normal

Tienen una isla central delimitada por soleras y un diámetro mayor a 4.0m. Permiten la entrada de vehículos por múltiples pistas el número de ramales es de 3 o 4 como se indica en la Figura 3.2.4-12 Rotonda de Tipo Normal de 4 Ramas. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.701 B)

Figura 3.2.4-12 Rotonda de Tipo Normal de 4 Ramas

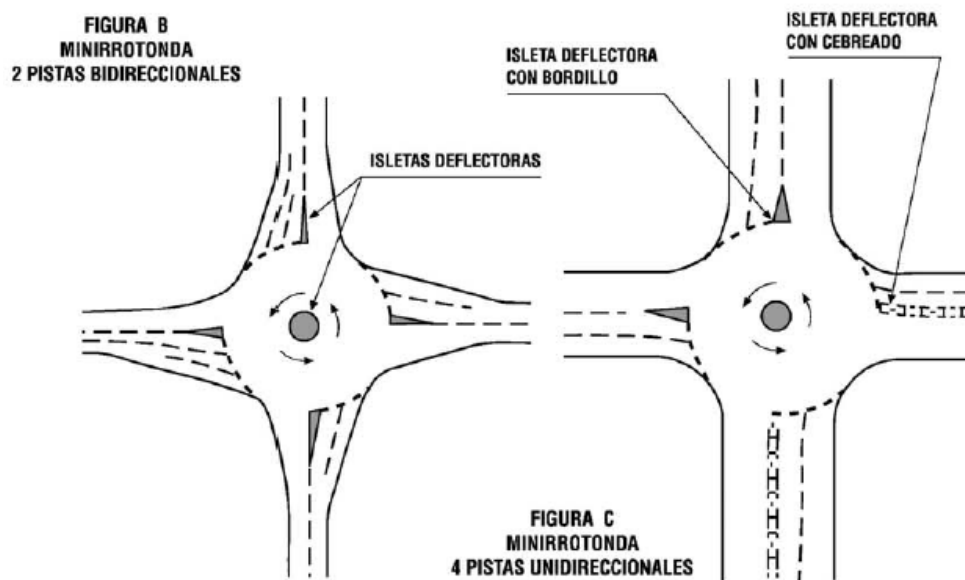


Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.701 B)

Mini Rotonda

Isla central de diámetro entre 1 y 4m. a nivel o abombado, solo se usan cuando todas las vías que confluyen tienen una velocidad limitada a 50 Km/h, no es recomendable cuando existe una alta intensidad de flujo de ciclistas. Se puede observar en la Figura 3.2.4-13 Mini Rotonda. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.701 B)

Figura 3.2.4-13 Mini Rotonda

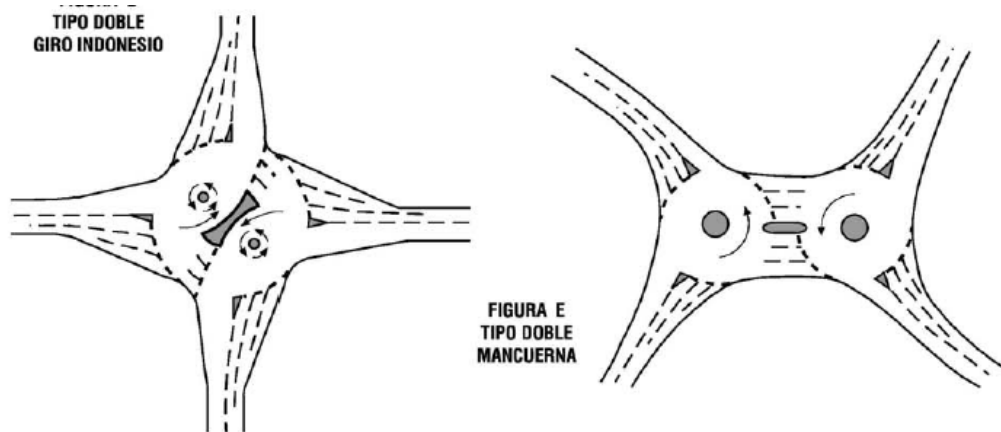


Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.701 B)

Dobles

Son aquellas que se componen por dos rotondas normales o mini conectadas o contiguas mediante un tramo de unión o una isla largada limitada por soleras, como se observa en la Figura 3.2.4-14 Rotonda Dobles. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.701 B)

Figura 3.2.4-14 Rotonda Dobles



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.701 B)

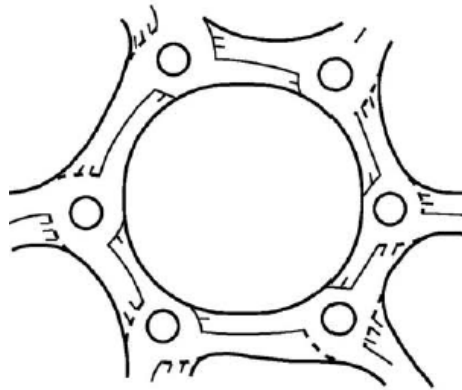
Se recomiendan en los siguientes casos:

- Separación de giros a la izquierda opuestos
- Intersecciones asimétricas o de planta muy esviada.
- Rotondas normales con excesiva ocupación.

Rotondas semaforizadas

Ayudan a las rotondas con el exceso de flujo o a su vez un reparto desequilibrado de demanda por ramal, los semáforos pueden ser colocados en alguna de las entradas o en todas, su diseño será como el de la Figura 3.2.4-15 Rotondas Semaforizadas. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.701 C)

Figura 3.2.4-15 Rotondas Semaforizadas



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.701 C)

ELEMENTOS DE DISEÑO

Trazado en Planta

- Trayectoria de los vehículos dentro de la rotonda y la curvatura de trayectoria de entrada, el radio mínimo del borde externo a la entrada debe estar entre 6 y 100m. Cuando existen vehículos largos el mínimo es de 20m.

- El ángulo de entrada es de 20° y 60°.
- El radio mínimo de salida debe ser de 40m. y no menor a 20m.

Trazado de los Accesos

A continuación se exponen los principales puntos que se debe tener en cuenta para el trazado de accesos en rotondas:

- Se recomienda el incrementar por lo menos un carril adicional en los ramales de entrada pero no más de dos en accesos de dos carriles y en doble sentido de circulación y no más de cuatro en accesos de más de una pista por sentido.
- La longitud mínima de la pista adicional es de 25m. en zonas rurales y de 5m. en zonas urbanas.
- El ancho mínimo de la misma debe ser de por lo menos 2m. desde la mitad de la longitud total de abocamiento, y no debe superar los 100m.
- La anchura mínima de las pistas a la entrada debe ser de 2.5m. pero es mejor si pueden ser de mayor valor.

- En salidas de una pista el ancho mínimo de estas es de 6,0m. junto a las islas deflectoras. Para que la salida sea fácil se desea que el radio mínimo de una solera interior sea igual o superior a 40m.

Calzada Circular

Los anillos de las rotondas deben ser preferiblemente circulares, el ancho del anillo debe estar comprendido entre el 100% y 120% del ancho de la entrada más amplia, excepto si el diámetro del borde exterior es menor a 36m. en cuyo caso se rigen las dimensiones de la Tabla 3.2.4-24 Anchos Requeridos para el giro de Vehículos VA1 en Glorietas Normales Pequeñas. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.703(3) A)

Tabla 3.2.4-24 Anchos Requeridos para el giro de Vehículos VA1 en Glorietas Normales Pequeñas

Diámetro de la Isla Central (m)	Borde Exterior (m)
4,0	28,0
6,0	28,8
8,0	29,8
10,0	30,8
12,0	32,0
14,0	33,2
16,0	34,6
18,0	36,0

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.703(3) A)

Carriles Segregados para Giros a la Derecha

Si ingresan a una rotonda más del 50% de los flujos y salen por la siguiente, u ocurren en más de 300 vehículos por hora, se planea el diseño de una pista segregada para permitir a los vehículos omitir el ingreso a la misma. El ancho de la pista debe mantenerse entre 3,0m y 3,5m.

Pendiente Longitudinal

- Las pendientes no deben ser superiores a 3%. El mínimo de pendiente longitudinal debe ser 0,65%.

Pendiente Transversal

- La pendiente debe ser mínimo 2% para asegurar el drenaje superficial.

Para los anillos de las rotondas se puede usar contra peraltes para Velocidades de Proyecto menores a 60 Km/h, la inclinación transversal del anillo se define por lo general en función de que las aguas lluvias se evacuen hacia su exterior, se deben aceptar que los radios límites con un contra peralte de 2% que se encuentran en la Tabla 3.2.4-25 Radios Limites en Contra peralte para Anillos de Rotondas. (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.703(6) A)

Tabla 3.2.4-25 Radios Limites en Contra peralte para Anillos de Rotondas

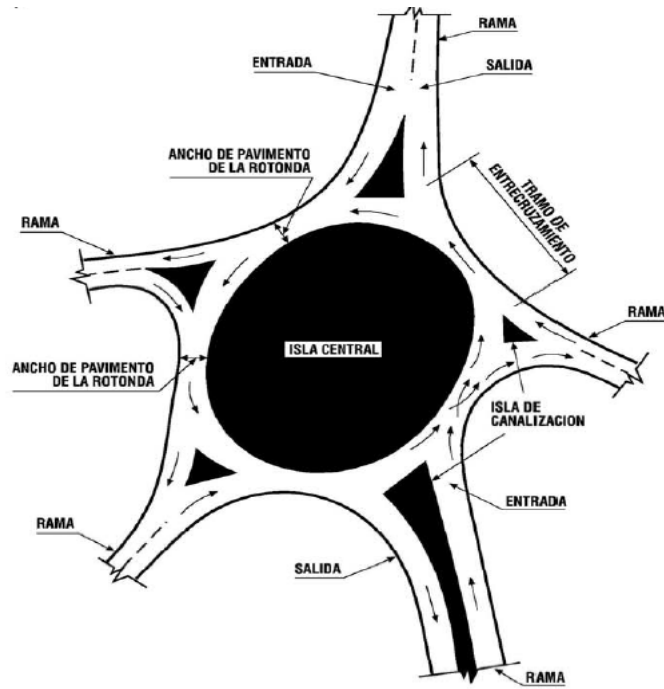
Vp (Km/h)	25	30	35	40	45	50	55
RLC (m)	30	50	75	110	160	220	290

Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.703(6) A)

Aspecto estético del trazado

Debe ser un aspecto estético de la rotonda debe formar parte del proyecto de trazado de la misma. De forma que sea bastante claro para el conductor el estar cerca a este tipo de intersecciones. En la Figura 3.2.4-16 Factores relevantes para el diseño de rotondas, (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.703 A)se observa los factores relevantes para el diseño de rotondas.

Figura 3.2.4-16 Factores relevantes para el diseño de rotondas



Fuente (Manual de Carreteras , 2002, p. 3.404.703 A)

4 Manual de Capacidad de Vías.

Para el desarrollo del presente trabajo se hizo un estudio de los manuales del HCM 2000 y 2010. En ellos se pudo observar diversas metodologías para el cálculo de capacidad y nivel de servicio (LOS). Para dicho análisis se toma en cuenta todos los modos de transporte, así se determina un valor de capacidad y LOS para cada modo de transporte. En el presente capítulo solo se hará referencia al cálculo del nivel de servicios para el modo de transporte vehicular.

La capacidad de un sistema vial tiene varias definiciones. Sin embargo esta describe “la cantidad de carga o el número de pasajeros que puede transportar por hora o por día entre dos puntos, mediante cierta combinación de planta y equipo y de cantidades fijas” (HAY, 1983, p. 312). En el caso del modo de transporte vehicular querrá decir el número de automotores que el sistema es capaz de transportar. Al tener una idea de este parámetro se puede saber si nuestra oferta (capacidad) puede satisfacer a la demanda vehicular vías, intersecciones, parqueaderos etc.

Otro concepto importante para el que se debe definir en el presente trabajo es el de nivel de servicios de una intersección. Este es un parámetro alfabético que correlaciona el retraso experimentado por los vehículos. El nivel de servicio viene ordenado de la letra “A” a la letra “F”, siendo la letra “F” la que caracteriza a un peor servicio. Es muy importante tomar en

cuenta niveles de servicio adecuados para la intersección que será diseñada, ya que una intersección tiene una gran influencia sobre la operatividad de toda la vía o calle. Por último es importante señalar que los factores que afectan al nivel de servicio de una vía son la distribución de tráfico, las condiciones geométricas y el sistema de señalización (Garber, 2009, pág. 457) .

En el presente capítulo se definirán conceptos básicos para el cálculo de capacidad y nivel de servicio, enfocado en el modo vehicular. Sin embargo, se debe mencionar que dentro de una intersección se debe tener en cuenta los demás modos de transporte, como son los peatones y las bicicletas.

4.1 Redondeles

Los redondeles son intersecciones circulares en donde los conductores viajan en sentido contrario a las manecillas del reloj. Los conductores en estos dispositivos esperan antes de poder entrar y su salida es preferencial. Estudios del “Federal Highway Administration” han demostrado que los redondeles pueden incrementar la capacidad, comparado con intersecciones tradicionales entre un 30 y 50 por ciento. (Washington State Department of Transportation , n.d.)

4.1.1 Conceptos

Nivel de servicio

El nivel de servicio es un parámetro cualitativo que estima la calidad de un viaje. Este parámetro está representado por letras, siendo “A” el mejor nivel de servicio y “F” el peor. En el caso de redondeles existe la misma clasificación de la intersección según la calidad. Debido a la poca implementación de este tipo de intersecciones los investigadores poseen pocos datos para estimar valores claros del nivel de servicio. Por ello el “Transportation Research Board Committee” han sugerido los valores presentados a continuación:

Tabla 4-1 Nivel de servicio para Intersecciones de Redondel.

Demora de control (s/veh)	LOS (Razón Volumen - Capacidad)	
	$v / c \leq 1$	$v / c > 1$
0-10	A	F
>10-15	B	F
>15-25	C	F
>25-35	D	F
>35-50	E	F
>50	F	F

Fuente: (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

Capacidad

En una intersección la capacidad se define como la máxima cantidad de vehículos la cual es capaz de soportar dicha intersección. Sistemas con una demanda muy cercana a la capacidad implicará que el funcionamiento no brinde un adecuado nivel de servicio. A continuación se definirán los términos los cuales la capacidad es función:

v_e = flujo de entrada

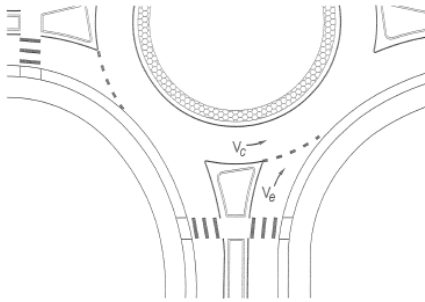
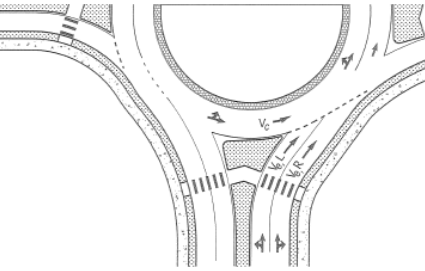
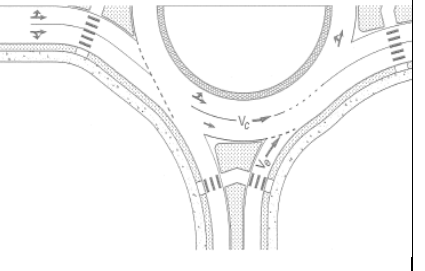
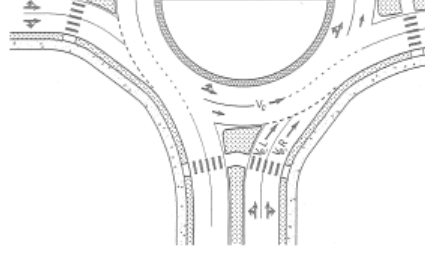
v_c = flujo de conflicto

v_{ex} = flujo de salida

La capacidad de un redondel está determinada en función de su geometría. Cada una ha sido estudiada en base a los redondeles existentes. A continuación se presenta un resumen de cálculo para la capacidad de dichos redondeles. Los datos expuesto en dichas expresiones corresponden a una base de datos de hace 5 años, debido a que el estudio del nivel de servicio en redondeles es relativamente reciente.

Tabla 4-2 Cálculo de la capacidad para diferente tipologías de redondel.

Descripción	Figura	Ecuación
-------------	--------	----------

<p>Redondel de un solo carril</p>		$C_{e,pce} = 1.130 e^{(-1.0 \cdot 10^{-3})v_{e,pce}}$ <p>$C_{e,pce}$ = capacidad de carril, ajustado por los vehiculos pesados $(\frac{p_c}{h})$</p> <p>$V_{e,pce}$ = velocidad de flujo de conflicto</p>
<p>Dos carriles de ingreso y un carril de circulación</p>		$C_{e,pce} = 1.130 e^{(-1.0 \cdot 10^{-3})v_{e,pce}}$
<p>Un carril de entrada y dos de circulación</p>		$C_{e,pce} = 1.130 e^{(-0.7 \cdot 10^{-3})v_{e,pce}}$
<p>Dos carriles de entrada y dos de circulación</p>		$C_{e,R,pce} = 1.130 e^{(-0.7 \cdot 10^{-3})v_{e,pce}}$ $C_{e,L,pce} = 1.130 e^{(-0.75 \cdot 10^{-3})v_{e,pce}}$

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

Es importante notar que los vehículos de conflicto se deben transformar en vehículos de pasajeros equivalentes como veremos en el paso 2 de la metodología descrita posteriormente.

4.1.2 Metodología

Paso 1: Transformar el volumen de demanda por movimiento a flujo de vehículos.

En este paso se debe transformar los disponibles de tráfico a flujo de autos en hora pico. Si se dispone de un conteo horario, este se deberá corregir con el factor de hora pico. Por otro lado si disponemos de un conteo horario en el cual se ha tomado en consideración el flujo de vehículos en intervalos de cuarto de hora, tan solo debemos identificar el volumen pico para esa hora.

Paso 2: Ajuste del tráfico para vehículos pesados

El flujo de vehículos debe ser ajustado a vehículos equivalentes de pasajeros. Para dicha transformación el manual HCM 2010, propone una tabla de equivalencia para transformar cada tipo de vehículos.

Tabla 4-3 Factor E_T para el cálculo de vehículos equivalentes

TIPO DE VEHICULO	VEHICULOS EQUIVALENTE, E_T
carro de pasajeros	1
vehículos pesados	2

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 21-12)

Con dichos valores se los emplea en la siguiente expresión tomada de HCM 2010:

Ecuación 4-1 Cálculo de los vehículos de pasajero equivalente (pce).

$$V_{i,pce} = \frac{V_i}{f_{HV}}$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1)}$$

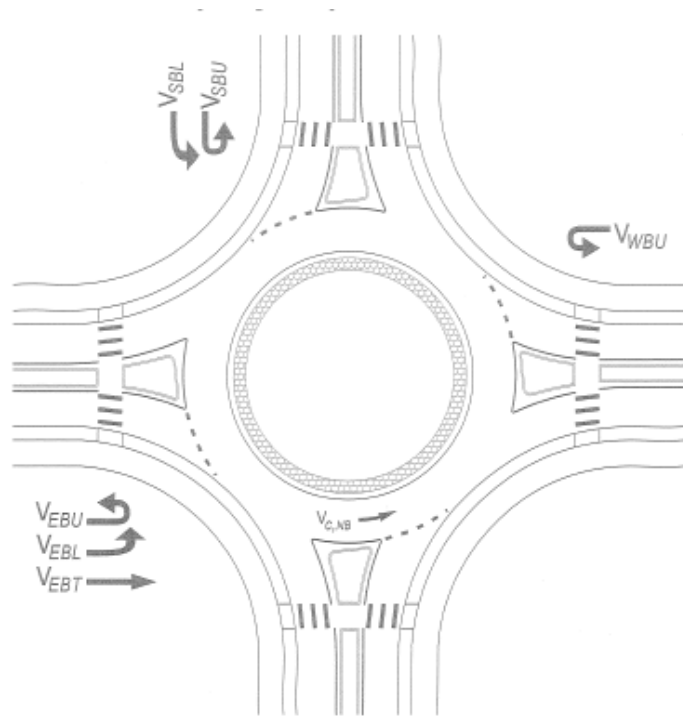
- $V_{i,pce}$ = Demanda de movimientos i (pc/h)
- V_i = Demanda de movimientos i (veh/h)
- f_{HV} = Factor de ajuste de vehículos pesados
- P_T = Volumen de demanda de vehículos pesados
- E_T = Vehículos Pesados Equivalentes

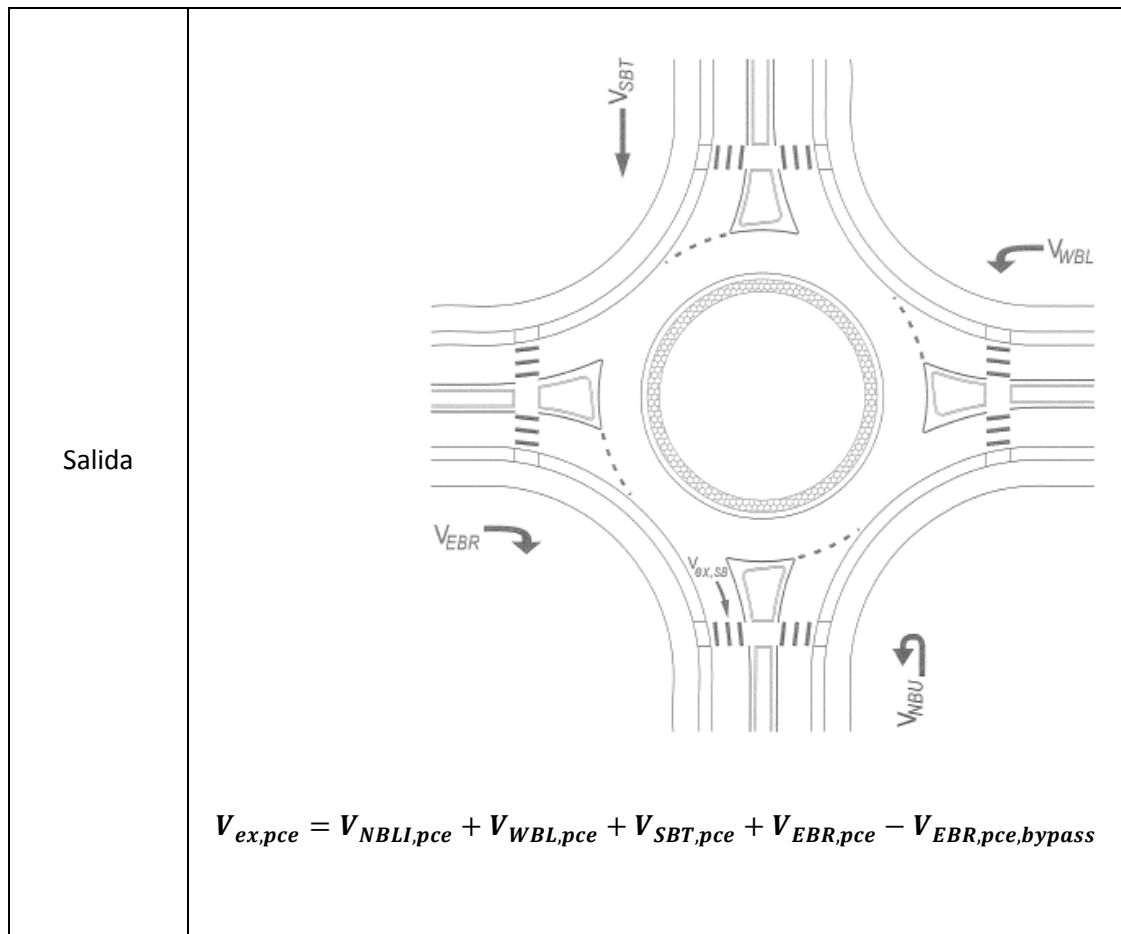
Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, p. 21.12)

Paso 3: Determinar el flujo que circula y el que sale del redondel

Los flujos de vehículos que entran y salen son calculados para cada ramal del redondel. A continuación se presentará una manera de calcular redondeles de 4 ramales, pero esta puede ser aplicada para cualquier número de ramales.

Tabla 4-4 Cálculo de flujo vehicular que circula y que sale del redondel.

Flujo	Descripción
Circulación	 <p style="text-align: center;"> $V_{c,NB,pce} = V_{WBLL,pce} + V_{SBL,pce} + V_{SBLI,pce} + V_{EBT,pce} + V_{EBL,pce} + V_{EBLI,pce}$ </p>



Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 21-13)

Paso 4: Determinar los flujos de entrada por carril.

El flujo de entrada para un redondel de un solo carril, tan solo es la suma de todos los flujos de movimientos que ocupan esa entrada. Para redondeles de múltiples entradas con o sin bypass los siguientes procedimientos deben ser aplicados:

- Si existe un bypass el flujo que circula debe ser removido del flujo de entrada.
- El tráfico es distribuido dentro de los otros carriles se tomará en cuenta los impedimentos que existen para realizar ciertos movimientos.

Paso 5: Determinar la Capacidad de cada carril de entrada y Bypass, considerando el tráfico en vehículos de pasajeros equivalentes.

En este paso se deberá determinar la capacidad para cada carril de entrada de acuerdo con la Tabla 4-2 Cálculo de la capacidad para diferente tipologías de redondel. En este extracto se resume las diferentes estimaciones de cálculo del nivel de servicio de acuerdo con la geometría correspondientes.

Paso 6: Determinar la impedancia de los vehiculos a causa de los peatones.

La presencia de peatones puede afectar la capacidad de un redondel. Generalmente las políticas públicas dan preferencia a estos usuarios, por ello los vehículos deberán detener su marcha para dar prioridad al peatón. Esto ocasiona un retraso en los vehículos que circulan sobre los ramales. El manual HCM 2010 estima un factor para considerar este efecto, por lo tanto este disminuye la capacidad del ramal en discusión. A continuación se presentan estas expresiones.

Tabla 4-5 Factor de impedancia de los peatones f_{ped}

Número de Carriles	Ecuaciones
1	

	CASO	Factor de ajuste de la capacidad de entrada para peatones en un solo carril	
	$Si v_{c,nce} > 881$	$f_{ped} = 1$	
	$n_{pce} \leq 101$	$f_{ped} = 1 - 0,000137 n_{ped}$	
	Otro	$f_{ped} = \frac{1119,5 - 0,15 v_{c,pce} - 0,644 n_{ped} + 0,00073 v_{c,pce} * n_p}{1068,6 - 0,654 v_{c,nce}}$	
	<p>DONDE: f_{ped} = factor de ajuste de entrada de la capacidad para los peatones. n_{ped} = número de peatones en conflicto por hora. $v_{c,pce}$ = velocidad de flujo vehicular en conflict en la calzada circulatoria.</p>		
	CASO	Factor de ajuste de la capacidad de entrada para peatones en 2 o más carriles	
	$Si n_{ped} < 100$	$f_{ped} = \min \left[1 - \frac{n_{ped}}{100} \left(1 - \frac{1260.6 - 0,329 v_{c,pce} - 0.381 * 100}{1.380 - 0.5 v_{c,nce}} \right), 1 \right]$	
2 o más	Otro	$f_{ped} = \min \left[\frac{1260.6 - 0,329 v_{c,pce} - 0.381 n_{ped}}{1.380 - 0.5 v_{c,pce}}, 1 \right]$	
	<p>DONDE: f_{ped} = factor de ajuste de entrada de la capacidad para los peatones. n_{ped} = número de peatones en conflicto por hora. $v_{c,pce}$ = velocidad de flujo vehicular en conflict en la calzada circulatoria.</p>		

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 21-17)

Paso 7: Correcciones de la demanda y la capacidad por peatones y vehículos pesados.

Como se observó en esta sección los peatones y los vehículos pesados afectan la capacidad de una intersección. Por ello los valores obtenidos en campo, demanda, y los cálculos efectuados con las expresiones de capacidad de redondeles deberán ser modificados.

Utilizando las siguientes expresiones:

Ecuación 4-2 Factor de ajuste de carril debido a vehículos pesados, $f_{HV,e}$

$$f_{HV,e} = \frac{f_{HV,u}v_{U,PCE} + f_{HV,L}v_{L,PCE} + f_{HV,T}v_{T,PCE} + f_{HV,R,e}v_{R,e,PCE}}{v_{U,PCE} + v_{L,PCE} + v_{T,PCE} + v_{R,e,PCE}}$$

DONDE:

- $f_{HV,e}$ = Factor de ajuste de vehículos pesados para el carril de entrada (pc/h)
- $f_{HV,i}$ = Factor de ajuste de vehículos pesados para movimientos i
- $V_{i,PCE}$ = Tasa de flujo de demanda para el movimiento.

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, pp. 21-18)

Ecuación 4-3 Corrección de la demanda debida a vehículos pesados

$$v_i = v_{i,PCE}f_{HV,e}$$

DONDE:

- $V_{i,PCE}$ = Tarifa de flujo para carril i (pc/h)
- V_i = Tarifa de flujo para carril i (veh/h)
- $f_{HV,e}$ = Factor de ajuste de vehículos pesados para carriles

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 21-17)

Ecuación 4-4 Corrección de la capacidad en por vehículos pesados y por peatones

$$C_i = C_{i,PCE} f_{HV,e} f_{ped}$$

DONDE:

- C_i = Capacidad para carril i (veh/h)
- $C_{i,PCE}$ = capacidad para carril i (pc/h)
- $F_{HV,e}$ = Factor de ajuste de vehículos pesados para el carril
- f_{ped} = Factor de imprudencia peatonal

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 21-18)

Paso 8: Cálculo de la razón volumen capacidad

En este paso se deberá calcular la razón volumen – capacidad para cada carril. Este factor da una idea del funcionamiento de la intersección.

Ecuación 4-5 Ecuación Volumen capacidad para cada carril

$$X_i = \frac{v_i}{C_i}$$

DONDE:

- x_i = Relación volumen/capacidad sujeto al carril
- v_i = Tasa de flujo de demanda sujeta al carril (veh/h)
- c_i = Capacidad para carril i (veh/h)

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 21-19)

Paso 9: Determinar el retraso por el tipo de control

La metodología propone utilizar una expresión similar al de intersecciones no señalizadas.

Ecuación 4-6 Determinación del retraso por el tipo de control

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

DONDE:

- d = Medida de retardo de control
- x = Relación volumen/capacidad sujeto al carril
- c = Capacidad para carril (veh/h)
- T = Periodo de tiempo (T=0.25h para 15min de análisis)

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 21-19)

Paso 10: Determinar el nivel de servicio

Con la demora debido al tipo de control se puede estimar el nivel de servicio para cada carril utilizando la Tabla 4-1 Nivel de servicio para Intersecciones de Redondel.

Paso 11: Determinar el nivel de servicio para cada ramal y para toda la intersección.

Para el cálculo se deberá realizar un promedio ponderado de las demoras de cada carril que componen el ramal o la intersección. Para realizar este promedio ponderado se utilizan las demandas por carril.

Ecuación 4-7 Ecuación para la estimación de la demora en el ramal.

$$d_{approach} = \frac{d_{LL}v_{LL} + d_{RL}v_{RL} + d_{bypass}v_{bypass}}{v_{LL} + v_{RL} + v_{bypass}}$$

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, pp. 21-19)

Los subíndices LL y RL corresponden a las siglas en inglés para carril izquierdo y derecho respectivamente.

Ecuación 4-8 Cálculo de la demora de toda la intersección

$$d_{intersection} = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i}$$

DONDE:

- $d_{interstion}$ = Control de retraso para toda intersección.
- d_i = Retardo de control de aproximación i (s/veh)
- v_i = Tasa de flujo para la aproximación i (veh/h)

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, pp. 21-19)

Paso 12: Determinar el 95 percentil de fila para cada carril

Por último se debe estimar la fila probable por carril y compararlo con el espacio disponible para almacenar vehículos.

Ecuación 4-9 Fila probable 95 percentil.

$$Q_{95} = 900T \left[x - 1 + \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)x}{150T}} \right] \left(\frac{c}{3600}\right)$$

DONDE:

- Q_{95} = Cola de percentil 95 (veh)
- x = Relación volumen/capacidad sujeto al carril
- c = Capacidad para carril (veh/h)
- T = Periodo de tiempo ($T=1$ para 1 h de análisis, $T=0.25h$ para 15min de análisis)

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 21-20)

4.2 Dos vías con señal de pare.

En el manual HCM 2010 en el capítulo 19 se establece una metodología para el cálculo de una vía con cuatro ramales en la que dos de esas tiene señal de pare. Como primer parámetro de análisis, se debe establecer cual vía tendrá prioridad en su circulación, esta se denominará vía principal. Por otro lado la vía que deba parar hasta encontrar un intervalo de tiempo aceptable para poder realizar la maniobra será la secundaria. La metodología fue desarrollada para intersecciones hasta de tres carriles tanto en su vía principal como secundaria. En el caso de intersecciones con signo de “Ceda el Paso” se podrá utilizar la misma metodología con algunas modificaciones en sus parámetros.

4.2.1 Conceptos

Nivel de servicio.

Para la determinación del nivel de servicio se categoriza el tiempo que los conductores emplean en cruzar la intersección desde que arriban a la fila. Se presentan valores del nivel de servicio en función de la demora.

Tabla 4-6 Nivel de servicio para intersecciones con señal de pare

Demora de control (s/veh)	LOS (Razón Volumen - Capacidad)	
	$v / c \leq 1$	$v / c > 1$
0-10	A	F
>10-15	B	F
>15-25	C	F
>25-35	D	F
>35-50	E	F
>50	F	F

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

Tiempo crítico (t_c) y tiempo del siguiente cruce (t_f).

A continuación se presentarán definiciones de estos conceptos los cuales serán utilizados en la metodología de cálculo:

- El tiempo crítico (t_c) es definido como el intervalo de tiempo sobre la vía principal que da cabida a que un vehículo sobre la vía secundaria realice el movimiento solicitado.
- El tiempo para el siguiente cruce (t_f) se define como el tiempo entre el que un automóvil arranca desde la vía secundaria hasta la salida del siguiente vehículo

Prioridad de varios movimientos en una intersección

La metodología jerarquiza movimientos de acuerdo a su rango. A continuación se detallan los rangos de cada movimiento:

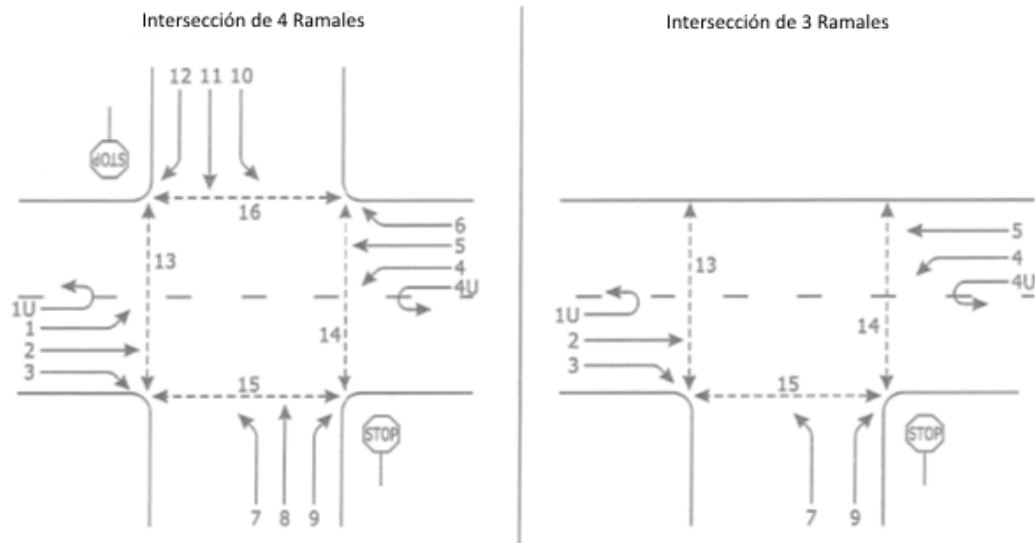
- Rango 1: incluye cruce en la vía principal, giro derecho desde la vía principal, y cruce peatonal desde la vía secundaria.
- Rango 2 (subordinado a rango 1): se incluye movimientos de giro izquierdo y en “u” desde la vía principal, giros izquierdos desde la vía secundaria y peatones que cruzan la vía principal
- Rango 3 (subordinado a rango 1 y 2): se incluye cruce desde la vía secundaria. De ser un intersección en T se incluirá el giro izquierdo.
- Rango 4 (subordinada a todos los demás rangos): incluye giro izquierdo desde la vía secundaria solo en intersecciones de 4 ramales

4.2.2 Metodología

Paso 1: Movimientos de prioridad y códigos.

El primer paso de la metodología es establecer los códigos numéricos para que describen la prioridad de los movimientos. A continuación se presentan los códigos que el manual establece para el cálculo de los movimientos.

Figura 4-1 Movimientos en una intersección con señal de pare en las dos vías



Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-2)

En la figura los movimientos 13, 14, 15 y 16 suponen flujo de peatones que ocupan la intersección

Los cálculos se los realiza de acuerdo a la prioridad de tc para realizar el cruce. Es decir el cálculo se los efectuará en el siguiente orden:

- Giros izquierdos desde la vía principal
- Giros derechos desde la vía secundaria.
- Giros en U desde la vía principal.
- Cruce desde la vía secundaria.
- Giros izquierdos desde la vía secundaria

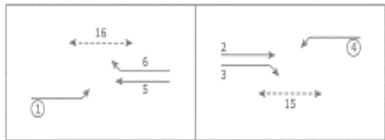
Paso 2: Demanda por giro.

Es preciso determinar la demanda por movimiento, esta deberá estar corregida por el factor de hora pico o se deberá utilizar el volumen más grande en un periodo de 15 minutos dentro de un análisis diario de tráfico.

Paso 3: Determinar los flujos de conflicto (v_c).

En cada movimiento existen volúmenes de vehículos que conflictúan con el movimiento objeto del análisis. En este paso se presentará un análisis por movimiento y los conflictos que cada movimiento enfrenta. En esta sección se utiliza el termino $v_{c,x}$, la sigla “x” representa el número de movimiento. Se toma en cuenta solo los movimientos 1, 4, 9, 12, 1u y 4u pertenecientes al rango 2.

Tabla 4-7 Cálculo de volumen de conflicto para movimientos los movimientos 1, 4, 9, 12, 1U y 4U.

Rango	Movimiento	2 Carriles en la Principal	4 Carriles en la Principal	6 Carriles en la Principal
2		$v_{c,1}$ $= v_5 + v_6$ $+ v_{16}$ $v_{c,4}$ $= v_2 + v_3$ $+ v_{15}$		

2		$v_{c,9} = v_2 + 0.5v_3 + v_{14} + v_{15}$ $v_{c,12} = v_5 + 0.5v_6 + v_{13} + v_{16}$	$v_{c,9} = v_2 + 0.5v_3 + v_{14} + v_{15}$ $v_{c,12} = v_5 + 0.5v_6 + v_{13} + v_{16}$	$v_{c,9} = 0.5v_2 + 0.5v_3 + v_{14} + v_{15}$ $v_{c,12} = 0.5v_5 + 0.5v_6 + v_{13} + v_{16}$
2			$v_{c,1u} = v_5 + v_6$ $v_{c,4u} = v_2 + v_3$	$v_{c,1u} = 0.73v_5 + 0.73v_6$ $v_{c,4u} = 0.73v_2 + 0.73v_3$

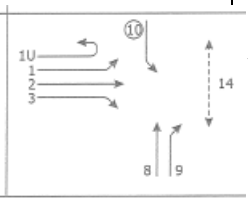
Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

Adicionalmente el HCM 2010 establece parámetros básicos para determinar el volumen de conflicto para movimientos definidos dentro del rango 3 y 4. En el manual se analiza el movimiento en dos etapas, sin embargo al realizarse en una sola etapa se sumarían los volúmenes de cada etapa. A continuación se presenta un cuadro que resume lo antes mencionado.

Tabla 4-8 Cálculo de los volúmenes de conflicto para movimientos 8, 11, 7 y 10.

Rango	Movimiento	2 Carriles en la Principal	4 Carriles en la Principal	6 Carriles en la Principal
Rango 3 movimiento 8 Etapa I		$v_{c,1,8} = 2(v_1 + v_{1u}) + v_2 + 0.5v_3 + v_{15}$	Similar	Similar

Rango 3 movimiento 8 Etapa II		$v_{c,II,8} = 2(v_4 + v_{4u}) + v_5 + v_6 + v_{16}$	Similar	Similar
Rango 3 movimiento 11 Etapa I		$v_{c,I,11} = 2(v_4 + v_{4u}) + v_5 + 0.5v_6 + v_{16}$	Similar	Similar
Rango 3 movimiento 11 Etapa II		$v_{c,II,11} = 2(v_1 + v_{1u}) + v_2 + v_3 + v_{15}$	Similar	Similar
Rango 4 movimiento 7 Etapa I		$v_{c,I,7} = 2v_1 + v_2 + 0.5v_3 + v_{15}$	$v_{c,I,7} = 2(v_1 + v_{1u}) + v_2 + 0.5v_3 + v_{15}$	$v_{c,I,7} = 2(v_1 + v_{1u}) + v_2 + 0.5v_3 + v_{15}$
Rango 4 movimiento 7 Etapa II		$v_{c,II,7} = 2v_4 + v_5 + 0.5v_6 + 0.5v_{12} + 0.5v_{11} + v_{13}$	$v_{c,II,7} = 2(v_4 + v_{4u}) + 0.5v_5 + 0.5v_{11} + v_{13}$	$v_{c,II,7} = 2(v_4 + v_{4u}) + 0.4v_5 + 0.5v_{11} + v_{13}$
Rango 4 movimiento 10 Etapa I		$v_{c,I,10} = 2v_4 + v_5 + 0.5v_6 + v_{16}$	$v_{c,I,10} = 2(v_4 + v_{4u}) + v_5 + 0.5v_6 + v_{16}$	$v_{c,I,10} = 2(v_4 + v_{4u}) + v_5 + 0.5v_6 + v_{16}$

Rango 4 movimiento 10 Etapa II	 $v_{c,II,10} = 2v_1 + v_2 + 0.5v_3 + 0.5v_9 + 0.5v_8 + v_{14}$	$v_{c,II,10} = 2(v_1 + v_{1u}) + 0.5v_2 + 0.5v_8 + v_{14}$	$v_{c,II,10} = 2(v_1 + v_{1u}) + 0.4v_2 + 0.5v_8 + v_{14}$
--------------------------------------	--	--	--

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

Paso 4: Determinar el tiempo crítico (t_c) y el tiempo del siguiente cruce (t_j).

El tiempo crítico (t_c) que necesita un vehículo para efectuar la maniobra es calculado para cada movimiento empleando su particular volumen de conflicto (v_c).

Ecuación 4-10 Cálculo del tiempo crítico.

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

DONDE:

- $t_{c,x}$ = Tiempo de avance crítico para movimientos en x (s).
- $t_{c,base}$ = Tiempo base de avance crítico para exhibición 19-10(s).
- $t_{c,HV}$ = Factor de ajuste para vehículos pesados (1 para las principales calles con un carril en cada dirección; 2 para las principales calles con dos carriles en cada dirección) (s).
- P_{HV} = Proporción de vehículos pesados para el movimiento ($P_{HV}=0.02$ por 2% vehículos pesados).

- $t_{c,G}$ = Factor de ajuste por grado (0.1 para movimientos 9 y 12; 0.2 para movimientos 7,8,10 y 11 (s))
- G= Grado de porcentaje (G=-2 por 2% de grado de descenso)
- $T_{3,LT}$ = factor de ajuste por intersección geométrica

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-15)

Tabla 4-9 Valores $t_{c,base}$ según el tipo de movimiento.

Movimientos de vehículos	Tiempo crítico de avance, $t_{c,base}$ (S)		
	2 carriles	4 carriles	6 carriles
giro izquierdo para mayor	4,1	4,1	5,3
giro en U para mayor	N/A	6,4 (amplio)	5,6
		6,9 (estrecho)	
giro derecho para menor	6,2	6,9	7,1
Cruce tráfico en menor	1-stage:6,5	1-stage:6,5	1-stage:6,5*
	2-stage,Stage I:5,5	2-stage,Stage I:5,5	2-stage,Stage I:5,5*
	2-stage,Stage II:5,5	2-stage,Stage II:5,5	2-stage,Stage II:5,5*
giro izquierdo para menor	1-stage:7,1	1-stage:7,5	1-stage:6,4
	2-stage,Stage I:6,1	2-stage,Stage I:6,5	2-stage,Stage I:7,3
	2-stage,Stage II:6,1	2-stage,Stage II:6,5	2-stage,Stage II:6,7

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

Similar al cálculo del tiempo crítico (t_c) se calcula el tiempo del siguiente cruce (t_f). Este parámetro se lo calcula con la expresión presentada a continuación, la cual está afectada por información recogida sobre la afectación de la intersección por la presencia de vehículos pesados, la geometría de la vía principal.

Ecuación 4-11 Cálculo del tiempo para el siguiente cruce (t_f)

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

DONDE:

- $t_{f,x}$ = Tiempo de seguir avanzando para movimientos en x (s).
- $t_{f,base}$ = Tiempo base para seguir avanzando para exhibición 19-10(s).
- $t_{f,HV}$ = Factor de ajuste para vehículos pesados (0.9 para las principales calles con un carril en cada dirección; 1.0 para las principales calles con dos carriles en cada dirección) (s).
- P_{HV} = Proporción de vehículos pesados para el movimiento ($P_{HV}=0.02$ por 2% vehículos pesados).

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-16)

Los valores de $t_{f,base}$ se pueden obtener de la siguiente tabla proporcionada por el manual HCM 2010.

Tabla 4-10 Valores de $t_{f,base}$

movimientos de vehículos	base para seguir avanzando, $t_{f,base}$ (S)		
	2 carriles	4 carriles	6 carriles
giro izquierdo para mayor	2,2	2,2	3,1
giro en U para mayor	N/A	2,5 (amplio)	2,3
		3,1 (estrecho)	
giro derecho para menor	3,3	3,3	3,9

cruce tráfico en menor	4	4	4
giro izquierdo para menor	3,5	3,5	3,8

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-16)

Paso 5: Cálculo de la capacidad potencial

5a: Capacidad potencial si no existe efectos de las señales:

La capacidad potencial es calculada utilizando la siguiente expresión. El modelo planteado requiere el análisis del volumen de conflicto (v_c), el tiempo crítico (t_c) y el tiempo al siguiente cruce (t_f).

Ecuación 4-12 Cálculo de la capacidad potencial.

$$C_{p,x} = v_{c,x} \frac{e^{-v_{c,x}t_{c,x}/3600}}{1 - e^{-v_{c,x}t_{f,x}/3600}}$$

DONDE:

- $C_{p,x}$ = Capacidad de potencia de movimientos en x (veh/h).
- $V_{c,x}$ = Contradictoria tasa de flujo para movimientos (veh/h).
- $t_{c,x}$ = Tiempo de avance crítico para movimientos menores en x (s).
- $t_{f,x}$ = Tiempo de seguir avanzando para movimientos menores en x (s).

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-16)

Para movimientos de rango 3 y 4 realizados en dos etapas se deberá realizar tres cálculos de capacidad, asumiendo un solo movimiento, de la Etapa I y de la Etapa II.

5b. Capacidad potencial en intersecciones con influencia de tráfico en las posteriores intersecciones.

Los semáforos en intersecciones posteriores afectan a una intersección con señal de pare. Existe una porción del tiempo en la que la intersección está bloqueada. Primero debemos calcular el flujo de vehículos durante el periodo en la que la intersección no se encuentra bloqueada. Una vez calculado este valor se lo usará para calcular la capacidad potencial del movimiento.

Ecuación 4-13 Cálculo del flujo de conflicto durante el periodo que la intersección se encuentra desbloqueada

$$v_{c,u,x} \left| \begin{array}{ll} \frac{v_{c,x} - 1.5v_{c,min}p_{b,x}}{1 - p_{b,x}} & \text{si } v_{c,x} > 1.5v_{c,min}p_{b,x} \\ \text{en otro caso } 0 & \end{array} \right.$$

DONDE:

- $V_{c,u,x}$ = Conflicto de flujo para movimiento en X durante el periodo desbloqueado (veh/h).
- $V_{c,x}$ = Conflicto de flujo total para movimientos en X tal como se determina en el paso 3 (veh/h).
- $V_{c,min}$ = Tasa mínima de flujo (veh/h) asumiendo 1000N, donde N es el número de carriles por sentido en la calle principal
- $P_{b,x}$ = Proporción del tiempo sujeto al movimiento en x

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-17)

Ecuación 4-14 Cálculo de la capacidad potencial para el movimiento x

$$C_{p,x} = (1 - P_{b,x})C_{r,x}$$

$$C_{r,x} = v_{c,u,x} \frac{e^{-v_{c,u,x}t_{c,x}/3600}}{1 - e^{-v_{c,u,x}t_{f,x}/3600}}$$

DONDE:

- $C_{p,x}$ = Capacidad potencial de movimiento en x (veh/h).
- $P_{b,x}$ = Proporción del tiempo sujeto al movimiento en x.
- $C_{r,x}$ = Capacidad de movimiento en x asumiendo que el flujo es a la azar durante el periodo desbloqueado.

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-18)

Paso 6: Capacidad de movimientos de rango 1

Se supone que los movimientos de "Rango 1" no son interrumpidos por ningún otro movimiento. Lo cual implica que los vehículos que realizan estos movimientos siempre podrán circular.

Paso 7: Capacidad de movimientos de rango 2

Paso 7a: Capacidad para movimientos izquierdos desde la vía principal

Para estos movimientos la capacidad es igual a la capacidad potencial:

Ecuación 4-15 Capacidad para giros izquierdos desde la vía principal

$$C_{m,j} = C_{p,j}$$

$C_{m,j}$ = capacidad del movimiento

$C_{p,j}$ = capacidad potencial del movimiento.

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-18)

Paso 7b: Capacidad de los giros derechos desde la vía secundaria.

Para esto movimientos la capacidad es igual a la capacidad potencial.

$$C_{m,j} = C_{p,j}$$

Paso 7c: Capacidad de los movimientos en "U" desde la vía principal.

Los giros en "U" desde la vía principal son obstaculizados por los giros derechos desde la vía secundaria. Para contabilizar este efecto es preciso multiplicar a la capacidad por un factor.

Ecuación 4-16 Cálculo de la capacidad para giros en “U” desde la vía principal.

$$C_{m,ju} = (C_{p,ju})f_{JU}$$

DONDE:

- $C_{m,ju}$ = Capacidad de movimiento para movimientos 1U y 4U.
- $C_{p,ju}$ = Capacidad potencial para movimientos 1U y 4U (para paso 5).
- f_{ju} = Capacidad factor de ajuste para movimientos 1U y 4U.

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

Ecuación 4-17 Factor de ajuste para el cálculo de la capacidad.

$$f_{1U} = P_{0.12} = 1 - \frac{v_{12}}{C_{m,12}}$$

$$f_{4U} = P_{0.9} = 1 - \frac{v_9}{C_{m,9}}$$

DONDE:

- f_{1u}, f_{4u} = Factor de ajuste de capacidad para rango 2, grandes calles giros en u, movimientos 1 y 4.
- $P_{o,j}$ = Probabilidad de conflicto rango 2, pequeñas calles giros a la derecha movimiento j con un estado libre de colas.
- V_j = Tasa de flujo de movimiento j.

- C_{mj} = Capacidad de movimiento j
 - j = 9 y 12 (menor calle- giro a la derecha movimientos de rango 2)
- Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

Paso 7d: Efecto de cruce y giro izquierdo en la vía principal con carril compartido:

Cuando existen giros izquierdos desde la vía principal pueda que los vehículos que esperen un espacio obstaculicen la circulación de los vehículos que atraviesan la intersección. Este efecto se lo considera calculando el siguiente factor.

Ecuación 4-18 Probabilidad de la no presencia de filas para un giro izquierdo desde la vía principal

$$p_{0,j}^* = 1 - (1 - p_{0,j}) \left[(n_L + 1) \sqrt{1 + \frac{x_{i,1+2}^{(n_L+1)}}{1 - x_{i,1+2}}} \right]$$

$$x_{i,1+2} = \frac{v_{i1}}{S_{i1}} + \frac{v_{i2}}{S_{i2}}$$

DONDE:

- $P_{0,j}$ = Probabilidad de conflicto rango 2,pequeñas calles giros a la derecha movimiento j con un estado libre de colas.
- j = 1 y 4 (movimiento vehicular de giros izquierdos en la calle principal).
- $i1=2$ y 5 (movimiento vehicular por la calle principal).
- $i2=3$ y 6 (movimiento vehicular de giros derechos en la calle principal).
- $X_{i,1+2}$ = grado combinado de saturación por la calle principal a través del movimiento de giro derecho

- $S_{i,1}$ = Tasa de flujo saturado para la calle principal a través del movimiento (predeterminado 1800 veh/h sin embargo, este parámetro se puede medir en el campo).
- $S_{i,2}$ = Tasa de flujo saturado para la calle principal en movimiento de giros a la derecha (predeterminado 1500 veh/h sin embargo, este parámetro se puede medir en el campo).
- V_{j1} = Tasa de flujo de movimiento en la calle principal (veh/h).
- V_{j2} = Tasa de flujo de giros a la derecha en la calle principal (veh/h) (0 si el giro a la derecha es proporcionado por el carril).
- n_L = lugar de almacenamiento en el giro izquierdo.

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-20)

Paso 8: Cálculo de la capacidad de los movimientos de rango 3

Paso 8a: Movimientos de rango 3 de una sola etapa.

Los movimientos de rango 3 se ven afectados por los giros izquierdos desde la vía principal.

La capacidad de estos disminuye a medida que existen vehículos esperando un tiempo crítico para efectuar el giro izquierdo.

Ecuación 4-19: Cálculo de la capacidad para movimientos de rango

$$f_k = \prod_j p_{0,j}$$

DONDE:

- $P_{0,j}$ = probabilidad de conflictos rango 2, movimientos j con operación libre de colas.
- k = movimiento rango 3.

$$C_{m,k} = (C_{p,k})f_k$$

DONDE:

- $C_{m,k}$ = capacidad del movimiento.
- $C_{p,k}$ = capacidad potencial del movimiento.
- F_k = factor de ajuste

Paso 8b: capacidad para movimientos en dos etapas

Para el cálculo de la capacidad total en un movimiento de dos etapas se calculan dos parámetros intermedios, “y” y “a”.

Ecuación 4-20 Cálculo de la capacidad total en un movimiento de dos etapas.

$$a = 1 - 0.32e^{-1.3\sqrt{n_m}} \text{ Para } n_m > 0$$

$$y = \frac{C_I - C_{m,x}}{C_{II} - v_L - C_{m,x}}$$

DONDE:

- n_m = Número de espacio de almacenamiento en la mediana.
- C_I = Capacidad de movimiento para el proceso del grado 1 (veh/h).
- C_{II} = Capacidad de movimiento para el proceso del grado 2 (veh/h).
- V_L = giro izquierdo mayor o tasa de flujo para giro en U ya sea v_1+v_{1u} o v_4+v_{4u} (veh/h).
- $C_{m,x}$ = Capacidad del movimiento sujeto, considerando el total de la tasa de flujo conflictivo.

Para $y \neq 1$

$$C_T = \frac{a}{y^{n_m+1} - 1} [y(y^{n_m})(C_{II} + v_L) + (y - 1)C_{m,x}]$$

Para $y = 1$

$$C_T = \frac{a}{n_m + 1} [n_m(C_{II} + v_L) + C_{m,x}]$$

DONDE:

- C_T = Capacidad total de un movimiento en dos etapas

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-22)

Paso 9: Cálculo de la capacidad para movimientos de Rango 4.

Los movimientos de rango 4 solo existen en intersecciones de cuatro ramales. Estos movimientos están supeditado a los rangos 1, 2 y 3.

Paso 9a: Capacidad de movimientos de Rango 4 realizados en una etapa.

Para realizar un giro izquierdo en una etapa debe existir un espacio libre, en el cual los vehículos que giran a la izquierda desde la vía principal hayan realizado el movimiento al igual que los vehículos que van a atravesar la vía principal. Por lo tanto la probabilidad de que esto ocurra está ligada a la probabilidad de los dos movimientos más importante.

Ecuación 4-21 Probabilidad de que el tiempo crítico sea suficiente para que los rangos 2,3 y 4 realicen el movimiento

$$p' = 0.65p'' - \frac{p''}{p'' + 3} + 0.6\sqrt{p''}$$

DONDE:

- p' = Ajuste de la mayor y menor giro a la izquierda a través del factor de impedancia.
- $p'' = (p_{0,j})(p_{0,k})$
- $p_{0,j}$ = Probabilidad de una cola libre para el mayor conflicto de un giro izquierdo durante el trafico
- $p_{0,k}$ = Probabilidad de una cola libre para el menor conflicto de trafico al cruzar la calle

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-23)

Para el movimiento 7 se utilizará las probabilidades de los movimientos 1, 4 y 11. Es decir:

$$p'' = p_{0,1} * p_{0,4} * p_{0,11}$$

Para el movimiento 10 se empleara la misma teoría para el cálculo de la probabilidad.

El cálculo de la capacidad se lo realizará teniendo en cuenta un factor de ajuste ($f_{p,l}$) como veremos en la siguiente expresión.

Ecuación 4-22 Cálculo de la capacidad para movimiento de rango 4.

$$f_{p,l} = (p')(p_{0,j})$$

DONDE:

- l = menor giro izquierdo durante movimiento de rango 4
- j = conflicto rango 2, menor giro a la derecha durante movimiento

$$C_{m,l} = (C_{p,l})f_{p,l}$$

DONDE:

- $C_{m,l}$ = capacidad del movimiento izquierdo desde la vía secundaria
- $C_{p,l}$ = capacidad potencial del movimiento de giro izquierdo desde la vía secundaria .
- $f_{p,l}$ = factor de ajuste

Paso 9b: Cálculo de la capacidad para movimientos de rango 4 realizados en 2 etapas.

El procedimiento de cálculo es similar al descrito en el Paso 8. Por lo que se deben calcular ciertos parámetros intermedios. Para así poder calcular la capacidad total (C_T).

Ecuación 4-23 Cálculo de la capacidad para movimientos de rango 4.

Para $y \neq 1$

$$C_T = \frac{a}{y^{n_m+1} - 1} [y(y^{n_m})(C_{II} + v_L) + (y - 1)C_{m,x}]$$

Para $y = 1$

$$C_T = \frac{a}{n_m + 1} [n_m(C_{II} + v_L) + C_{m,x}]$$

$$a = 1 - 0.32e^{-1.3\sqrt{n_m}} \text{ Para } n_m > 0$$

$$y = \frac{C_I - C_{m,x}}{C_{II} - v_L - C_{m,x}}$$

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-25)

Paso 10: Cálculo de ajustes en la capacidad.

Paso 10a: Capacidad cuando existe un carril compartido.

Para el caso donde existan carriles compartidos la capacidad se calculará como se describe a continuación.

Ecuación 4-24 Cálculo de la capacidad cuando existen carriles compartidos.

$$C_{SH} = \frac{\sum_y v_y}{\sum_y \left(\frac{v_y}{C_{m,y}} \right)}$$

DONDE:

- C_{SH} = Capacidad del carril compartido (veh/h).
- v_y = Tasa de flujo para movimientos en “y” sujeto al carril compartido (veh/h).
- $C_{m,y}$ = Capacidad de movimiento en el movimiento “y” sujeto al carril compartido (veh/h).

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-25)

Paso 11: Cálculo de la demora por el tipo de control.

El retraso experimentado por un usuario depende de factores como el tipo de señalización, geometría, tráfico y cantidad de conflictos encontrados dentro de la intersección. Esta demora mide el tiempo que transcurre desde que un vehículo llega hasta el final de la cola, hasta que el mismo logra partir.

Paso 11a: Cálculo del retraso para movimientos de rango 2 al 4.

El retraso es función de la capacidad y del grado de saturación de la misma. Esta expresión asume que la capacidad es mayor a la demanda para el periodo de análisis. Por lo tanto se recomienda que el periodo se extienda para los casos en los que la demanda es mayor que la capacidad. Valores de saturación mayores a 0.9 deberán tener periodos de análisis mayores a los 15 minutos.

Ecuación 4-25 Cálculo del retraso para movimientos de rango 2 al 4

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

DONDE:

- d = Retardo del control (s/veh).
 - v_x = Tasa de flujo para movimientos en "x"(veh/h).
 - $C_{m,x}$ = Capacidad de movimiento en "x" (veh/h).
 - T = Análisis del periodo de tiempo (igual a 0.25h para 15 min de periodo) (h)
- Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-28)

Paso 11 b: Cálculo del retraso para movimientos de rango 1.

Cuando no existe carriles de almacenamiento para giros izquierdos en la vía principal estos vehículos pueden interferir a los vehículos que cruzan y a los giros derechos de la vía principal. Para calcular el efecto se debe saber la proporción en la cual los vehículos cruzan y giran a la derecha ($p_{0,j}^*$), no son bloqueados por los izquierdos.

Ecuación 4-26 Cálculo de la demora de los vehículos de rango 1.

$$d_{Rank\ 1} = \left| \begin{array}{ll} \frac{(1 - p_{o,j}^*) d_{M,LT} \left(\frac{v_{i,1}}{N}\right)}{V_{i,1} + V_{i,2}} & N > 1 \\ (1 - p_{o,j}^*) d_{M,LT} & N = 1 \end{array} \right.$$

DONDE:

- d_{Rank1} = Retardo del rango 1 de vehículos (s/veh).
- N = Número de carriles por sentido en la calle principal.
- $P^*_{o,j}$ = Proporción de vehículos no bloqueados en el rango 1.
- $d_{M,LT}$ = retraso importante de vehículos que giran a la izquierda (s/veh).
- $v_{i,1}$ = vehículos en la calle principal a través del carril compartido (veh/h).
- $v_{i,2}$ = girando vehículos en la calle principal en el carril compartido (veh/h).

Paso12: Cálculo de la demora de los ramales y de la intersección.

Se presentan dos expresiones para el cálculo de la demora de ramales y de la intersección.

Ecuación 4-27: Cálculo de la demora para los ramales

$$d_{Rank\ 1} = \left| \begin{array}{ll} \frac{(1 - p^*_{o,j}) d_{M,LT} \left(\frac{v_{i,1}}{N}\right)}{V_{i,1} + V_{i,2}} & N > 1 \\ (1 - p^*_{o,j}) d_{M,LT} & N = 1 \end{array} \right.$$

DONDE:

- d_{Rank1} = Retardo del rango 1 de vehículos (s/veh).
- N = Número de carriles por sentido en la calle principal.
- $P^*_{0,j}$ = Proporción de vehículos no bloqueados en el rango 1.
- $d_{M,LT}$ = retraso importante de vehículos que giran a la izquierda (s/veh).
- $v_{i,1}$ = vehículos en la calle principal a través del carril compartido (veh/h).
- $v_{i,2}$ = girando vehículos en la calle principal en el carril compartido (veh/h).

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-29)

Ecuación 4-28 Cálculo de la demora de la intersección

$$d_I = \frac{d_{A,1}v_{A,1} + d_{A,2}v_{A,2} + d_{A,3}v_{A,3} + d_{A,4}v_{A,4}}{v_{A,1} + v_{A,2} + v_{A,3} + v_{A,4}}$$

DONDE:

- $d_{A,x}$ = Retardo de control en la aproximación en "x" (s/veh).
- $v_r v_t v_l$ = Volumen de la tasa d flujo de aproximación en "x" (veh/h)

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-29)

Paso 13: Cálculo del 95 percentil de la cola.

Para el cálculo se puede emplear la siguiente expresión presentada a continuación. De otra manera podemos multiplicar la demora por el flujo de vehículos.

Ecuación 4-29 Cálculo de la cola probable.

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

DONDE:

- Q_{95} = Cola de percentil 95 (veh).
- V_x = Tasa de flujo de movimientos en "x" (veh/h).
- $C_{m,x}$ = Capacidad de movimiento en "x" (veh/h)
- T = Periodo de tiempo ($T=0.25h$ para 15min de análisis)(h).

4.3 Intersección semaforizadas.

A continuación se describirá ciertos términos y parámetros encontrados en la el manual HCM 2010 capítulo 18. Dicho capítulo describe la metodología para evaluar la capacidad y la calidad del servicio. Esta metodología ha sido empleada para intersecciones de tres y cuatro ramales.

4.3.1 Fronteras de análisis.

No todas las fronteras de análisis se encuentran bien definidas y no son fijas en las intersecciones. Se debe hacer un estudio hacia atrás del flujo. Esto implica tener en consideración el final de la probable cola que se pueda generar. Se recomienda que por lo menos el análisis se lo haga a 76 metros (250 ft) desde la señal de pare.

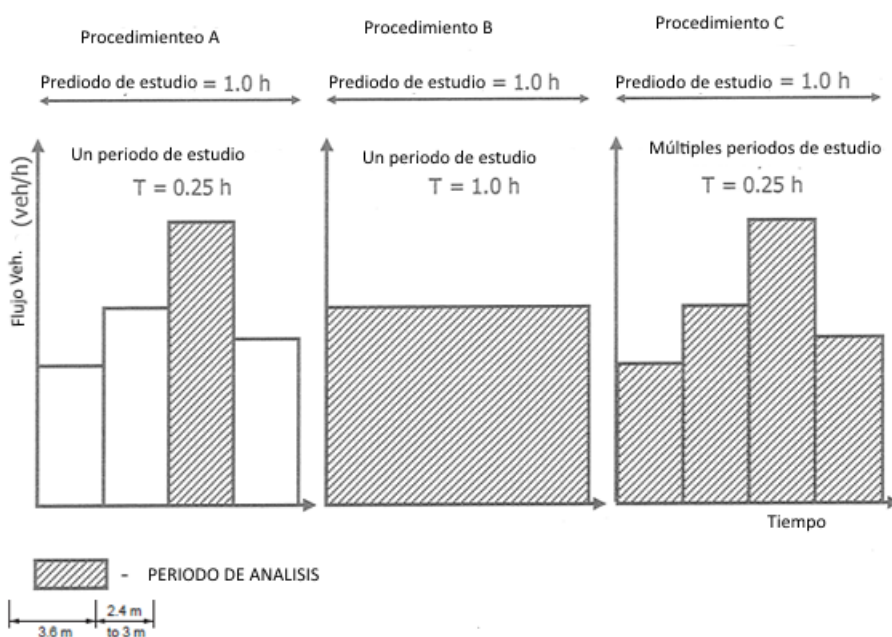
4.3.2 Periodo de análisis

Para el estudio de una intersección debemos determinar el periodo sobre el cual se estimarán los datos de tráfico. La metodología propone determinar el del flujo vehicular en un periodo de una hora, casos de ordenamiento urbano se pueden utilizar periodos más largos de tiempo. Si la demanda durante el periodo de análisis supera a la capacidad, el periodo de análisis deberá ser escogido de tal manera que al inicio del periodo no exista cola, ni en el final del mismo. Por

último, si existen múltiples periodos de diseño los resultados deben ser presentados por separado.

A continuación la norma presenta de manera esquemática como podría ser el periodo de análisis en tres diferentes principios, Figura 4.2.2-1 Periodos de análisis (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-2). En la figura se puede observar tres conteos de tráfico. El procedimiento “A” se lo realiza en un periodo de cuarto de hora, durante la hora pico, en el lapso más desfavorable. El “B” se lo realiza durante la hora pico sin que exista una discretización dentro de esta hora. Y para finalizar el procedimiento “C” toma en consideración toda la hora de análisis, pero discretizar los conteos en periodos de cuarto de hora.

Figura 4-2 Periodos de análisis (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-2)



Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 19-29)

Cuando se utiliza el conteo de una hora el tráfico deberá ser mayorado por el factor de la hora pico. Esto se lo hace debido a que en un periodo de cuarto de hora, el flujo vehicular puede ser mayor al promedio estimado durante la hora.

4.3.3 Nivel de Servicio (LOS)

Existen diversos criterios para elegir el nivel de servicio según el modo de transporte. Por lo tanto existen parámetros diferentes para determinar el nivel de servicio de vehículos, peatones y bicicletas. Los criterios para definir el nivel de servicio de los automóviles están basados en niveles de desempeño que son medidos en campo y percibidos por los viajeros.

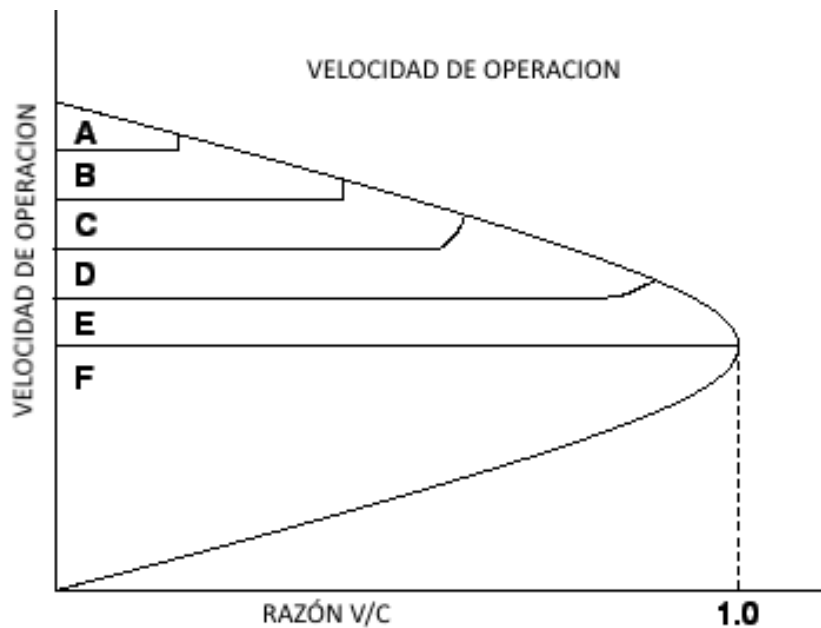
Para el caso de vehículos se puede determinar un nivel de servicio para toda la intersección, para las zonas cercanas a la intersección, y cada grupo de carril. El retraso es utilizado para caracterizar a toda la intersección o a su llegada. Adicionalmente, el retraso y la razón de volumen – capacidad son utilizados para caracterizar los carriles de grupo. La relación volumen capacidad es imprescindible para el estudio de una intersección semaforizada, ya que brinda un idea del grado en el que una fase está siendo ocupada. A continuación se resume cada nivel de servicio y sus características.

Tabla 4-11 Caracterización del nivel de servicio

Nivel de servicio	Descripción
A	Describe operaciones con un retraso menor a 10 s/veh. Es asignado cuando la razón volumen-capacidad es baja. La mayoría de vehículos llegan a la intersección durante la fase de verde
B	En este nivel de servicio los retrasos estimados son de 10 a 20 s/veh. En este nivel algunos vehículos son detenidos en la longitud del ciclo.
C	Se encuentran todas las operaciones dentro de una intersección que contengan un retraso entre 20-35 s/veh. El número de vehículos detenidos en el ciclo es significativo.
D	Son todas las operaciones un retraso de 35 -55 s/vehículos. Muchos vehículos se detienen en el ciclo.
E	Son operaciones con un retraso de 55-80 s/veh. En este la razón volumen capacidad es alta.
F	En este nivel de servicio existen retrasos superiores a 80s/veh. Los ciclos fallan en para despejar la fila de la intersección

A continuación, se presenta la Figura 4.2.3-1Relación v/c con el (LOS) (Mathew, Indian Institute of Technology Bombay, 2014), describe la relación existente entre la razón de volumen – capacidad (v/c) con el nivel de servicio. En la figura se puede observar que a medida que v/c incrementa el nivel de servicio se hace peor. Otro factor importante de señalar es que la velocidad de operación disminuya.

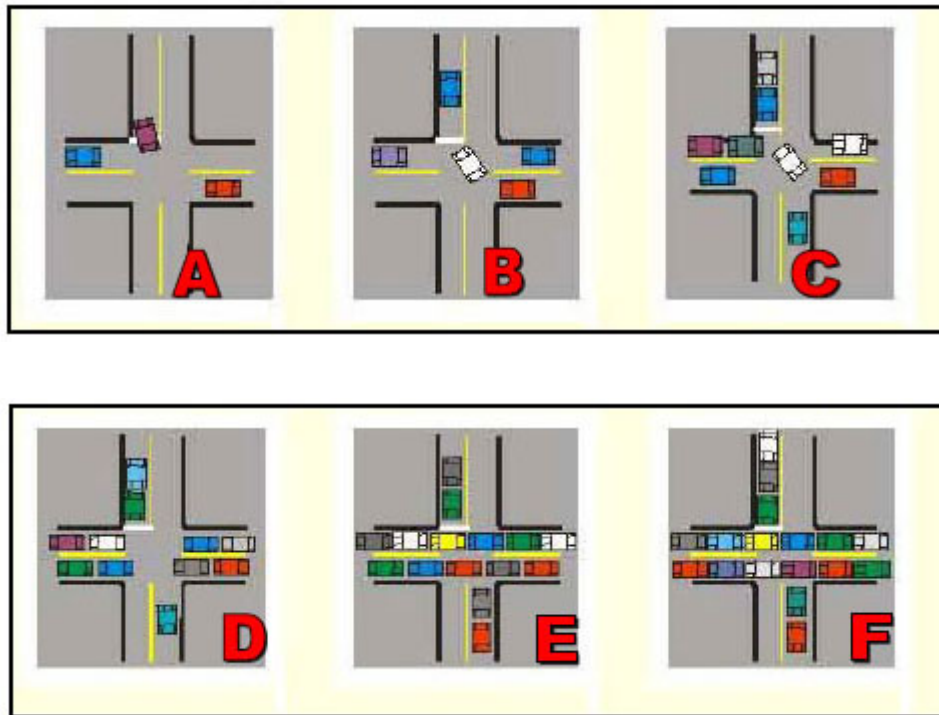
Figura 4-3 Relación v/c con el (LOS)



Fuente (Mathew, Indian Institute of Technology Bombay, 2014)

En la Figura 4.2.3-2 Esquematización de una intersección de acuerdo a su nivel de servicio., (Department of transportation Connecticut, s.f.) se muestra una caracterización visual de los niveles de servicio. Aquí se puede apreciar como luciría una intersección para cada nivel de servicio.

Figura 4-4 Esquematización de una intersección de acuerdo a su nivel de servicio.



Fuente (Department of transportation Connecticut, s.f.)

Por último en la Tabla 4.2.4-1 Valores de Factor de hora pico de acuerdo a volúmenes de entrada, es un extracto de HCM 2010, en la cual se expone la valoración del retraso y el nivel de servicio.

Tabla 4-12 Retraso por control y Nivel de Servicio

Demora de control (s/veh)	LOS (Razón Volumen - Capacidad)	
	$v / c \leq 1$	$v / c > 1$
0-10	A	F
>10-20	B	F
>20-35	C	F
>35-55	D	F
>55-80	E	F
>80	F	F

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-6)

4.3.4 Datos requeridos para el cálculo del nivel de servicio.

A continuación se presenta los datos requeridos para el cálculo del nivel de servicio para automóviles.

Características de tráfico.

Demanda: Mide el número de vehículos que llegan a la intersección durante el periodo de diseño. Se expresa en unidades de vehículos hora, pero este puede representar un periodo más corto que una hora. Se usa el valor de hora pico para el diseño. Cuando no se tiene los valores de demanda correspondiente a la hora pico, se deberá corregir la demanda utilizando el factor de hora pico. Cuando no se tenga calculado el valor de hora pico y se utilice tráfico horario se deberán utilizar como factor de hora pico los siguientes valores:

Tabla 4-13 Valores de Factor de hora pico de acuerdo a volúmenes de entrada

Trafico	Factor de hora picho (PHF)
Volumen de entrada > 1000 veh/h	0.92
Volumen de entrada < 1000 veh/h	0.90

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

De lo contrario el PHF puede ser calculado utilizando la siguiente expresión:

Ecuación 4-30

$$PHF = \frac{n_{60}}{4n_{15}}$$

n_{60} = cuenta de vehículos durante la hora de diseño

n_{15} = vehículos que circulan durante la hora pico

Vehículos con giro derecho permitido en rojo:

es necesario definir la cantidad de vehículos que giran a la derecha durante el periodo de diseño. De una manera conservadora no se deberá asumir que la cantidad de vehículos que giran en rojo es 0 veh/h. Si se tiene un carril exclusivo de giro derecho el volumen de giro derecho puede ser reducido.

Porcentaje de vehículos pesados:

los buses dentro de la metodología no son considerados como vehículos pesados. Se lo calcula dividiendo el total de vehículos pesados que llegaron durante el periodo de diseño para el número total de vehículos.

Platoon:

Correlaciona el porcentaje de vehículos que arriba en verde dentro del ciclo. Esta puede ser calculada con la siguiente expresión:

Ecuación 4-31

$$R_p = \frac{P}{\left(\frac{g}{C}\right)}$$

R_p = Platoon

P = porcentaje de vehículos que arriban en verde (decimal).

g = es el periodo efectivo en verde (s)

C = es la longitud del ciclo (s)

Para el caso de diseño se debe utilizar la Tabla 4.2.4-2 Valores de Platoon según el tipo de arribo. (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-12), durante la fase de planificación no se tiene datos de las condiciones en la que opera la intersección. Por ello, se deberá asumir un tipo de arribo para así poder obtener el valor de la tabla presentada a continuación.

Tabla 4-14 Valores de Platoon según el tipo de arribo.

RELACION PLATOON	TIPO DE LLEGADA	CALIDAD PROGRESION
0.33	1	Muy pobre
0.67	2	Desfavorable
1	3	Llegadas al azar
1.33	4	Favorable
1.67	5	Muy favorable
2	6	Excepcionalmente favorable

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-12)

A continuación se presenta una breve descripción de cada tipo de arribo:

Tabla 4-15 Descripción del tipo de arribo

Tipo de Arribo	Descripción
1	80% del volumen empiezan en rojo
2	40 al 80 % del volumen arriba en rojo
3	Menos del 40% arriban en rojo
4	40 al 80% de los vehículos arriban en verde
5	80% o más de los vehículos arriban en verde
6	80% de los vehículos arriban al inicio del verde

Efectos discretos por efectos de una intersección posterior:

Debido a factores ocurrentes posteriores a la intersección objeto de estudio, de deberá considerar un factor "I". Este factor refleja la manera en la que los vehículos cambian su número de arribos por efecto de la intersección precedente. La variación decrece a medida que incrementa la razón volumen – capacidad de la intersección.

Ecuación 4-32

$$I = 1.0 - 0.91 X_u^{2.68} \geq 0.090$$

I = factor de ajuste por efecto de la intersección precedente.

X_u = razón volumen capacidad de la intersección precedente.

Saturación Base (S₀): Representa la máxima capacidad de un carril bajo condiciones estándares.

Se asumieron como factores los siguientes elementos: un carril de 3.65 m (12 ft), la ausencia de vehículos pesados, una gradiente del 0% y la no presencia de vehículos estacionados. A continuación se presenta los valores utilizados para saturación base:

Tabla 4-16 Valores de saturación base.

Locación	Valor de S ₀ pc/h/carril
----------	-------------------------------------

Áreas Metropolitanas con más de 250.000 habitantes	1900
Cualquier otro caso	1750

Factor de utilización de carril: este factor toma en condición de distribución no uniforme que ocurre dentro del tráfico en esos grupos de movimientos con más de un carril exclusivo. Este factor solo es utilizado siempre y cuando el movimiento tenga más de un carril exclusivo.

Ecuación 4-33

$$f_{lu} = \frac{v_g}{N_e v_{gl}}$$

f_{lu} = factor de ajuste por utilización de carril

v_g = demanda del grupo (veh/h)

N_e = número de carriles exclusivos

v_{gl} = demanda más elevada en el carril exclusivo (veh/h/ln)

Para concluir, es importante mencionar que los parámetros de entrada antes mencionados son los principales necesarios para los cálculos. A continuación se presenta un extracto del manual del HCM 2010, en donde se presentan todos los demás parámetros requeridos para el cálculo de capacidad y nivel de servicio.

Tabla 4-17 Parámetros de entrada para el cálculo del nivel de servicio.

DISEÑO GEOMETRICO	
Número de carriles	Por grupo de movimiento
Ancho promedio de carril	Por grupo de movimiento
Número de carriles de salida	Por cada ramal
Carriles de giro	Por grupo de movimiento
Presencia de carriles de zonas de parqueo	Por grupo de movimiento
Pendiente de los ramales	Por cada ramal

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-8)

4.3.5 Conceptos Generales.

Se encontró que el manual HCM 2010 hace hincapié en diversos conceptos para el cálculo del nivel de servicio. Estos son la base de la metodología, y deberán ser mencionados antes de exponer la misma en los siguientes capítulos. A continuación se presentan dichos conceptos.

Grupos de movimientos y grupos de carriles:

Los grupos de movimientos son agrupaciones de los posibles movimientos que se puede realizar dentro de la intersección en estudio. Estos no son utilizados dentro de la metodología de cálculo, estos solo se los utiliza para construir los datos de tráfico iniciales.

Para los cálculos de la presente metodología es importante dividir a los carriles en grupos. Los grupos de carriles deben ser divididos tomando en cuenta las siguientes reglas: los carriles exclusivos serán analizados por separado, los carriles con giros compartidos deberán ser designados por separado, y todos los carriles que no sean combinados o exclusivos deberán ser agrupados.

A continuación se presenta un esquema de lo antes mencionado, en este podemos apreciar la diferencia entre los dos términos. En la Figura 4.2.5-1 Análisis típico de un agrupamiento de carriles, podemos notar las diferencias entre un grupo de carriles y un grupo de movimientos.

Figura 4-5 Análisis típico de un agrupamiento de carriles

Num. de carriles	Mov. por carril	Grupo de movi. (MG)	Grupo carriles (LG)
1	Der, cruce y lzq.	MG 1:	LG 1:
2	Exclusivo lzq.	MG 1:	LG 1:
		MG 2:	LG 2:
2	Izq. y cruce	MG 1:	LG 1:
	Cruce y derecha		LG 2:
3	Ex. derecha	MG 1:	LG 1:
	Ex. derecha		LG 2:
	Cruce	MG 2:	LG 2:
	Cruce y derecha		LG 3:

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-34)

Saturación (S):

Saturación indica el ajuste sufrido por la saturación base (S_0), en se ha tomado en cuenta las condiciones existentes de la intersección. Como se observó anteriormente S_0 es un dato obtenido antes de iniciar el cálculo, en base a la localidad a la cual esta pertenece. A continuación presentamos la expresión utilizada para el cálculo de la saturación:

Ecuación 4-34 Cálculo de la saturación.

$$S = S_0 \times f_w \times f_{HV} \times f_g \times f_y \times f_{bb} \times f_a \times f_{LU} \times f_{LT} \times f_{RT} \times f_{Lpb} \times f_{Rpb}$$

Dónde:

S = Saturación (veh / h / ln),

S_0 = Saturación base (pc / h / ln),

f_w = Factor de ajuste para la anchura de carril,

f_{HV} = Factor de ajuste para vehículos pesados en el flujo de tráfico,

f_g = Factor de ajuste para la aproximación de grado,

f_y = Factor de ajuste por la existencia de un carril de estacionamiento y la actividad de aparcamiento adyacente al grupo de carril,

f_{bb} = Factor de ajuste para el efecto de los autobuses locales que paran en el bloqueo área de intersección,

f_a = Factor de ajuste para el tipo de zona,

f_{LU} = Factor de ajuste m para la utilización de carril,

f_{LT} = Factor de ajuste para la izquierda a su vez la presencia de vehículos en un grupo de carril,

f_{RT} = Factor de ajuste para la derecha a su vez la presencia de vehículos en un grupo de carril,

f_{Lpb} = Factor de ajuste de peatones para los grupos de izquierda de vuelta, y

f_{Rpb} = Factor de ajuste de peatones-bicicletas para grupos derecho de giro.

Los factores de ajuste de la lista anterior se describen en la siguiente subpartes.

Capacidad:

La capacidad de una intersección indica el número máximo de vehículos que pueden circular. Ese parámetro da al diseñador una idea cuantitativa de cuantos vehículos es capaz de satisfacer dicha intersección. La capacidad es determinada para el grupo de carriles de una intersección. Esta se calcula con la ecuación presentada a continuación, Ecuación 4.2.5-2
Cálculo de capacidad para intersecciones:

Ecuación 4-35 Cálculo de capacidad para intersecciones

$$c = N * s * \frac{g}{C}$$

c=capacidad del grupo de carriles

N= Número de carriles (*ln*)

s=saturación (*veh/h/ln*)

g=tiempo efectivo de verde (*s*)

C= ciclo del period (*s*)

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, pp. 18-41)

Razón Volumen – Capacidad:

La razón es calculada entre el volumen de demanda del sistema dividido para su capacidad. Este factor da una idea de cómo está funcionando la vía. Si esta razón es igual a 1, la demanda de los usuarios sería igual a la capacidad de la misma, y un aumento en la demanda haría que el sistema opere en condiciones defectuosas.

Ecuación 4-36 Razón Volumen Capacidad

$$X = \frac{v}{c}$$

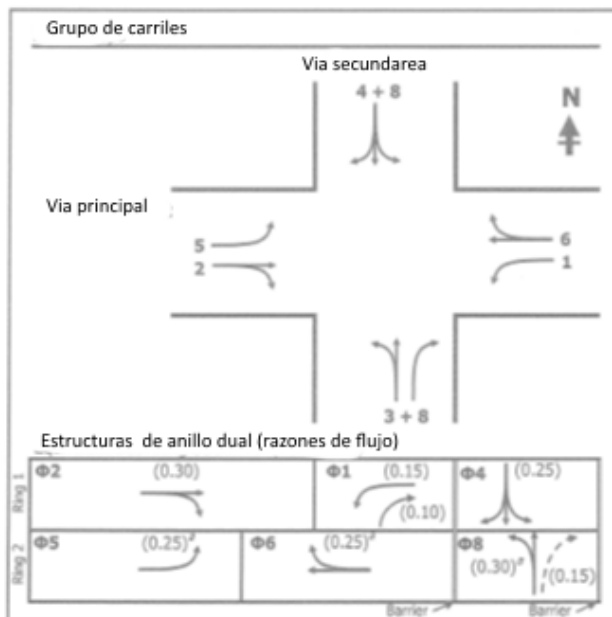
v = demanda del sistema (veh/h)

c = capacidad (veh/h)

Razón Volumen – Capacidad crítica de la intersección:

Este valor da una idea al diseñador de la razón de saturación de la fase crítica. La fase crítica es aquella que la suma de las demandas combinadas es la más grande. Para identificar las fases más grandes y las demandas que producen la crítica, se debe esquematizar los movimientos con sus demandas y fases en un diagrama llamado “Dual Ring Diagram”. En este, se puede definir que movimientos de la fase o fases producirán la combinación más crítica.

Figura 4-6 Diagrama de anillo dual



Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-43)

Ecuación 4-37 Razón Volumen – Capacidad crítica (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-41)

$$X_c = \left(\frac{C}{C - L} \right) \sum_{i \in ci}^n y_{c,i}$$

$$y_{c,i} = \frac{v_i}{N * S_i}$$

$$L = \sum_{i \in ci}^n l_{t,i}$$

$C_{,i}$ = grupo de fases críticas del movimiento crítico.

C = duración del ciclo

L = pérdida de tiempo de todo el ciclo

$\gamma_{c,i}$ = razón crítica para la fase i , los demás términos ya han sido previamente definidos.

$l_{t,i}$ = pérdida de tiempo de la fase i , si dentro del grupo i existe 2 fases para el movimiento entonces= $l_{1,i} + l_{2,i}$

Retraso por el tipo de control:

Este es el retraso causado por el tipo de unidad de control. Este está compuesto por tres componentes, el retraso uniforme, el incremental y el de cola inicial. Este es aproximadamente igual al tiempo en fila más la aceleración y la desaceleración del vehículo durante el tiempo en fila (Mathew, Indian Institute of Technology Bombay, 2014).

Ecuación 4-38 Retraso por el tipo de control.

$$d = d_1 + d_2 + d_3$$

d = retraso de control

d_1 = retraso uniforme

d_2 = retraso incremental

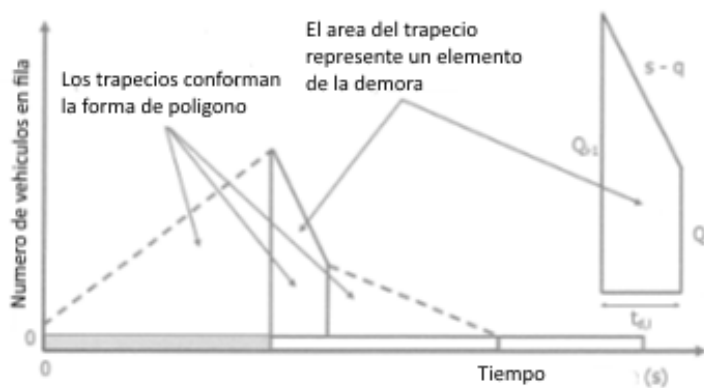
d_3 = retraso por la fila inicial.

Retraso uniforme d_1 :

Existen dos formas de cálculo para el retraso uniforme. La primera trata de un método gráfico que evalúa el área de la curva del gráfico autos en fila en función del tiempo. La segunda forma consiste en una aproximación en donde se emplea una ecuación, esta es idónea para el caso de diseños de nuevas intersecciones, ya que es un procedimiento rápido para obtener un buen estimado.

A continuación se presenta una representación gráfica del número de vehículos en fila en función del tiempo, Figura 4.2.5-3 NUMERO DE VEHICULOS EN FILA VS TIEMPO. Es a partir de esta gráfica que se desarrolla un método de cálculo del retraso uniforme, en función del área bajo esta curva.

Figura 4-7 NÚMERO DE VEHÍCULOS EN FILA VS TIEMPO



$$Q_i = Q_{i-1} - (s/3,600 - q/N) t_{ei} \geq 0.0$$

Donde:

Q_i = Tamaño de la fila al final del intervalo i (veh)

q = Taza de arribo $= v / 3600$ (veh/s)

t_{ei} = duración del intervalo i durante el cual la tasa de arribo y la saturación son constantes (s)

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010)

Para el caso de diseño de intersecciones resulta más conveniente estimar d_1 utilizando una ecuación. En un diseño de una intersección no se dispone de datos reales de tráfico, puesto que estas aún no han sido emplazadas, por lo tanto se requiere de valores fáciles de estimar.

A continuación presentamos una expresión utilizada para calcular esta demora.

Ecuación 4-39 Cálculo del retraso uniforme

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

C = longitud del ciclo (s)

g = tiempo efectivo en verde (s)

X = razón volumen capacidad

Retraso incremental d2:

Este consiste en un Componente que toma en cuenta el efecto aleatorio, las fluctuaciones ciclo a ciclo en la demanda que ocasionalmente supera la capacidad. EL retraso incremental es calculado utilizando la siguiente expresión:

Ecuación 4-40 d2 retraso incremental

$$d_2 = 900 * T * \left[(X_A - 1) + \sqrt{(X_A - 1)^2 + \frac{8 * k * I * X_A}{c_a * T}} \right]$$

$X_A = v/c_A$ Razón demanda capacidad.

v = demanda

c_A = capacidad

T = periodo de análisis (h)

De donde es igual a:

Ecuación 4-41 Constante de retraso incremental

$$k = (1 - 2 * k_{min}) * \left(\frac{v}{c_a} - 0.5 \right) + k_{min} \leq 0.5$$

c_a =capacidad disponible del grupo de carriles.

v = demanda

$$k_{min} = -0.375 + 0.354 * P * T - 0.0910 * PT^2 + 0.00889PT^3 \geq 0.04$$

P =porcentaje de vehículos que arriban durante el verde.

Retraso por fila inicial d_3 :

Este es el retraso que sufre un vehículo cuando en la intersección existe una demanda que supera a la capacidad por un periodo largo de tiempo. En el diseño este retraso no suele ser estimado ya que considera una intersección sobre saturada, y cuando se diseña una se supone que el sistema no debe estarlo. Dicho parámetro es de gran utilidad cuando tenemos que evaluar una intersección existente.

4.3.6 Metodología de cálculo.

En el manual HCM 2010 se propone una metodología para el cálculo de los niveles de servicio. Esta es presentada en esta sección del presente documento. Se establecen diez pasos para determinar el nivel de servicio de semáforos pre- temporizados y accionados.

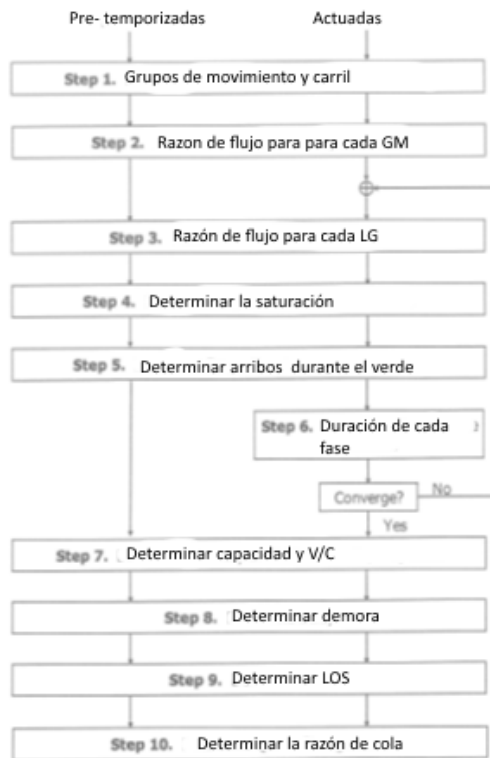
Los semáforos pre-temporizados son todas aquellas unidades que la secuencia de la fase son programadas con anterioridad. La longitud de cada fase y la duración del ciclo son calculadas en base a la demanda. En general, durante la hora pico el ciclo de las señales se reduce para así satisfacer de mejor manera la demanda. Las señales pre-temporizadas pueden responder

de manera más eficiente las condiciones de tráfico, siempre y cuando, la longitud del ciclo y el tiempo de verde respondan a la demanda de dicha intersección. (HALIFAX, 2014). Generalmente, en muchas ciudades, estas señales se vuelven intermitentes durante la madrugada cuando la demanda es baja.

Por otro lado las señales accionadas son todos aquellos mecanismos que necesitan que el usuario los accione. Estos son utilizados en zonas de paso peatonal o para vehículos, en intersecciones en las que el paso de vehículos desde la vía secundaria es esporádico. Estos semáforos son activados por sensores que detectan los vehículos o por botones para el caso de los peatones.

En la siguiente figura se muestra un diagrama de flujo con la metodología de cálculo del nivel de servicio para una intersección semaforizada. Posteriormente se describirá cada uno de los pasos y se utilizará conceptos expuestos anteriormente

Figura 4-8: Cálculo del nivel de servicio para una intersección semaforizada



Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-32)

Paso 1 y 2: Determinar los grupos de movimientos y carriles.

Se debe determinar los volúmenes circulan en la intersección determinando la demanda para cada movimiento. Para ello, se agrupan los movimientos y se contabiliza los vehículos por grupo. Después se agrupan estos volúmenes según los carriles. Se debe agrupar los carriles utilizando los parámetros descritos en el manual HCM 2010. Mientras menos grupos de carriles se crean más exacto será el cálculo del nivel de servicio.

Paso 3: Determinar el flujo de cada grupo de carril.

Es importante determinar la demanda con cada grupo de carril “ v_i ” debido a que el procedimiento del cálculo establece nivel de servicio para cada carril. Con este parámetro se

obtiene un LOS para cada carril. Por último se realiza un promedio ponderado de los retrasos por grupo de carriles para así determinar el retraso del ramal y de toda la intersección

Paso 4: Determinar la saturación

La saturación determina el volumen máximo por unidad de tiempo que un carril es capaz de soportar. Este valor representa un parámetro base ajustado por las condiciones propias del sitio. Este se ve afectado por los siguientes factores: ancho de carril, porcentaje de vehículos pesados, por la pendiente de los ramales, por la presencia de carriles de parqueo, efecto de los buses, por el tipo de lugar que la intersección se encuentra emplazada, por la utilización del carril, por los vehículos que giran a la izquierda, giros derechos, peatones y bicicletas. Dicha saturación calculada con la expresión presentada anteriormente.

La ecuación para el cálculo de la saturación presentada en el manual HCM 2010 no difiere con la que fue presentada en su edición anterior. En el manual HCM 2000 se presenta una tabla de la cual se resumen todos los parámetros que afectan al cálculo de la saturación. A continuación se presenta dicha tabla.

Tabla 4-18 Factores de modificación del nivel de saturación.

$$S = S_o f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$$

Factor	Formula	Definition of Variables	Notes
Ancho de carril	$f_w = 1 + \frac{(W - 3.6)}{9}$	W = Ancho de Carril (m)	$W \geq 2.4$ Si $W > 4.8$, un analisis de dos carriles deben ser utilizado
Vehiculos Pesados	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \% HV(E_T - 1)}$	$\% HV$ = % Porcentaje de vehiculos pesados por LG	$E_T = 2.0 \text{ pc/HV}$
Pendiente	$f_g = 1 - \frac{\% G}{200}$	$\% G$ = % pendiente en la inmediación a la intersección	$-6 \leq \% G \leq +10$ Negativo es cuesta abajo
Parqueadero	$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18N_m}{3600}}{N}$	N = Número de carriles en el grupo N_m = Número de maniobras de parqueo en s/h	$0 \leq N_m \leq 180$ $f_p \geq 0.050$ $f_p = 1.000$ no parqueo
Bloqueo de bus	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4N_B}{3600}}{N}$	N = Número de carriles en el grupo de carriles N_B = Número de buses parqueandose / h	$0 \leq N_B \leq 250$ $f_{bb} \geq 0.050$

Tipo de Area	$f_a = 0.900$ in CBD $f_a = 1.000$ En todas las areas		
Utilización de carril	$f_{LU} = v_g / (v_{g1}N)$	v_g = tasa de flujo de de manda para el grupo de carril veh/h v_{g1} = Tasa de flujo de demanda no ajustado en un carril unitario en el grupo de carril con el volumen más alta N = número de carriles en el grupo de carriles	
Giros izquierdos	Fase protegida Carril exclusivo $f_{LT} = 0.95$ Carril compartido $f_{LT} = \frac{1}{1.0 + 0.05P_{LT}}$	P_{LT} = proporción de giros izquierdos en el grupo de carriles	
Giros derechos	Carril exclusivo $f_{RT} = 0.85$ Carril compartido $f_{RT} = 1.0 - (0.15)P_{RT}$ Carril simple $f_{RT} = 1.0 - (0.135)P_{RT}$	P_{RT} = Porcentaje de giros derechos en el grupo de carril	$f_{RT} \geq 0.050$

Bloqueo por peatones y ciclistas	Ajuste de giro izquierdo $f_{Lpb} = \frac{1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})}{(1 - P_{LTA})}$ Ajuste de giro derecho $f_{Rpb} = \frac{1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})}{(1 - P_{RTA})}$	PLT= proporción de giros izquierdos en el grupo de carril. ApbT= ajuste de fase permitida PLTA= proporción de giros de giros izquierdos protegido del total de giros izquierdos PRTA= porción de giros derechos prot. del total del verde	
----------------------------------	---	--	--

Fuente (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 2000, págs. 16-11)

Paso 5: Determinar la cantidad de vehículos que arriban durante el verde.

El retraso y la cola de vehículos en una intersección señalizada son dependientes de la cantidad de vehículos que arriban durante la fase de verde o rojo. La demora y la cola son menores cuando una buena porción de vehículos arriban durante el verde. Para el diseño debemos asumir el tipo de arribo que se presume la intersección va a tener. Con ello se puede predecir la cantidad de vehículos que se espera que arriben en verde.

Ecuación 4-42 Vehículos que arriban durante el verde (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-39)

$$P = \frac{R_p}{\left(\frac{g}{C}\right)}$$

P= porción de vehículos que arriban en verde.

g= tiempo de verde (s).

C= duración del ciclo (s)

Paso 6: Determinar la duración de la fase.

Dentro del manual existe una metodología para estimar la duración del verde (g) y la duración del ciclo (C). Esta metodología es de utilidad para empezar el proceso iterativo para determinar los valores óptimos. Para el diseño definitivo de los tiempos de "g" y "C" se deberá hacer un modelo de la intersección con ayuda de un software. Para intersecciones pre-temporizadas es posible utilizar expresiones para determinar dichos valores. Por otro lado para la señalización de semáforos activados se deberá realizar dicha estimación con ayuda de herramientas computacionales.

Para intersecciones pre-temporizadas es posible ocupar las siguientes expresiones para estimar los valores "g" y "C". Estos valores serán tomados como mínimos para el diseño de una simulación.

Ecuación 4-43 Cálculo de la duración del ciclo mínimo.

$$C(\text{minima}) = \frac{LX_c}{\left[X_c - \sum_i^n \left(\frac{v}{S} \right)_{ci} \right]}$$

L= perdida de tiempo por ciclo (s)

X_c = razón v/c critica para la intersección. Dentro del proceso de estimación podemos adopar un valor comprendido entre 0.8 y 1.

v= es la demanda del sistema (veh/h)

s = saturación de grupo de carril (veh/h).

Subíndice “ C_i ” = hace referencia a los valores críticos del grupo de carriles “ i ”.

C = duración del ciclo de una intersección pre-temporizada (s).

Ecuación 4-44 Cálculo del tiempo de verde mínimo para cada grupo de carril.

$$g_i = \left(\frac{v}{s}\right)_i \left(\frac{C}{X_i}\right)$$

g_i = duración del verde para el grupo de carril “ i ” (s)

v = es la demanda del sistema (veh/h)

s = saturación de grupo de carril (veh/h).

C = duración del ciclo de una intersección pre-temporizada.(s)

X_i = es la razón v/c crítica para el grupo de carril “ i ”

Paso 7: Determinar la capacidad y la razón volumen capacidad.

La capacidad de un grupo se determina mediante la siguiente expresión:

Ecuación 4-45: Cálculo de la capacidad:

$$c = N * s * \frac{g}{C}$$

N =número de carriles.

s = saturación de grupo de carril (veh/h).

g_i = duración del verde para el grupo de carril "i" (s)

C = duración del ciclo (s).

c = capacidad del grupo de carriles (veh/h)

Una vez obtenido el valor de la capacidad podemos calcular la razón volumen capacidad.

Esta, es el cociente entre la demanda "v" y la capacidad "c".

Ecuación 4-46 Razón volumen – capacidad (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, pp. 18-41)

$$X = \frac{v}{c}$$

X = razón volumen – capacidad

v = volumen de demanda

c = capacidad.

Otro concepto usado en el cálculo de nivel de servicio es la razón crítica de volumen capacidad. Este parámetro es comúnmente usado en el pre-dimensionamiento del ciclo "C"

de una intersección semaforizada. Esta está definida por la ecuación presentada a continuación.

Ecuación 4-47 Razón volumen capacidad crítico

$$X_c = \left(\frac{C}{C - L} \right) \sum_{i \in c_i}^n y_{c,i}$$

$$y_{c,i} = \frac{v_i}{N * s_i}$$

$$L = \sum_{i \in c_i}^n l_{t,i}$$

C_i = grupo de fases críticas del movimiento crítico.

C = duración del ciclo

L = pérdida de tiempo de todo el ciclo

$y_{c,i}$ = razón crítica para la fase i , los demás términos ya han sido previamente definidos.

$l_{t,i}$ = pérdida de tiempo de la fase i , si dentro del grupo i existe 2 fases para el movimiento

entonces= $l_{1,i} + l_{2,i}$

Paso 8 : Cálculo de las demoras.

En este paso se deberá calcular la demora “d” para el grupo de carriles i. Para ello debemos calcular cada uno de los componentes: demora uniforme “d1”, demora incremental “d2”, y demora por presencia de cola “d3”. Se debe tener en cuenta que “d” será la sumatoria de sus tres componentes. Estos parámetros fueron definidos previamente en este documento.

Es posible estimar una demora para cada aproximación o para toda la intersección.

Ecuación 4-48 Cálculo de la demora para las aproximaciones y de la intersección

$$d_{A,j} = \frac{\sum_{i=1}^{m_j} d_i v_i}{\sum_{i=1}^{m_j} v_i}$$

$d_{A,j}$ = demora para la aproximación tomando en cuenta la presencia de “j” grupos de carril

d_i = demora del grupo de carril “i”

v_i = demanda del grupo de carril “i”

Para el cálculo de la demora de toda la intersección tan solo diferirá a la expresión anterior en que se tomará en cuenta todos los grupos de carril.

Ecuación 4-49 Cálculo de la demora de toda la intersección

$$d_i = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i}$$

d_i = demora de la intersección. Se realiza la sumatoria de todos los grupos de carril "i".

Paso 9: Determinar el nivel de servicio.

Una vez estimada la demora se determina el nivel de servicio. Esto se lo realiza para cada grupo de carril, aproximación e intersección. El parámetro que es empleado dentro del diseño de intersecciones corresponde al nivel de servicio de toda la intersección. Para el cálculo de nivel de servicio se compara la demora y en base a este parámetro se selecciona de la Tabla 4.2.3-2 Retraso por control y Nivel de Servicio (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD , 2010, págs. 18-6) el correspondiente nivel de servicio.

Paso 10: Determinar la razón de cola

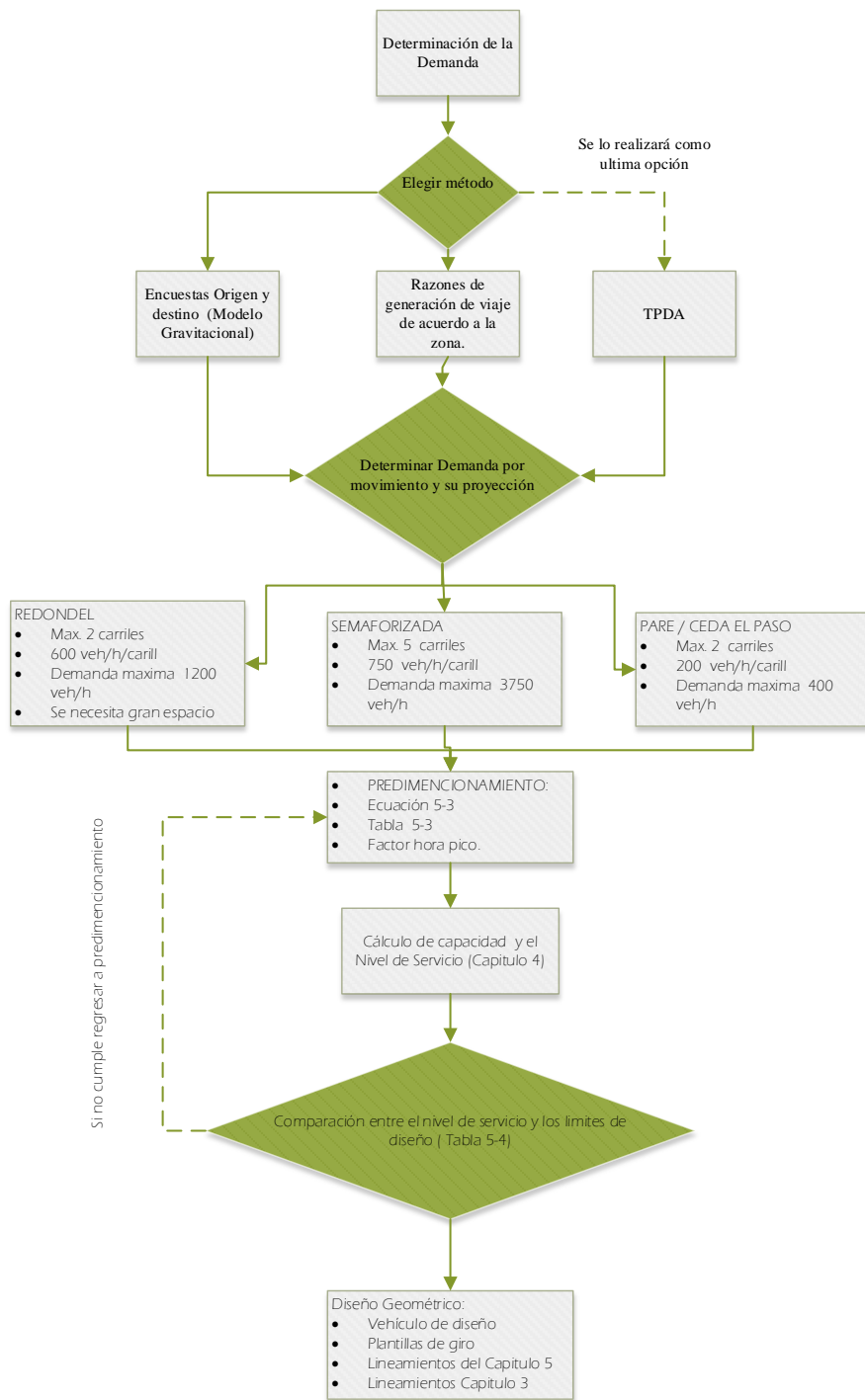
La razón de cola brinda un estimado de la cantidad de vehículos que se alojan en la intersección. Esta razón es el cociente entre la cola probable que pueda formarse y la cantidad de vehículos en cola que el diseño es capaz de albergar.

5 Elaboración del Manual de diseño.

El presente capítulo es la propuesta de un manual, en el cual se establecerán pautas claras para el diseño de intersecciones. Dicho documento busca que todos los profesionales involucrados en el ámbito tengan los mismos criterios, para conseguir diseños homogéneos y de buenas prestaciones. En el presente capítulo se establecerán patrones de cálculo para determinar la demanda, parámetros para identificar el tipo de intersección, pre-dimensionamiento, cálculo de la capacidad, elección del tipo de vehículo de diseño, determinación de la velocidad de diseño y parámetros geométricos de diseño.

En la Figura 5-1, mostrada a continuación se presenta el flujograma a emplearse para el diseño de una intersección a nivel. Dicho diagrama presenta los pasos a seguir por el diseñador para el diseño de este tipo de elementos viales.

Figura 5-1 Flujograma de diseño de una intersección a nivel



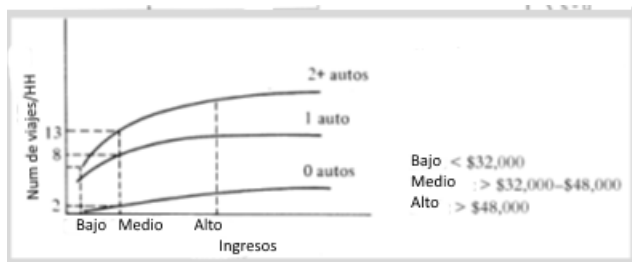
5.1 Determinación de la demanda.

Una intersección debe ser modelada para satisfacer la demanda futura. Para determinar dicha demanda se debe hacer uso de estudios de origen y destino, estimar los viajes mediante razones de viajes o por conteos de tráfico. Se debe determinar esta demanda para el año de diseño, que usualmente son de 5 a 10 años para proyectos de rehabilitación y de 10 a 20 años para carreteras nuevas (AASHTO, 2011, págs. 2-53). La demanda futura puede ser estimada por medio de un crecimiento exponencial, que estima bien para periodos de tiempo cortos, pero usualmente sobre dimensiona el tráfico en periodos más extensivos de tiempo. Existen tres maneras de estimar la demanda: encuestas origen y destino, tasas de generación de viajes y conteos directos realizados sobre la intersección.

El primer método para estimar los viajes producidos consiste en valerse de encuestas de origen y destino (“cross classification”), en la cual se determinan los viajes realizados por familia, según sus ingresos y la cantidad de vehículos. Para estimar el volumen de un proyecto se puede ocupar estudios existentes de zonas similares o realizar una encuesta para el proyecto en cuestión. En la Figura 5-2 Cantidad de Viajes de acuerdo al ingreso (Garber, 2009, pág. 597), que se muestra a continuación, se observa la información para llegar mediante este tipo de encuestas. Una vez determinada la cantidad de viajes de acuerdo al nivel socio económico correspondiente al proyecto se debe distribuir en la vía objeto de nuestro estudio. Para ello se utiliza un modelo gravitacional el cual asigna un determinado número de viajes que la zona genera a nuestro proyecto. El modelo establece que a un mayor tiempo se le asignará un menor número de viajes. Otra variable que toma en cuenta el modelo

gravitacional es el factor socio-económico. Como resulta evidente a un mayor ingreso se realizará más viajes en un modo de transporte como el vehículo.

Figura 5-2 Cantidad de Viajes de acuerdo al ingreso



Fuente (Garber, 2009, pág. 597)

Ecuación 5-1 Modelo gravitacional para la asignación del tráfico

$$T_{ij} = P_i \left[\frac{A_j F_{ij} K_{ij}}{\sum_j A_j F_{ij} K_{ij}} \right]$$

Donde

T_{ij}= número de viajes que se producen en la zona i atraídos a la zona j

P_i= número total de viajes producidos en la zona i

A_j=número de viajes atraídos a la zona j

F_{ij}= un valor que es el inverso del tiempo de viaje

K_{ij}= factor socio económico de ajuste para el intercambio ij

Fuente (Garber, 2009)

La segunda forma de estimar la demanda consiste en utilizar razones de generación de viaje. De estudios estadísticos se determina la cantidad de viajes que una determinada zona genera en función de su uso. Una vez determinada la cantidad de viajes que se genera se utiliza la

partición modal de los viajes objeto del estudio, así como la ocupación de pasajeros de cada vehículo. Para así estimar los viajes. (NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM , 2013). A continuación se presenta razones de generación de viajes de acuerdo al uso de suelo.

Tabla 5-1 Razones de generación de viajes

RESIDENCIAL		
210 Familia única	Unidades de vivienda	1.00
220 Apartamento	Unidades de vivienda	0.62
230 Condominios residenciales	Unidades de vivienda	0.52
240 Parques móviles	Unidades de vivienda	0.59
251 Asilos periféricos	Unidades de vivienda	0.27
252 Asilos urbanos	Unidades de vivienda	0.25
253 Sitios de cuidado	Unidades de vivienda	0.17
254 Hoteles/hostales/	Camas	0.22

Fuente (NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM , 2013)

También es posible que el dato de tráfico provenga de un conteo. Si el conteo ha sido realizado durante todo un día en intervalos de 0.25 de hora, se tomará el tráfico para el diseño como aquel que sea el mayor durante el día durante estos intervalos, este tráfico deberá ser expresado en vehículos por hora. Por otro lado si el conteo de vehículos tan solo estima el tráfico promedio anual (TPDA) deberemos dividir el volumen para el factor de hora pico (PHF) para determinar el volumen de diseño. Según recomendaciones del HCM 2010 este valor está entre 0.8-0.95. En la Tabla 5-2 Factores de hora pico según el HCM se recomiendan valores de hora pico, estos deberán ser utilizados de no existir un estudio de tráfico que proporcione estos valores.

Ecuación 5-2 Factor de hora pico (Garber, 2009, pág. 344)

$$PHF = \frac{\text{Volumen durante la hora pico}}{4 \times \text{volumen durante los 15 min de la hora pico}}$$

Tabla 5-2 Factores de hora pico según el HCM

Categoría de los datos	Criterios de entrada	Valores recomendados
	Giros derechos en rojo	0.0 veh/h
	Porcentaje de vehículos pesados	3%
	Factor de hora pico	Si el periodo de analisis es 0.25 h se usa un valor de conteo: Volumen que entra a la intersección > 1,000 veh/h: 0.92 Total de autos que ingresa a la intersección < 1,000 veh/h: 0.90 Otros casos: 1.00
Características del tráfico	Factor de ajuste por filtro arriba del flujo	1.0
	Saturación Base	Área metropolitana con población mayor > 250.000: 1,900 pc/h/ln Otros casos: 1,750 pc/h/ln
	Parada de buses	Cuando se espera que los buses paren: Distritos centrales: 12 buses/h Lugares no centrales: 2 buses/h Cuando no se espere que los buses paren: 0

5.2 Elección del tipo de intersección a utilizarse.

De acuerdo a las normativas y documentos analizados para el desarrollo del presente documento se ha determinado que la elección del tipo de intersección a emplearse debe basarse en dos parámetros: el espacio disponible y el flujo de demanda. A continuación se presentan valores de capacidad operativa probable para la elección del tipo de intersección a emplearse.

Tabla 5-3 Valores de capacidad recomendados para el diseño de intersecciones

Tipo de intersección	Capacidad media de diseño por carril (veh/(h* carril))	Número Máximo de carriles	Restricciones
Semáforo	750	5	Se puede restringir movimientos
Redondel	600	2	Se requiere gran espacio
PARE	200	2	Se dificulta el paso de la vía secundaria cuando existen un volumen elevado en la vía principal

Es importante mencionar que la relación volumen/ capacidad debe operar en un rango no superior a los 0.8 (Ministerio de Transporte y Obras Publicas de Ecuador, 2012). Adicionalmente es necesario mencionar que el diseñador deberá disponer de un carril exclusivo de giro siempre que la demanda de vehículos supere dos 25 veh/h.

5.3 Diseño esquemático.

Como paso preliminar se debe determinar la intersección a ser implementada así como el número tentativo de carriles. Este paso será el inicio de un proceso iterativo en donde se buscará determinar como resultado final una configuración geométrica idónea. Para empezar el diseño, este se basará en los recursos ya expuestos en el presente capítulo.

Como primer paso se determina el tipo de intersección a emplearse en base a la demanda de diseño. Para ello se empleará la Tabla 5-3 Valores de capacidad recomendados para el diseño de intersecciones, en ella se observa la capacidad media en la que cada carril de una determinada intersección trabaja. Con ello se puede obtener la máxima demanda que un

tipo de intersección es capaz de soportar. Se podrá establecer la intersección a emplearse tomando en cuenta las restricciones geométricas y la demanda de dicha intersección.

Segundo se determina el número tentativo de carriles a utilizarse en dicha intersección. Para ello se debe utilizar los valores presentados de capacidad media por carril. Se debe tener en cuenta que cuando la demanda de un carril es superior a 25 veh/ hora se deberá dotar a ese movimiento de un carril exclusivo.

Ecuación 5-3 Número tentativo de carriles.

$$n = \frac{v}{C_{media}}$$

n = número estimado de carriles

v = demanda (veh/hora)

C_{media} = valores de capacidad media (veh/hora)

5.4 Determinación de la Capacidad de la intersección.

El nivel de servicio que una carretera debe llegar a obtener depende de los resultados que la administración municipal o gubernamental requiera. Un mejor nivel de servicio implicará

una mayor inversión en el proyecto vial, ya que se requerirá mayores dimensiones de los elementos geométricos para así reducir la demora traduciéndose en un proyecto más costoso. Por otro lado estándares más bajos de niveles de servicio implican dimensiones más pequeñas lo cual se traduce en demoras más grandes. En el proceso investigativo se ha comparado la Normativa de Carreteras del Gobierno de Chile y la normativa AASHTO 2011. Dentro de estos dos estándares se ha observado que los niveles de servicio de diseño son similares, salvo el caso de vías expresas y primarias a nivel urbano. En este tipo de intersecciones la normativa AASHTO 2011, permite al diseñador seleccionar un nivel de servicio menor. Para la implementación del manual se ha sugerido utilizar los niveles de servicio propuestos en la normativa AASHO 2011. Se ha adaptado la clasificación utilizada en el NEVI-12 a los niveles de servicio que se propone en la normativa AASHTO 2011.

Tabla 5-4 Nivel de servicio para diseño de carreteras e intersecciones

NIVELES DE SERVICIO PARA EL TIPO DE TERRENO Y AREA				
<u>CLASE FUNCIONAL</u>	<u>RURAL</u> <u>LLANO</u>	<u>RURAL</u> <u>ONDULADO</u>	<u>RURAL</u> <u>MONTAÑOSO</u>	<u>URBANO Y</u> <u>SUBURBANO</u>
Autopista	B	B	C	C o D
Vía multicarril	B	B	C	C o D
Vía de dos carriles	C	C	D	D
Local	D	D	D	D

Fuente (AASHTO, 2011, págs. 2-67)

5.5 Determinación del vehículo de diseño.

En la normativa ecuatoriana se establece la existencia de cuatro clases principales de vehículos para el diseño de intersecciones. Esta clasificación de vehículos presentada en la normativa NEVI 12 es muy reducida en comparación a la presentada en la normativa AASHTO. En la Tabla 5-5 Vehículos de diseño de acuerdo a NEVI 12 (Ministerio de Transporte y Obras Publicas de Ecuador, 2012, pág. 38) se presenta la clasificación de la normativa NEVI-12. En la misma se puede observar que los camiones (“c”) no representan a la población de camiones que circulan por una vía urbana.

Tabla 5-5 Vehículos de diseño de acuerdo a NEVI 12

Vehículo de diseño	A	B	C	R
Altura máxima (m)	2,40	4,10	4,10	4,30
Longitud máxima (m)	5,80	13,00	20,00	>20,50*
Anchura máxima (m)	2,10	2,60	2,60	3,00
Radios mínimos de giro (m)				
Rueda interna	4,70	8,70	10,00	12,00
Rueda externa	7,50	12,80	16,00	20,00
Esquina externa delantera	7,90	13,40	16,00	20,00

A= Pasajero; B= Bus; C= Camión; y R= Remolque

Fuente (Ministerio de Transporte y Obras Publicas de Ecuador, 2012, pág. 38)

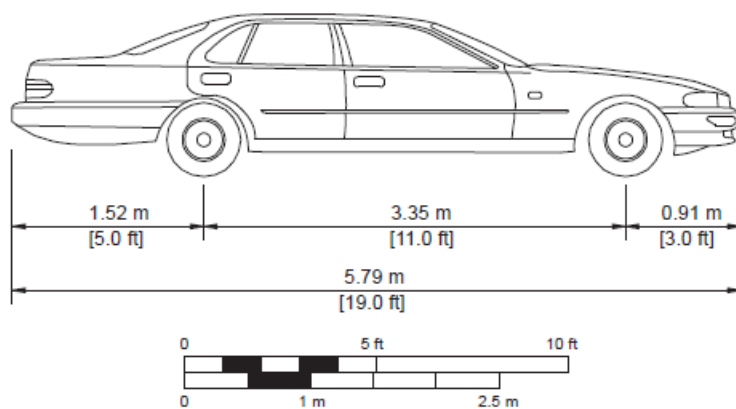
Para el desarrollo del presente manual se realiza una modificación a los vehículos presentados en la actual normativa ecuatoriana. Se adoptarán los equivalentes a los vehículos A, B, C y R de la normativa AASHTO 2011. Los vehículos adoptados serán: P, BUS-

12, WB-20 y SU-12. Estudios realizados por la AASHTO establece trayectorias de las ruedas así como del guardachoque. Estas trayectorias serán utilizadas como plantillas para que los diseñadores infieran la trayectoria probable del vehículo, y así pueda realizar trazos adecuados de curvaturas y elementos geométricos. A continuación se presenta las dimensiones de dichos vehículos.

Tabla 5-6 Dimensiones de vehículos (AASHTO, 2011, págs. 2-3)

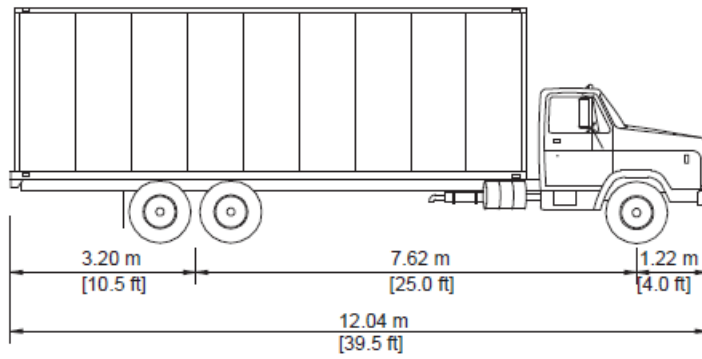
NEVI-12	AASHTO 2011	ALTURA (m)	ANCHO (m)	LARGO (m)
A	P	1.3	2.13	5.79
B	BUS-12	3.66	2.59	12.36
C	SU-12	3.35	2.44	12.04
R	WB-20	4.11	2.44	22.40

Figura 5-3 Vehículo liviano



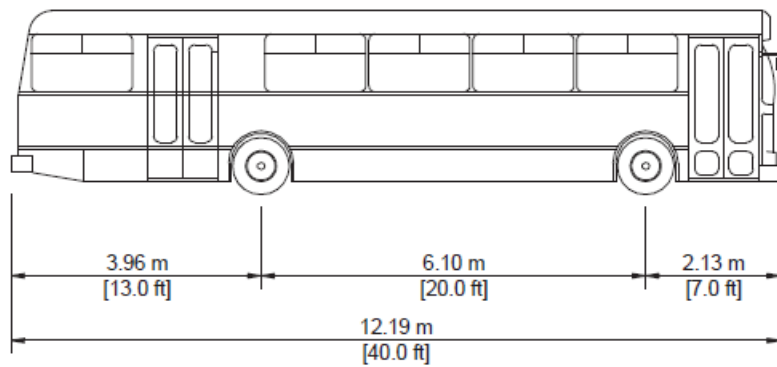
Fuente (AASHTO, 2011, págs. 2-10)

Figura 5-4 Camión



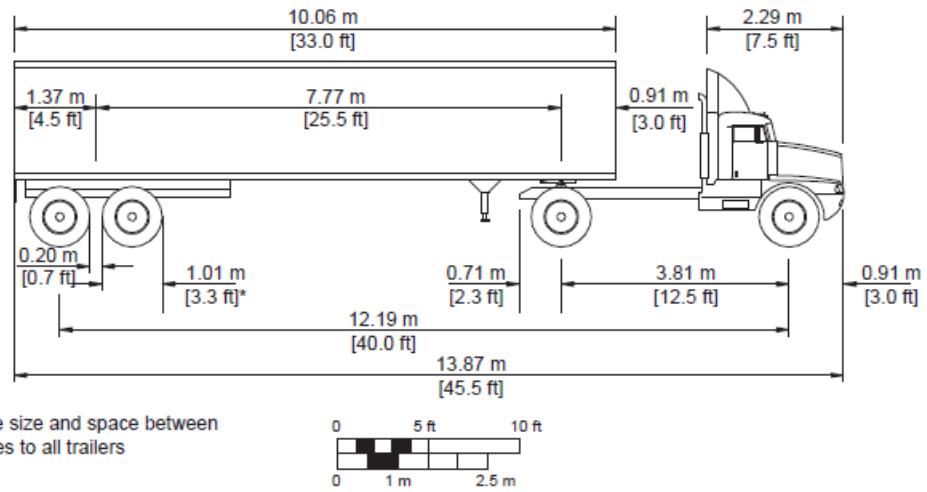
Fuente (AASHTO, 2011, págs. 2-12)

Figura 5-5 Bus



Fuente (AASHTO, 2011, pp. 2-17)

Figura 5-6 Remolque



Fuente (AASHTO, 2011, págs. 2-22)

El vehículo de diseño que rija la intersección será gobernado de acuerdo a la influencia del mismo, queda a criterio del diseñador su elección. La elección de un vehículo de diseño de dimensiones inferiores a los circulantes por la intersección hace que las maniobras de los mismos sean un poco más complicadas. Es importante tener en cuenta que si la operación de un vehículo es dificultosa y obstaculiza la circulación de los demás, afectando el nivel de servicio, se deberá escoger un vehículo más grande. Dentro del diseño de la intersección se puede escoger otro vehículo fuera de estos cuatro recomendados, si el diseñador así lo amerita, para lo cual deberá consultar dichas dimensiones en la normativa AASHTO 2011, capítulo 2.

5.6 Determinación de la velocidad de diseño.

De acuerdo a recopilación datos encontrados para el diseño de intersecciones se sugiere los valores presentados a continuación. Con estas velocidades se deberán trazar radios de giro

de acuerdo al vehículo de diseño. Es importante mencionar que estas recomendaciones han sido tomadas de la normativa AASHTO 2011, capítulo 2

Tabla 5-7 Velocidades de diseño para intersecciones.

	Urbano (km/h)	Rural (km/h)
Pare	15	20
Semáforo	15	20
Redondel	15	50
Carriles de Giro		$V_{\text{Diseño}} - 30$

5.7 Parámetros de diseño Geométricos de la Intersección.

Distancia de visibilidad de salida de la intersección

Se debe dotar al menos de una distancia de parada sobre la vía principal. Con esto se aumenta la seguridad de la intersección puesto que el vehículo que circula sobre la vía principal podrá detener su marcha si la situación amerita. De existir una señal de “Ceda el Paso” o una intersección sin señal de control se debe proveer de al menos una distancia de parada sobre la vía secundaria.

Ecuación 5-4 Calculo de la distancia de parada

$$DDP = 0.695 * V + 0.0115 V^2$$

DDP= Distancia de parade (m)

V= Velocidad de diseño (km/h)

Tabla 5-8 Distancia de parada

V (km/h)	DDP (m)
15	14
20	19
25	25
30	32
40	47
50	64
60	84
70	105
80	130
90	156
100	185
110	216
120	249

Si no es posible proveer dicha distancia por cualquier razón se deberá disminuir la velocidad de la vía. Esto se lo puede realizar mediante señalización o mediante dispositivos propios para la reducción de velocidad. Establecer señalización vertical y horizontal puede ayudar a

que los conductores disminuyan la velocidad a la cual están circulando. También es posible instalar reductores de velocidad los cuales están elevados a la capa de rodadura.

Curvas

Los elementos curvos delimitan el trayecto del vehículo en el caso de una intersección. Estos elementos curvos están presentes en los parterres, en las islas entre otros. Las curvaturas buscan ajustarse a la trayectoria de los vehículos de diseño. Estas curvaturas se encuentran tabuladas en diversos manuales. La manera usual de presentar dicha información es de radios en función del ángulo de giro. Dichas tabulaciones son de difícil interpretación puesto que no son expuestas con claridad.

Plantillas de Giro

En el desarrollo del presente manual se realizó plantillas de giro para velocidades de 15 km/h y 20 km/h de los diferentes tipos de vehículos. Estas plantillas de giro realizaron con ayuda del programa AUTOTURN V9. En este programa se simuló la trayectoria del vehículo, estableciéndose así la trayectoria probable de la rueda posterior así como del guardachoque frontal. Estas plantillas deberán superponerse sobre las geometrías propuestas. Las curvas que definan los parterres o islas deberán ser curvas circulares simples las cuales estén comprendidas dentro de estas trayectorias probables.

Además el radio de giro se determinó en función de la velocidad de diseño que es de 15 km/h y 20 km/h y mediante la Ecuación 5-5 Cálculo del Radio mínimo de giro.

Ecuación 5-5 Cálculo del Radio mínimo de giro

$$R_{min} = \frac{v^2}{127(0.01e_{max} + f_{max})}$$

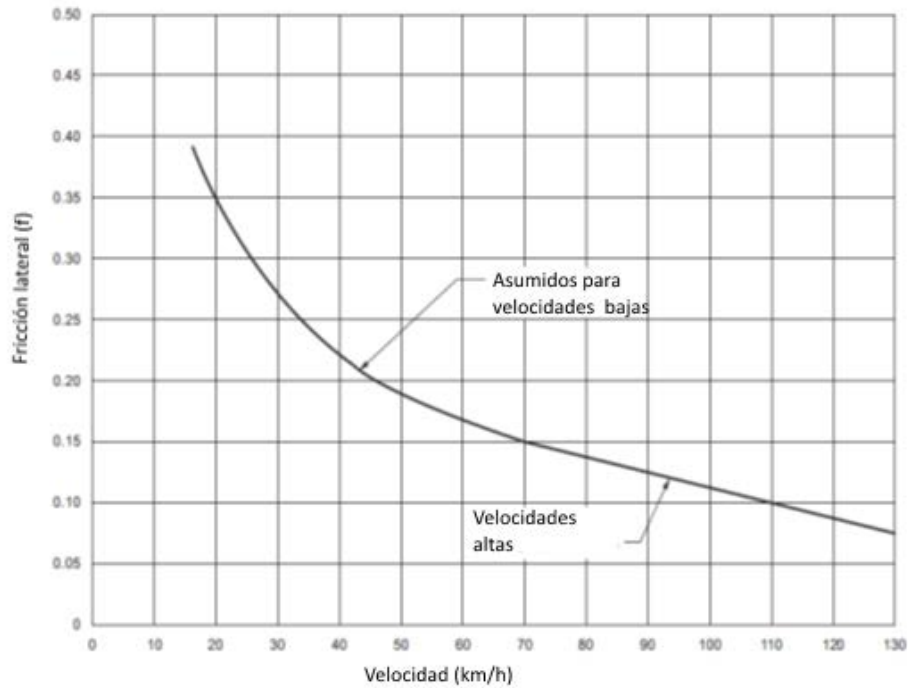
Dónde:

$$\frac{0.01e + f}{1 - 0.01ef} = \frac{v^2}{gR} = \frac{0.0079V^2}{R} = \frac{V^2}{127R}$$

- e= razón del peralte
- f= factor de fricción lateral
- v= velocidad de diseño m/s
- g= 9.81 m/s²
- R= radio de curvatura medido desde el centro de gravedad del vehículo , m

Para determinar por fricción lateral f se obtiene mediante la Figura 5-6 Coeficiente de Fricción Lateral vs Velocidad de Diseño.

Figura 5-7 Coeficiente de Fricción Lateral vs Velocidad de Diseño.



Fuente (Washington State Department of Transportation , n.d.)

Mediante la ecuación antes descrita y los datos de la intersección se realizó los cálculos que se indican en la Tabla 5-9 Cálculo del R_{min} para las velocidades de diseño de 15 km/h y 20 km/h.

Tabla 5-9 Cálculo del R_{min} para las velocidades de diseño de 15 km/h y 20 km/h.

V	15 (km/h)	20 (km/h)
e_{max}	0	0
f_{max}	0.35	0.35
R_{min}	6 m.	9 m.

Al determinar los radios mínimos de giro para las velocidades de diseño se realizó las plantillas que se indican a continuación:

Figura 5-8 Plantilla de giro para un vehículo de pasajeros

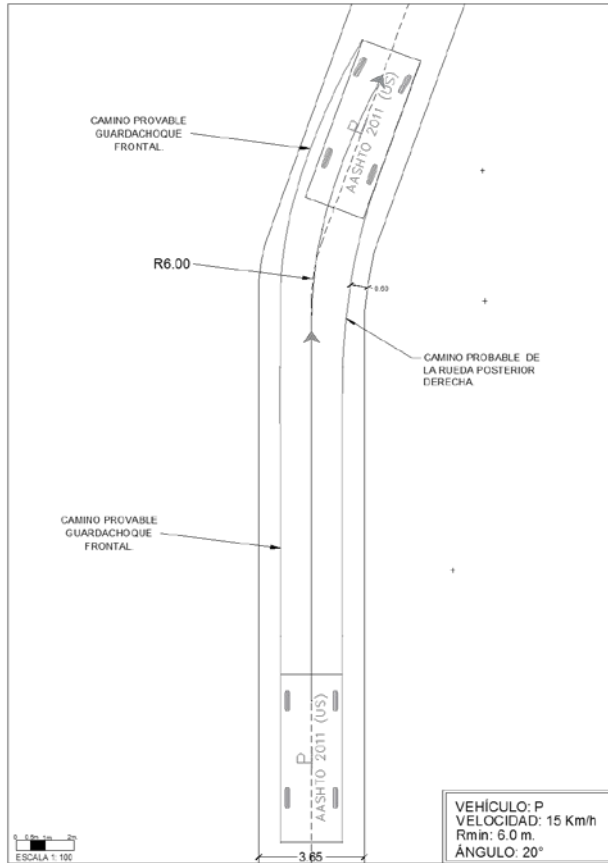
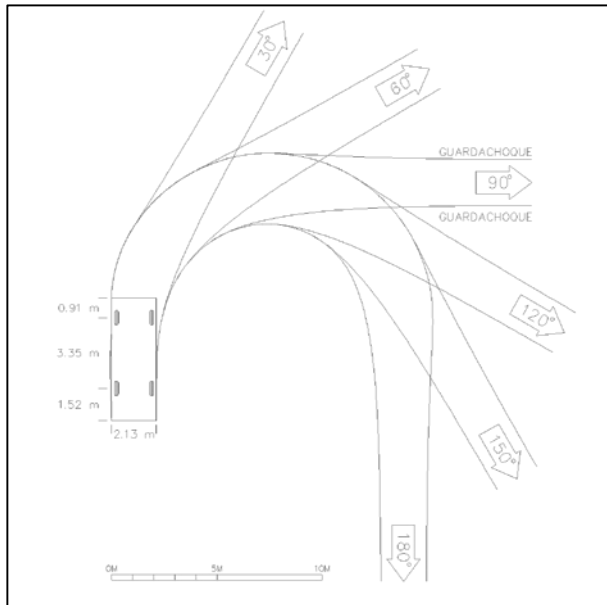


Figura 5-9 Resumen de Giros para 15 km/h (Transoft)



En la Figura 5-6 Plantilla de giro para un vehículo de pasajeros, se puede observar el camino probable de un vehículo de pasajeros que curva 180 grados. Las líneas verdes del gráfico corresponden a la trayectoria del guardachoque y de la rueda posterior. El diseñador deberá superponer estas plantillas sobre la geometría propuesta. Los demás movimientos se encuentran detallados en el Anexo al presente documento.

Para velocidades mayores se debe realizar el trazado de las curvas mediante procedimientos habituales de diseño geométrico de carreteras. Se deberán seguir las normativas vigentes para establecer radios, sobre anchos, peraltes entre otros elementos; los cuales rigen el diseño de carreteras.

Los diseñadores deben superponer las plantillas de giro presentadas en el anexo de este documento a sus trazados para así definir el ancho necesario de calzada. Adicionalmente con estas plantillas se podrá definir las islas y otros elementos geométricos.

Islas

El trazo de las islas está gobernado por las siguientes directrices:

- El ancho mínimo de una isla que será utilizado como refugio peatonal es de 1.00 metros.
- La parte más angosta de una isla no puede ser inferior a los 0.60 metros.
- Ninguna Isla podrá tener un área inferior a 5 a 7 m² para áreas urbanas y 9 m² para áreas rurales.

Aberturas en parterre.

Cuando existan aberturas en el parterre central que permitan el giro simultáneo de vehículos se deberá contemplar mediante las plantillas que dicho movimiento simultáneo sea posible. Adicionalmente se deberá dotar de una distancia adicional de acuerdo a lo especificado en las normativas expuestas en el Capítulo 3 del presente documento.

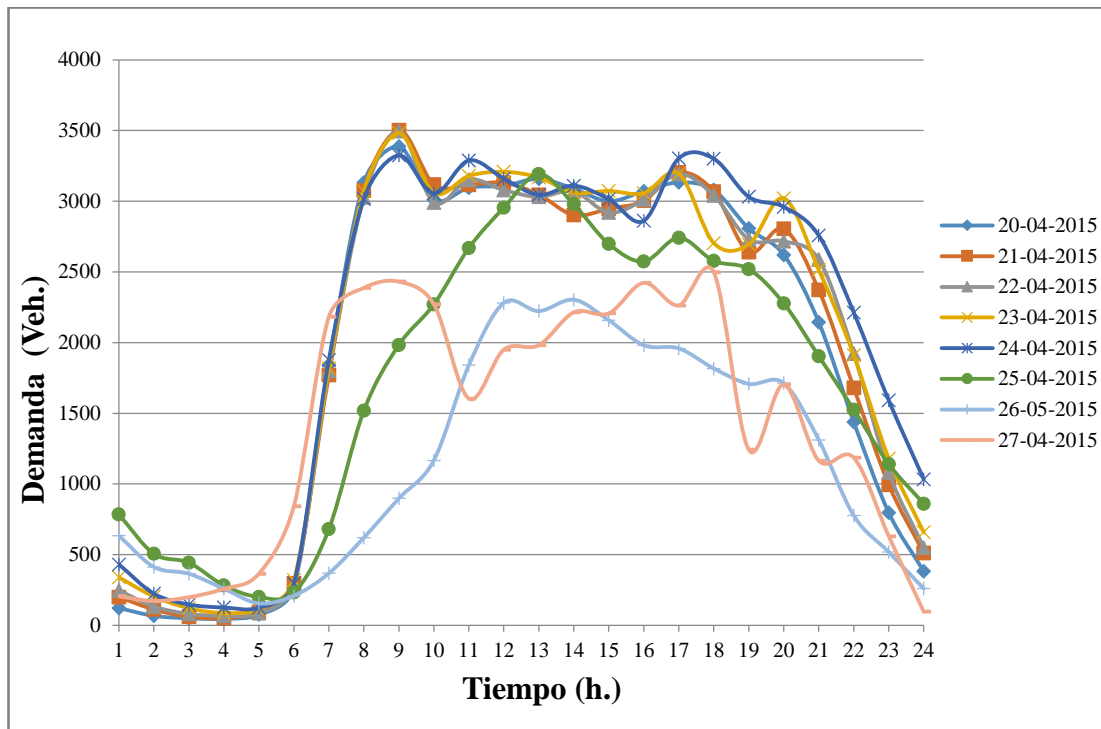
6. Diseño de una intersección en base al manual propuesto.

La intersección que se ha elegido para realizar un diseño en base al manual propuesto en el presente trabajo de investigación, se encuentra ubicada en la Av. 6 de Diciembre y Av. Naciones Unidas. En busca de mejorar el nivel de servicio de la intersección antes dispuesta se han considerado los siguientes parámetros para su respectivo diseño:

6.1. Demanda

El determinar la demanda de los vehículos de la intersección ayuda a definir las características que se deben otorgar al proyecto, para evitar problemas futuros en la congestión y definir las condiciones de servicio adecuado. Por medio de la Agencia de Operaciones de la Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas (EPMOP), se obtuvieron los datos del número de vehículos que transitan por la intersección. Para determinar la hora de diseño se considera una semana representativa que no contenga días feriados, paros o cualquier otro evento anómalo. Con ello se logra que la muestra represente el comportamiento habitual de los vehículos de la intersección en estudio. Con lo antes dispuesto, se consideró que los días motivos del estudio son del **20 al 27 de abril del 2015**. Mediante los datos de estos días se construyó la Figura 6-1, en la cual se representa la demanda de todos los movimientos que la intersección sufrió.

Figura 6-1 Demanda vehicular horaria de toda la intersección para la semana del 20 al 27 de abril



De la anterior figura se determina los días y las horas en que existe mayor cantidad de vehículos, es de aquí que se han seleccionado el día 21 de Abril del 2015 a las 9:00 am como hora pico de diseño. Adicionalmente, se seleccionó al día 24 de Abril del 2015 a las 17:00 pm como hora de diseño. Mediante un análisis técnico en el que se notó que el comportamiento de los conductores cambia drásticamente durante estas horas se ha seleccionado dos horas de diseño. Es por ello que se tiene una hora representativa a la mañana y otra a la tarde.

En base a estos datos se han construido una serie de gráficos y tablas correspondientes al día 21 de abril del 2015. En el Figura 6-2, se representa la demanda vehicular horaria para este día por movimiento. En la Tabla 6-1, se presenta la codificación de cada uno de los movimientos que se pueden realizar en la intersección. Por último se construye la Figura 6-1, en la cual se representa gráficamente la demanda vehicular para dicha hora. Mediante esta figura se realizarán los cálculos del actual nivel de servicio que brinda la intersección.

Figura 6-2 Demanda vehicular horaria para el día 21 de abril del 2015

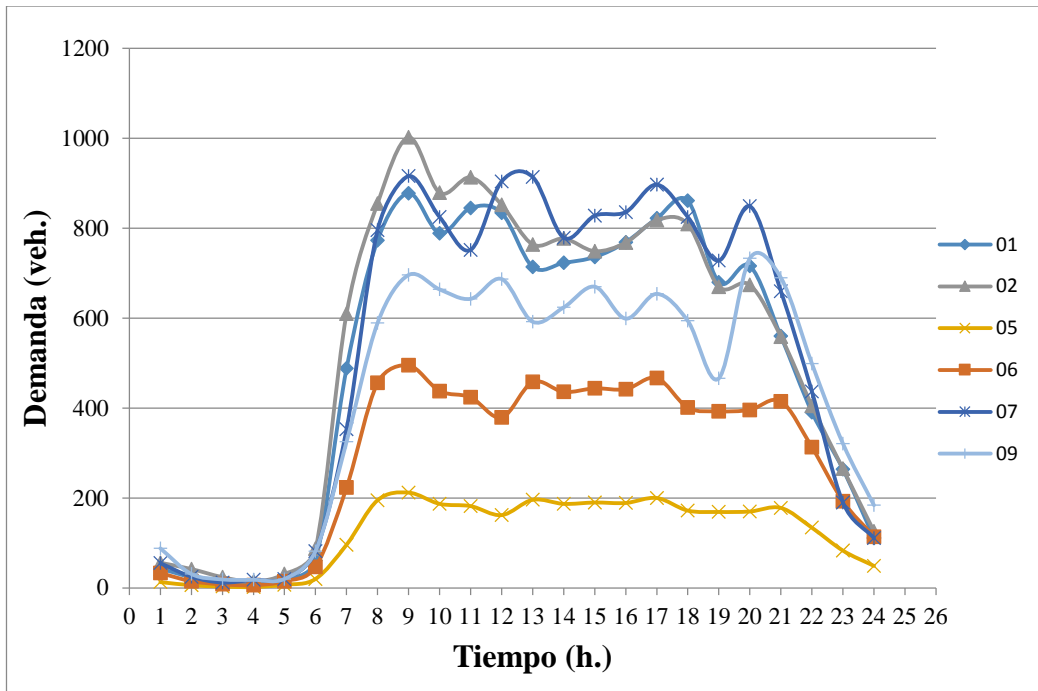
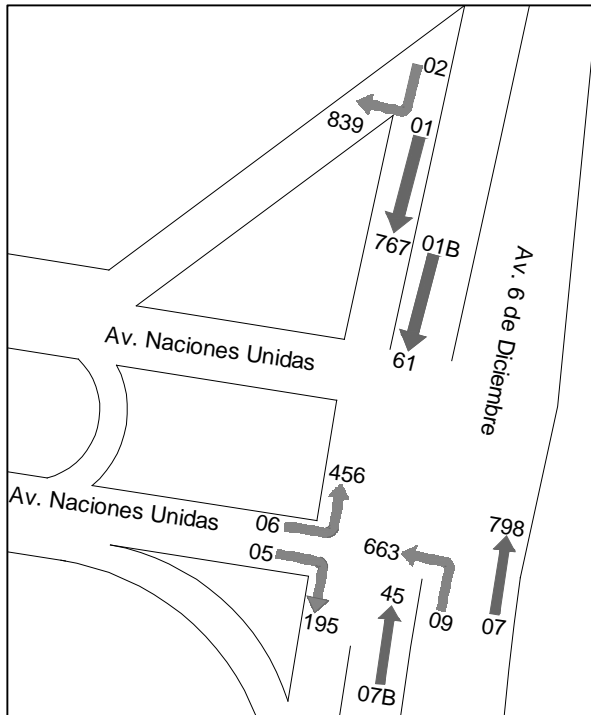


Tabla 6-1 Codificación de movimientos.

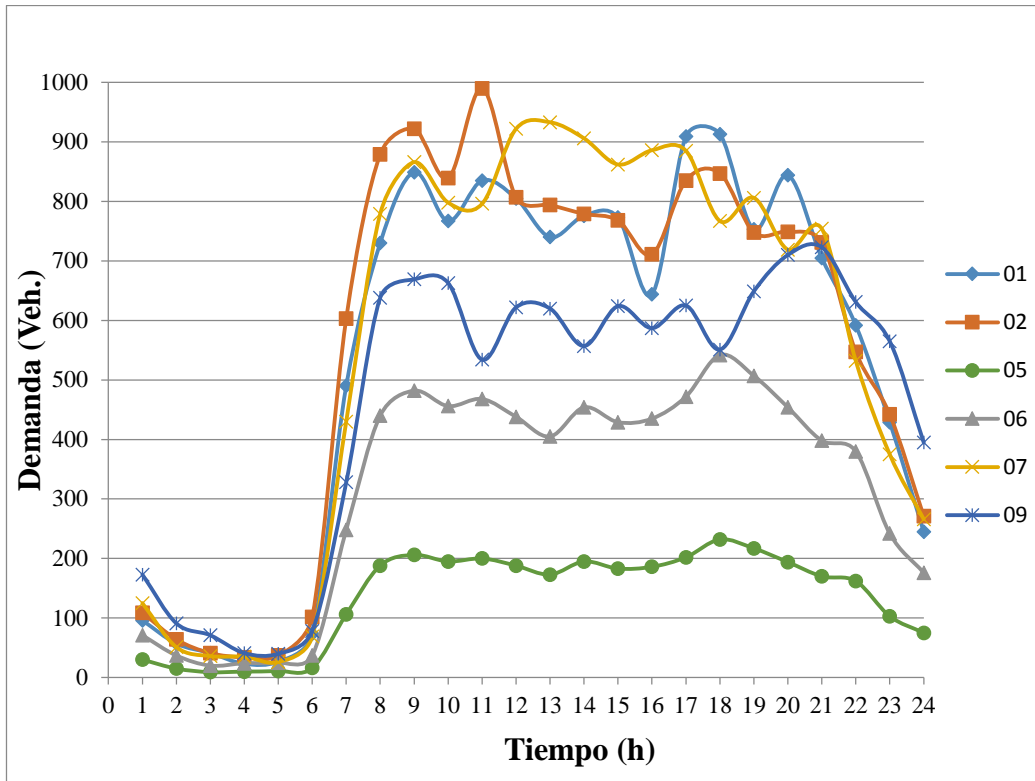
CÓDIGO	SENTIDO
01	NORTE-SUR
02	GIRO DERECHA NORTE-SUR
05	GIRO DERECHA OCCIDENTE-ORIENTE
06	GIRO IZQUIERDA OCCIDENTE-ORIENTE
07	SUR-NORTE
09	GIRO IZQUIERDA SUR-NORTE
B	BUSES

Figura 6-3 Representación de la demanda del día 21-04-2015 a las 9 am



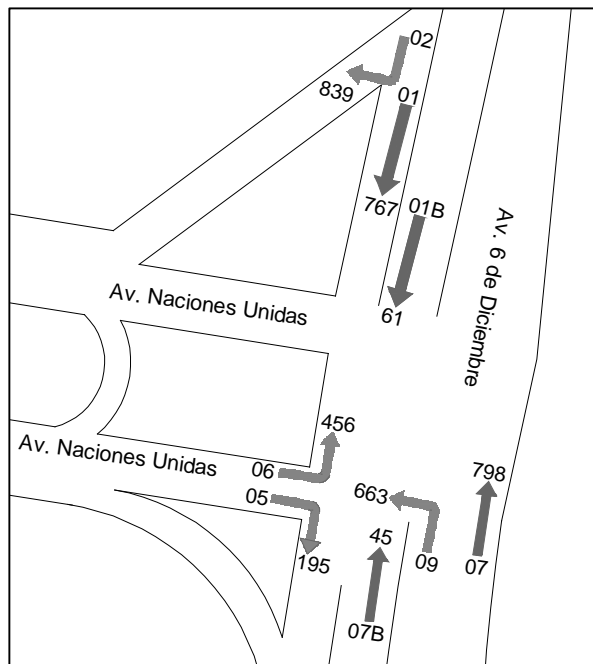
En la Figura 6-4, se observa el número de vehículos del día 24 de abril del 2015 por movimiento (Demanda) en 24 horas, en la Tabla 6.1 se indican los movimientos existentes en la intersección.

Figura 6-4 Demanda (Vehículos por Movimiento del día 24 de abril del 2015) vs Tiempo



En la Figura 6-5, se indica los volúmenes de movimientos para el día y hora de diseño en la tarde.

Figura 6-5 Demanda (Vehículos por Movimiento del día 24 de abril del 2015) vs Tiempo



6.2. Velocidad de Diseño

En el proceso de la creación del presente Manual de Diseño de una Intersección se encontró que las intersecciones en vías urbanas se diseñan con una velocidad de 15 km/h. Es así que los diseños geométricos que se encuentran inmersos en una intersección se realizarán en base a dicha velocidad. Con lo que se busca brindar elementos geométricos de dimensiones óptimas para garantizar un nivel de servicio adecuado y así evitar problemas futuros de congestión vehicular debido a dificultades del usuario por operar en el sistema.

6.3. Vehículo de diseño

Para determinar el vehículo de diseño se consideró el tipo de vehículo que haga mayor uso de la intersección y esto se identificó mediante los volúmenes obtenidos en las Figuras 6.3 y 6.5.

De lo que se obtuvo que:

- Los vehículos de livianos P se utilizarán en todos los giros puesto que este tipo de vehículos lideran el uso de la intersección.
- Además los vehículos de tipo Bus se encuentran en los giros 09 y 06 sin embargo para el diseño este no se toma en cuenta.

6.4. Nivel de servicio actual.

Para determinar el Nivel de Servicio Actual de la Intersección ubicada en la Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU se realizó las siguientes aplicaciones:

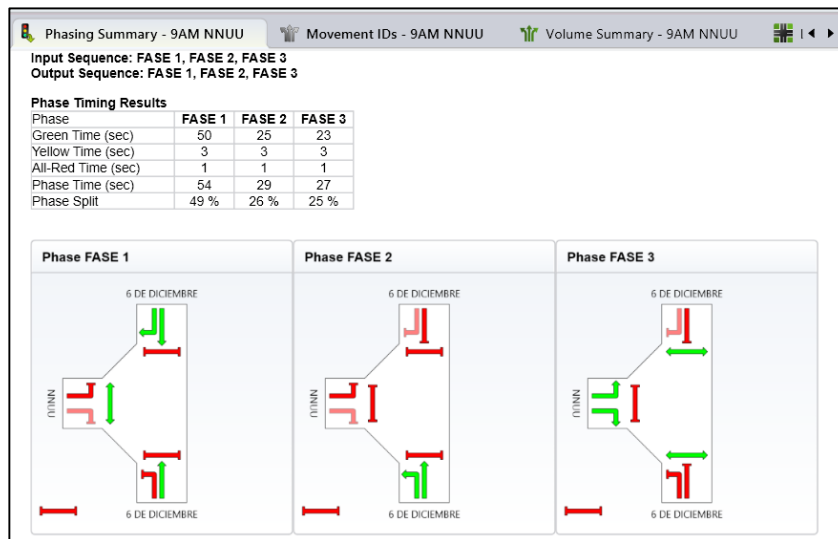
- Determinar el **Ciclo del Semáforo** por medio de un aforo realizado en campo a las 9:00 am (martes) y 17:00 pm (viernes), como se indica en la Figura 6-6, de dicho aforo se obtuvo que el ciclo del semáforo es de **112 seg** el mismo que coincide para la hora pico de la mañana y de la tarde.

Figura 6-6 Aforo realizado en la Av. NN.UU y Av. 6 de Diciembre para determinar el Ciclo del Semáforo



- Para las **Fases del Semáforo** se determinó de igual manera en campo en dónde se indica que existen **Tres Fases**, las mismas que se muestran en la Figura 6-7.

Figura 6-7 Fases del Semáforo de la Av. NN.UU y Av. 6 de Diciembre.



- El valor del factor de hora pico (**PHF**) según las recomendaciones del HCM 2010 está entre un valor de **0.8-0.95**.
- Los **Volúmenes Vehiculares** son aquellos que se encuentran señalados en la sección 6.1 del presente capítulo.
- Para la **Geometría** de la intersección en estudio, se tomaron las medidas de la misma en campo. En la Figura 6-8, se muestra la geometría actual de la intersección en estudio.

Figura 6-8 Geometría Actual de la Intersección Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU



Figura 6-9 Movimientos de la Intersección Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU en el programa SIDRA INTERSECTION v.5.1

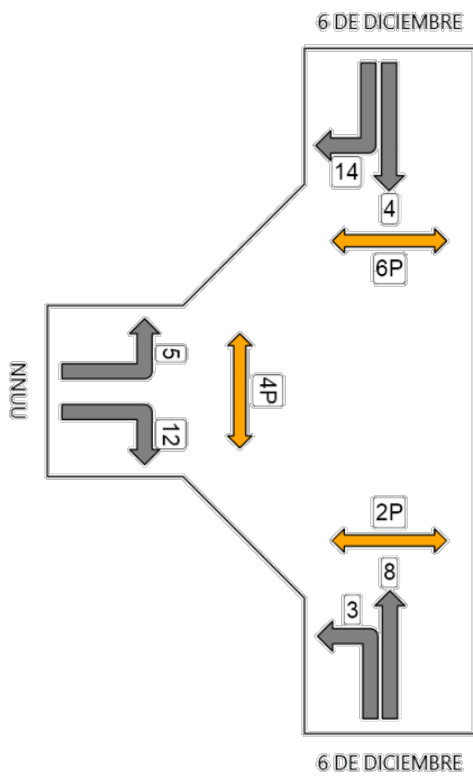
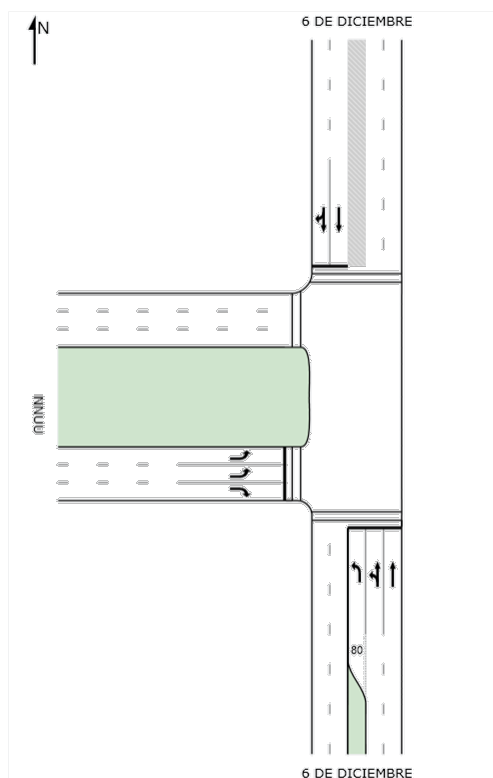


Tabla 6-2 Codificación de movimientos de la Intersección Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU en el programa SIDRA INTERSECTION v.5.1

CÓDIGO	SENTIDO
8	NORTE-SUR
3	GIRO DERECHA NORTE-SUR
12	GIRO DERECHA OCCIDENTE-ORIENTE
5	GIRO IZQUIERDA OCCIDENTE-ORIENTE
4	SUR-NORTE
14	GIRO IZQUIERDA SUR-NORTE

Figura 6-10 Descripción Actual de la Intersección de la Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU.



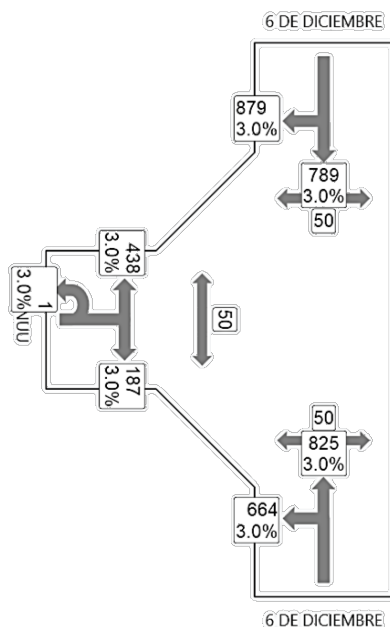
Mediante los datos antes dispuestos se determinó el **Resultado del Nivel de Servicio Actual** de cada una de las fases en sus horas picos, los mismos que fueron calculados por medio del

programa SIDRA INTERSECTION v.5.1, se debe considerar que los movimientos de la intersección en el programa tienen la identificación que se muestra en la Figura 6-9 con la codificación que se indica en la Tabla 6-2, y en la Figura 6-10 se indica la descripción actual de la intersección en estudio. A continuación se indican los resultados del Nivel de Servicio para la mañana y la tarde:

- **Nivel de Servicio Actual 9 am (Martes)**

La demanda vehicular que existe en la intersección a las 9 am, se muestra en la Figura 6-11, en base a esta demanda vehicular el programa interpreta el nivel de servicio de la intersección en estudio.

Figura 6-11 Demanda Vehicular Actual de la Intersección a las 9:00 am

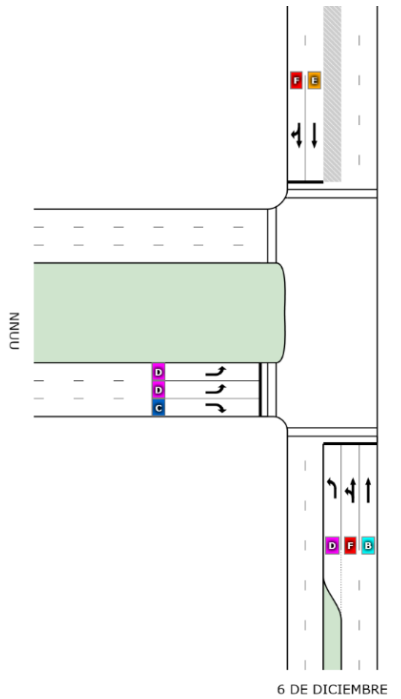


En la Figura 6-12, se indica el nivel de servicio actual, y se puede determinar que:

- Los movimientos en sentido NORTE, poseen un nivel de servicio tipo **E**.
- Los movimientos en sentido SUR, poseen un nivel de servicio tipo **D**.

- Los movimientos en sentido OESTE, poseen un nivel de servicio tipo **D**.
- Finalmente se determina que la intersección posee un nivel de servicio de tipo **D**.

Figura 6-12 Nivel de Servicio Actual a las 9:00 am.

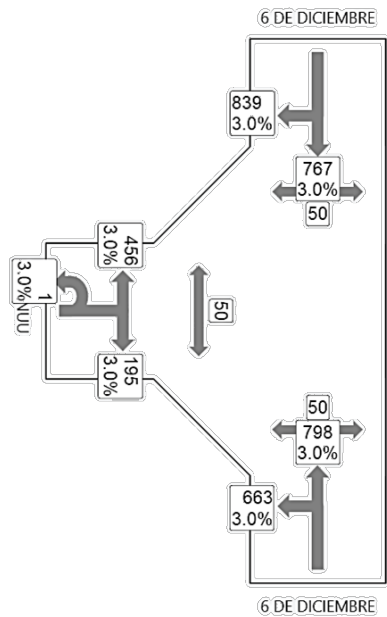


	SUR	NORTE	OESTE	INTERSECCIÓN
LOS	D	E	D	D

- **Nivel de Servicio Actual 17:00 pm (Viernes)**

Al igual que para determinar el nivel de servicio de la intersección a las 9:00 am, se realiza la representación de la demanda vehicular que existe en la intersección a las 17:00 pm, la misma que se muestra en la Figura 6-13, en base a esta demanda vehicular el programa interpreta el nivel de servicio de la intersección en estudio.

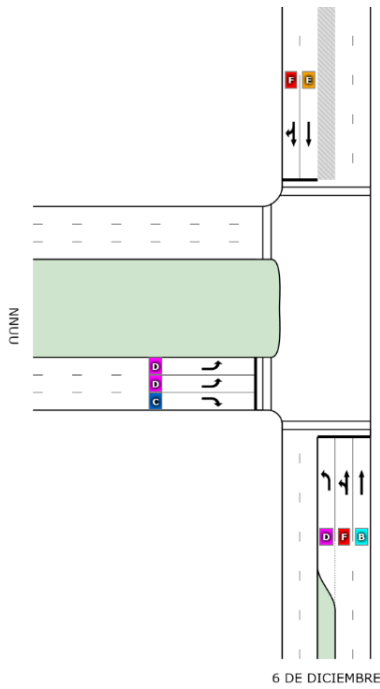
Figura 6-13 Demanda Vehicular Actual de la Intersección a las 17:00 pm



En la Figura 6-14, se indica el nivel de servicio actual, y se puede determinar que:

- Los movimientos en sentido NORTE, poseen un nivel de servicio tipo **E**.
- Los movimientos en sentido SUR, poseen un nivel de servicio tipo **D**.
- Los movimientos en sentido OESTE, poseen un nivel de servicio tipo **D**.
- Finalmente se determina que la intersección posee un nivel de servicio de tipo **D**.

Figura 6-14 Nivel de Servicio actual 17:00 pm.



	SUR	NORTE	OESTE	INTERSECCIÓN
LOS	D	E	D	D

– **Resumen por movimiento del estado actual de las 9:00 am.**

En la Tabla 6-3, se indica el resumen del nivel de servicio actual de las 9:00 am, de la cual se pudo determinar; el nivel de servicio por movimiento de la intersección, el número de vehículos que se encuentran en espera para realizar los movimientos y la distancia que representa dicha cola vehicular.

Tabla 6-3 Nivel de Servicio Actual, Demora y 95 percentil de la Cola Vehicular de las 9:00 am

Movement Performance - Vehicles								
Mov ID	Turn	Demand Flow veh/h	HV %	Deg. Satn v/c	Average Delay sec	Level of Service	95% Back of Queue Vehicles veh	Distance m
South: 6 DE DICIEMBRE								
3	L	722	3.0	1.092	89.8	LOS F	34.7	270.4
8	T	897	3.0	0.672	17.2	LOS B	40.0	311.9
Approach		1618	3.0	1.092	49.6	LOS D	40.0	311.9
North: 6 DE DICIEMBRE								
4	T	858	3.0	0.982	61.6	LOS E	60.3	469.8
14	R	955	3.0	1.102	67.1	LOS F	55.3	430.6
Approach		1813	3.0	1.102	64.5	LOS E	60.3	469.8
West: NNUU								
5	L	477	3.0	0.665	50.7	LOS D	13.6	105.6
12	R	203	3.0	0.321	21.2	LOS C	8.3	64.5
Approach		680	3.0	0.665	41.9	LOS D	13.6	105.6
All Vehicles		4112	3.0	1.102	54.9	LOS D	60.3	469.8

Considerando la Tabla 5.3 del capítulo 5 del presente proyecto en la que se indica que el número de carriles necesario para una intersección semaforizada se calcula mediante la división del número de vehículos que se encuentran en la intersección para 750 vehículos que es máximo de vehículos que se puede abarcar en un carril para este tipo de intersecciones, los resultados de dicho procedimiento se muestran en la Tabla 6-1.

Tabla 6-4 Cálculo del Número de Carriles para la Intersección Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU 9:00 am

Movimientos.	# Vehículos.	# Carriles.
Norte-Sur (8)	897	2
Giro Izquierdo Norte-Sur (3)	722	1
Sur-Norte (4)	858	2
Giro Derecho Sur-Norte (14)	955	2
Giro Izquierdo Este-Oeste (5)	477	1
Giro Derecho Este-Oeste (12)	203	1

En general la intersección posee las siguientes características:

- Los movimientos en el sentido Norte poseen 3 carriles lo que ha generado problemas para su adecuada funcionalidad, como se puede observar en la Tabla 6-4, el número de carriles adecuado para su demanda vehicular es de 4 carriles los mismos que deben estar distribuidos de la siguiente manera: 2 carriles para el movimiento 8 y 2 carriles para el 3. Además a este inconveniente se suma que la distancia del carril de giro izquierdo es insuficiente para abarcar el número total de vehículos que esperan a realizar dicho giro es decir los 80 m de longitud que posee el carril en la actualidad es insuficiente, como se observa en la Tabla 6-3, la longitud necesaria para el total de vehículos en espera debería ser de 270.4 m, es por ello que dichos vehículos invaden el otro carril esperando realizar el movimiento como se puede observar en la Figura 6-15, lo que provoca que el cruce directo hacia el Norte posea un nivel de servicio inadecuado.
- Los movimientos en sentido Sur poseen 3 carriles, sin embargo el carril que es empleado para realizar el giro derecho es del tamaño de la isla es decir que posee una longitud de 20 m, es por ello que no se toma en cuenta como un carril, dicho esto se determina que el número de carriles que poseen los movimientos en sentido Sur son 2 carriles. Con lo antes mencionado y como se muestra en la Tabla 6-4, el número de carriles necesario para cumplir con la demanda vehicular de dicho movimiento es de 3 carriles que deben ser distribuidos de la siguiente manera: 2 carriles para el movimiento 4 y 1 carril para el 14.
- Para los movimientos en el sentido Este no se encuentran problemas de congestión vehicular para esta hora de la mañana.

– **Resumen del Nivel del Servicio de las 17:00 pm.**

En la Tabla 6-5, se indica el resumen del nivel de servicio actual de las 17:00 pm, en la misma que se pudo determinar mediante el movimiento de la intersección, el nivel de servicio de la misma, el número de vehículos que se encuentran en espera para realizar los movimientos y la distancia que representa dicha cola.

Tabla 6-5 Nivel de Servicio Actual, Demora y 95 percentil de la Cola Vehicular de las 17:00 pm

Movement Performance - Vehicles									
Mov ID	Turn	Demand Flow veh/h	HV %	Deg. Satn v/c	Average Delay sec	Level of Service	95% Back of Queue Vehicles veh	Distance m	
South: 6 DE DICIEMBRE									
3	L	721	3.0	1.039	79.1	LOS F	32.2	250.6	
8	T	867	3.0	0.650	16.6	LOS B	37.9	295.5	
Approach		1588	3.0	1.039	44.9	LOS D	37.9	295.5	
North: 6 DE DICIEMBRE									
4	T	834	3.0	0.973	60.1	LOS E	57.9	450.9	
14	R	912	3.0	1.081	60.0	LOS F	50.3	392.1	
Approach		1746	3.0	1.081	60.0	LOS E	57.9	450.9	
West: NNUU									
5	L	497	3.0	0.692	52.1	LOS D	14.3	111.5	
12	R	212	3.0	0.327	20.8	LOS C	8.6	66.9	
Approach		709	3.0	0.692	42.8	LOS D	14.3	111.5	
All Vehicles		4042	3.0	1.081	51.1	LOS D	57.9	450.9	

Al igual que en la mañana se realizó el cálculo del número de carriles necesarios para la tarde de la intersección en estudio, el resultado de dicho cálculo se indica en la Tabla 6-6.

Tabla 6-6 Cálculo del Número de Carriles para la Intersección Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU 5:00 pm

Movimientos.	# Vehículos.	# Carriles
Norte-Sur (8)	867	2
Giro Izquierdo Norte-Sur (3)	721	1
Sur-Norte (4)	834	2
Giro Derecho Sur-Norte (14)	911	2

Giro Izquierdo Este-Oeste (5)	497	1
Giro Derecho Este-Oeste (12)	212	1

Se puede observar que la intersección a las 17:00 pm posee problemas similares a los de la mañana como se indica a continuación:

- En el sentido Norte existen 3 carriles lo que ha generado problemas para su adecuada funcionalidad, como se puede observar en la Tabla 6-6 el número de carriles adecuado para su demanda vehicular es de 4 carriles, a este inconveniente se le suma que la longitud del carril de giro izquierdo es insuficiente para abarcar el número total de vehículos que esperan a realizar el giro izquierdo es decir los 80 m de longitud que posee el carril en la actualidad es insuficiente, como se observa en la Tabla 6-5, puesto que la longitud necesaria para el total de vehículos en espera debería ser de 250.6 m, es por ello que dichos vehículos invaden el otro carril esperando realizar el giro izquierdo provocando en el movimiento 8 la congestión vehicular que se puede observar en la Figura 6-15.

Figura 6-15 Estado Actual del Movimiento en Sentido Norte.



- En el caso de los movimientos en sentido Sur como se indicó antes solo se tienen 2 carriles ya que el carril de giro derecho es del tamaño de la isla es decir que posee una longitud de 20 m, como se indica en la Figura 6-16, y como se indica en el Tabla 6-5 el número de carriles necesario para cumplir con la demanda vehicular de dicho movimiento es de 3 carriles.

Figura 6-16 Estado Actual del Movimiento en Sentido Sur.



- Para los movimientos en el sentido Oeste debido a la demanda vehicular a las 17:00 pm, se registran problemas en el nivel de servicio que esta ofrece.

Por todo lo antes dispuesto de la Intersección en estudio y su actual funcionamiento se procede a realizar el diseño de la misma como se indica a continuación en la sección 6.5 del presente proyecto.

6.5. Diseño de la intersección

El diseño de la Intersección de la Av. 6 de Diciembre y la Av. NN.UU, se realizará con el objetivo de otorgar un Nivel de Servicio adecuado para la intersección, el mismo que debe satisfacer las necesidades de cada uno de sus usuarios. Para lograr dicho objetivo se debe partir de los problemas antes dispuestos y determinar sus posibles soluciones.

En el nuevo diseño se empleará el programa SIDRA INTERSECTION v.5.1, y se colocarán los datos que fueron obtenidos a lo largo del desarrollo del presente proyecto. Es importante tener en cuenta que el diseño que se realiza en base al manual propuesto en el presente trabajo de investigación, se lo hace con los requerimientos actuales de la intersección, recalcando que estos no se han tomado para una demanda vehicular futura, con esto se quiere llegar al diseño de la intersección que debió haber tenido en la actualidad para satisfacer su actual demanda vehicular.

Para realizar el diseño de la intersección en estudio se tomó en cuenta las condiciones de las 17:00 pm puesto que son las más críticas que se presentan en la intersección, a continuación se describe el diseño propuesto:

Movimiento Sentido Norte.

En el caso del movimiento de sentido Norte se determina que para mejorar el nivel de servicio es necesario realizar un diseño de la siguiente manera:

- Incrementar un carril para el movimiento 3, de esta manera se consigue que la intersección posea 2 carriles para el movimiento 8 y 2 carriles para el movimiento 3, cumpliendo con la necesidad de poseer 4 carriles para dicho movimiento.
- A los 2 carriles que se han asignado para el movimiento 3 que son carriles de giro, se colocan con una longitud igual a 87 m, con esto se consigue abarcar el número total de vehículos que esperan realizar el giro hacia a la izquierda de Sur-Norte.

- En la Av. 6 de Diciembre en el sentido Norte, para recibir los vehículos que vienen de los movimientos 8 y 5, se incrementa un carril que servirá para abarcar toda la demanda vehicular, además este carril se emplea para que los vehículos esperen para ingresar a dos carriles antes existentes.
- Finalmente para garantizar que ningún vehículo invada otro carril para realizar un movimiento inadecuado se colocará una isla divisora entre los movimientos 3 y 8.

Movimiento Sentido Sur

Para el diseño del movimiento en sentido Sur se determina la necesidad de:

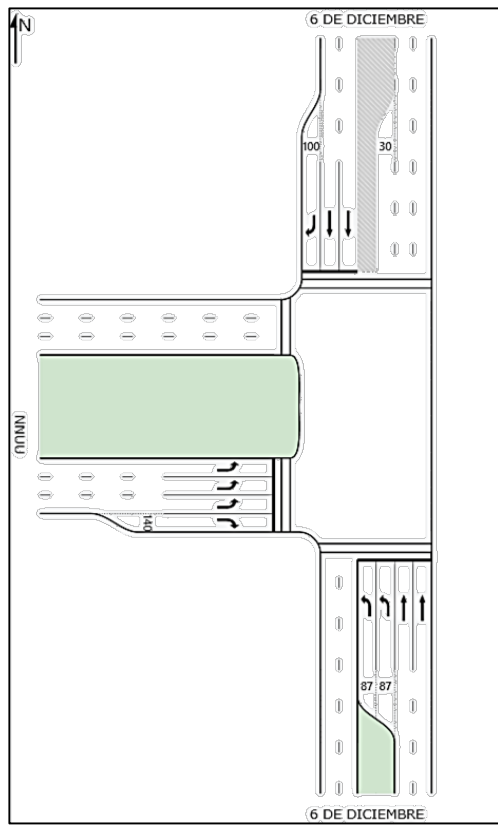
- Incrementar un carril para el movimiento 14, con lo que se obtiene un total de 3 carriles en la intersección para este movimiento.
- Al carril de giro hacia la derecha se le dará una longitud de 100 m.
- Además se colocará una transición al inicio del nuevo carril la misma que posee una longitud de 20 m, esto se emplea para ensanchar e incluir el nuevo carril.

Movimiento Sentido Oeste

Adicionalmente se considera necesario incrementar un carril para el movimiento 12, es decir la intersección para el sentido Oeste tendrá 4 carriles para mejorar su nivel de servicio que se distribuirán de la siguiente manera; 3 carriles para el movimiento 12 y 1 carril para el movimiento 5. El carril para el movimiento 12 será de una longitud de 140 m, con lo que se busca abarcar toda la demanda vehicular de dicho movimiento.

En la Figura 6-17, se indica el diseño propuesto de la intersección tomando en cuenta cada uno de los parámetros antes dispuestos para cada movimiento.

Figura 6-17 Diseño 2 para las 17:00 pm de la Intersección Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU

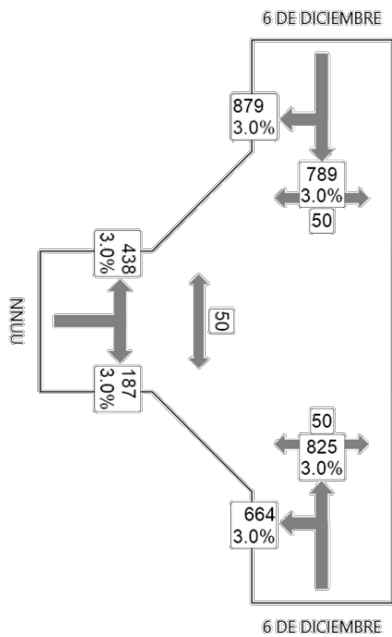


Con lo antes mencionado se procede a la aplicación del nuevo diseño en el programa SIDRA INTERSECTION v.5.1, es así que se realiza un análisis de los niveles de servicio que posee la intersección con este nuevo diseño para las condiciones de las 9:00 am y de las 17:00 pm, dicho análisis se indica a continuación:

Nivel de Servicio del nuevo diseño para las 9:00 am.

Con la aplicación del nuevo diseño la intersección para las condiciones que se presentan a las 9:00 am, determina la demanda vehicular que se indica en la Figura 6-18.

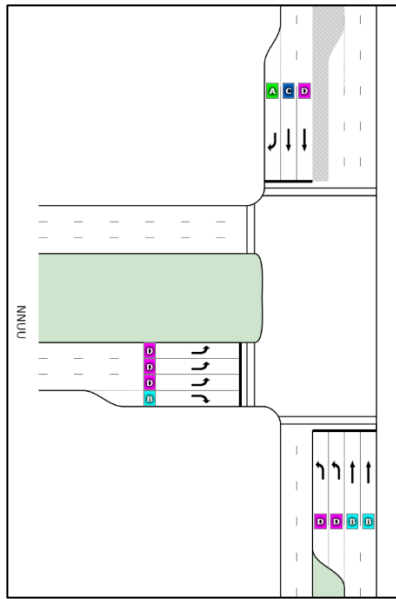
Figura 6-18 Volumen vehicular del nuevo diseño para las 9:00 am.



En base a la demanda vehicular antes dispuesta se realiza la determinación del nivel de servicio de la intersección para dichas condiciones y estas se muestran en la Figura 6-19 A continuación se indica el nivel de servicio por movimiento:

- Los movimientos en sentido NORTE, poseen un nivel de servicio tipo **C**.
- Los movimientos en sentido SUR, poseen un nivel de servicio tipo **C**.
- Los movimientos en sentido OESTE, poseen un nivel de servicio tipo **C**.
- Finalmente se determina que la intersección posee un nivel de servicio de tipo **C**.

Figura 6-19 Nivel de Servicio del nuevo diseño para las 09:00 am.



	SUR	NORTE	OESTE	INTERSECCIÓN
LOS	C	C	C	C

En la tabla Tabla 6-7, se indica el nivel de servicio, 95 percentil de cola y la demora de los vehículos por movimiento del nuevo diseño y se observa que todos los niveles de servicio son adecuados para la intersección además que las colas de espera de vehículos cumplen con la distancia propuesta para cada uno de los carriles propuestos, sin embargo se debe considerar que en lo movimientos 3 y 14 están llegando a su límite de servicio.

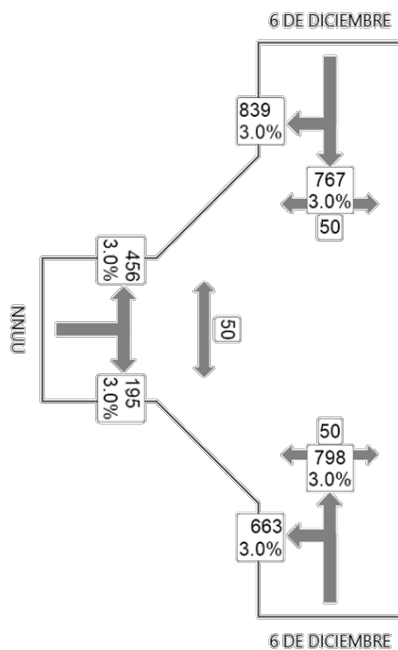
Tabla 6-7 Resumen del Nivel de Servicio del nuevo diseño para las 9:00 am.

Movement Performance - Vehicles									
Mov ID	Turn	Demand Flow veh/h	HV %	Deg. Satn v/c	Average Delay sec	Level of Service	95% Back of Queue Vehicles veh	Distance m	
South: 6 DE DICIEMBRE									
3	L	681	3.0	1.000 ³	50.1	LOS D	18.2	142.0	
8	T	937	3.0	0.365	12.2	LOS B	16.9	131.3	
Approach		1618	3.0	1.000	28.1	LOS C	18.2	142.0	
North: 6 DE DICIEMBRE									
4	T	1056	3.0	0.704	35.6	LOS D	28.8	224.2	
14	R	757	3.0	1.000 ³	8.5	LOSA	20.9	163.2	
Approach		1813	3.0	1.000	24.3	LOS C	28.8	224.2	
West: NNUU									
5	L	476	3.0	0.390	40.0	LOS D	8.0	62.5	
12	R	203	3.0	0.259	10.5	LOS B	6.7	52.1	
Approach		679	3.0	0.390	31.2	LOS C	8.0	62.5	
All Vehicles		4111	3.0	1.000	26.9	LOS C	28.8	224.2	

Nivel de Servicio del nuevo diseño para las 17:00 pm.

A pesar que el nuevo diseño se realizó en función de las condiciones que se presentan en la intersección a las 17:00 pm, es necesario realizar el mismo análisis del nivel de servicio que se hizo para las 9:00 am. Es así que en la Figura 6-20, se indica la demanda vehicular de la intersección en el nuevo diseño.

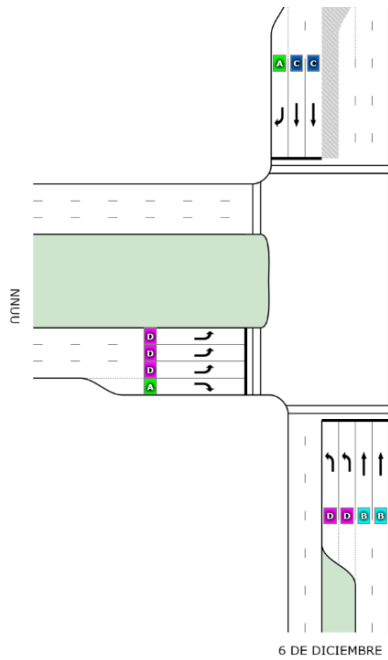
Figura 6-20 Volumen vehicular del nuevo diseño para las 17:00 pm.



En base a la demanda vehicular antes dispuesta se realiza la determinación del nivel de servicio de la intersección para dichas condiciones y estas se muestran en la A continuación se indica el nivel de servicio por movimiento:

- Los movimientos en sentido NORTE, poseen un nivel de servicio tipo **C**.
- Los movimientos en sentido SUR, poseen un nivel de servicio tipo **C**.
- Los movimientos en sentido OESTE, poseen un nivel de servicio tipo **C**.
- Finalmente se determina que la intersección posee un nivel de servicio de tipo **C**.

Figura 6-21 Nivel de Servicio del nuevo diseño para las 17:00 pm.



	SUR	NORTE	OESTE	INTERSECCIÓN
LOS	C	C	C	C

En la tabla Tabla 6-8, se indica el nivel de servicio, 95 percentil de cola y la demora de los vehículos por movimiento del nuevo diseño y se observa que todos los niveles de servicio son adecuados para la intersección además que las colas de espera de vehículos cumplen con la distancia propuesta para cada uno de los carriles propuestos, sin embargo se debe considerar que en lo movimientos 3 y 14 al igual que a las 9:00 am están llegando a su límite de servicio.

Tabla 6-8 Resumen del Nivel de Servicio del nuevo diseño para las 17:00 pm

Movement Performance - Vehicles									
Mov ID	Turn	Demand Flow veh/h	HV %	Deg. Satn w/c	Average Delay sec	Level of Service	95% Back of Queue Vehicles veh	Distance m	
South: 6 DE DICIEMBRE									
3	L	581	3.0	1.000 ³	50.1	LOS D	18.2	142.0	
8	T	907	3.0	0.354	12.0	LOS B	16.2	126.1	
Approach		1588	3.0	1.000	28.4	LOS C	18.2	142.0	
North: 6 DE DICIEMBRE									
4	T	988	3.0	0.655	33.8	LOS C	26.0	202.3	
14	R	757	3.0	1.000 ³	8.5	LOS A	20.9	163.2	
Approach		1746	3.0	1.000	22.8	LOS C	26.0	202.3	
West: NNUU									
5	L	496	3.0	0.406	40.3	LOS D	8.4	65.4	
12	R	212	3.0	0.265	9.8	LOS A	6.8	53.4	
Approach		708	3.0	0.406	31.2	LOS C	8.4	65.4	
All Vehicles		4041	3.0	1.000	26.5	LOS C	26.0	202.3	

Mediante el análisis realizado del diseño antes propuestos se determina que el nuevo diseño de la intersección en estudio realizado para las condiciones más críticas de la intersección, cumple con todos los requerimientos necesarios para las 9:00 am y 17:00 pm, el mismo que otorga un adecuado nivel de servicio de la intersección en todos sus movimientos, para posterior a ello realizar el diseño geométrico de la intersección.

Diseño Geométrico de la Intersección de la Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU

Al obtener el diseño adecuado para satisfacer las necesidades actuales de la intersección en función de mejorar su nivel de servicio, se procede a realizar el Diseño Geométrico de la misma en el que se consideraron los parámetros que se indican a continuación.

Separación entre el Parterre y la Calzada

En el nuevo diseño se toma en cuenta que el ancho entre la marca de la rueda posterior derecha del vehículo y el parterre debe ser de por lo menos 0.60 m, con lo que se evita que el vehículo pueda invadir el parterre al momento de realizar su giro, permitiendo que el conductor posea un movimiento libre de obstáculos, esto se marcara con pintura de tráfico.

Ancho del Carril

Mediante las Ordenanzas Municipales de la ciudad de Quito que son aplicadas para las vías urbanas se determina que el ancho de la calzada debe estar entre 2.80 m y 3.50 m, por lo que se tomó para el diseño de la intersección propuesto un ancho igual a 3.30 m.

Dimensiones de Islas

Según la norma AASHTO se indica que el área de una isla en zonas urbanas no puede ser menor a 5 m², así mismo el ancho menor de una isla debe ser de 1.20 m y en caso de las islas

alongadas se pueden disminuir a un ancho mínimo de 50 cm, es importante no dejar de lado que las esquinas de las islas deben ser de forma circular y con radios entre 0.60-1.20 m (AASHTO, 2011, págs. 9-99).

En base a lo antes expuesto se diseñó las islas que se colocaron en el nuevo diseño de la intersección de la Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU, como se indican desde la Figura 6-22 hasta la Figura 6-26.

Figura 6-22 Isla ubicada en la Av. NN.UU en el sentido Oeste Giro Izquierdo.

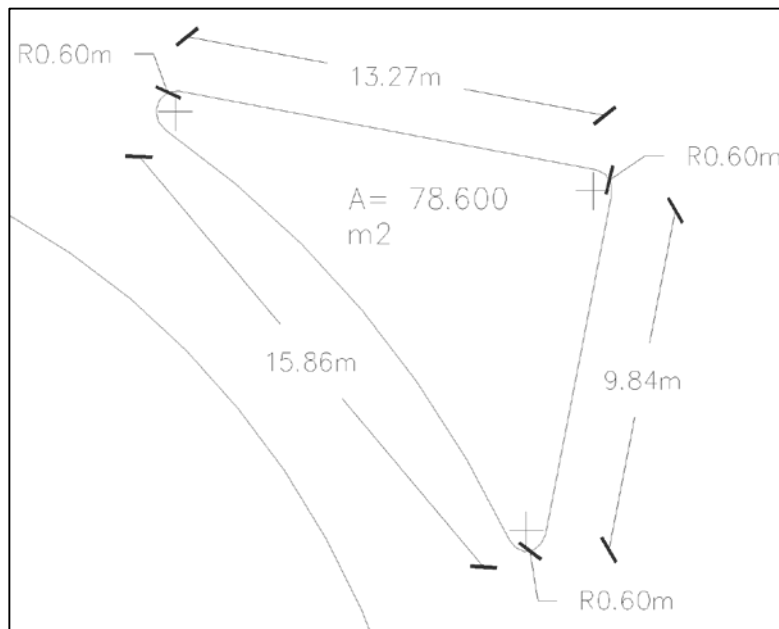


Figura 6-23 Isla ubicada en Av. 6 de Diciembre sentido Sur Giro Derecho.

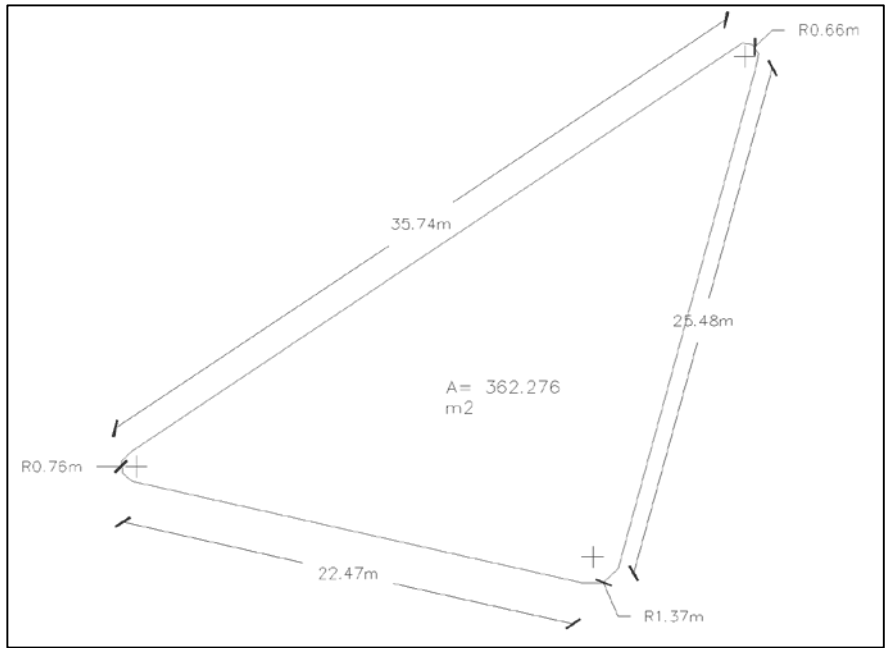


Figura 6-24 Isla ubicada en la Av. 6 DE Diciembre Sentido Norte Carril Derecho.

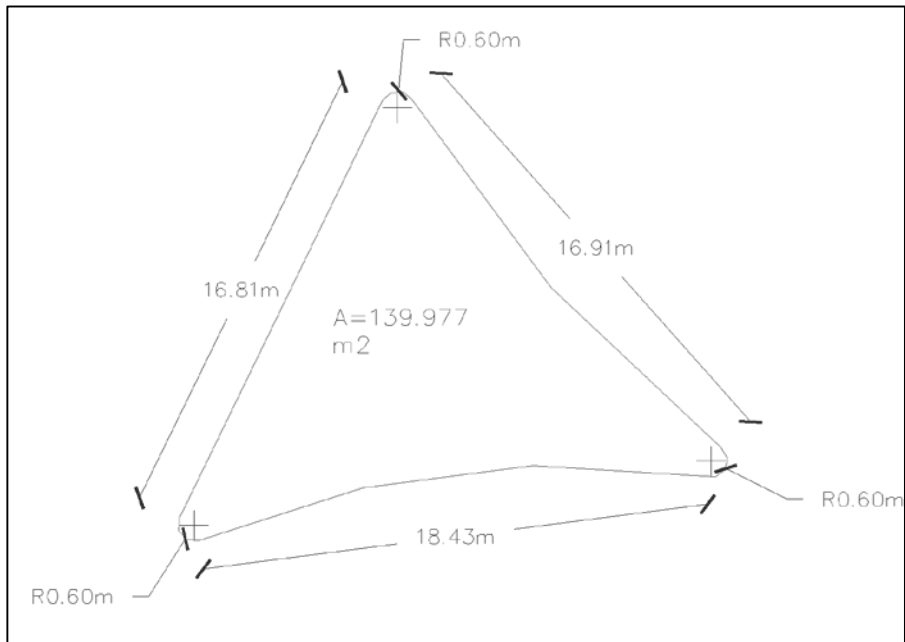


Figura 6-25 Isla ubicada en la Av. 6 de Diciembre Sentido Norte Carril Izquierdo.

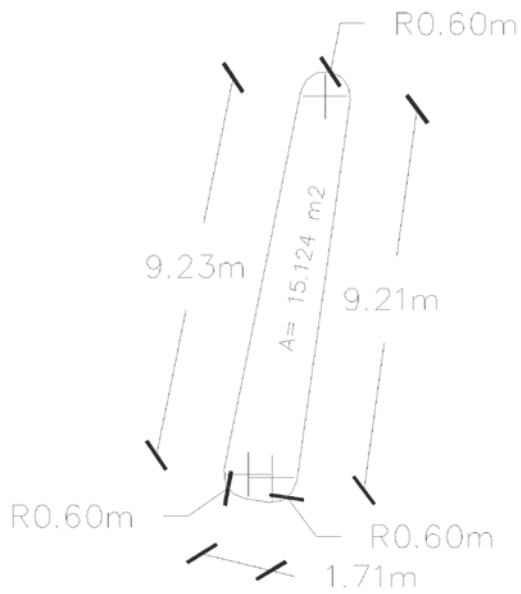
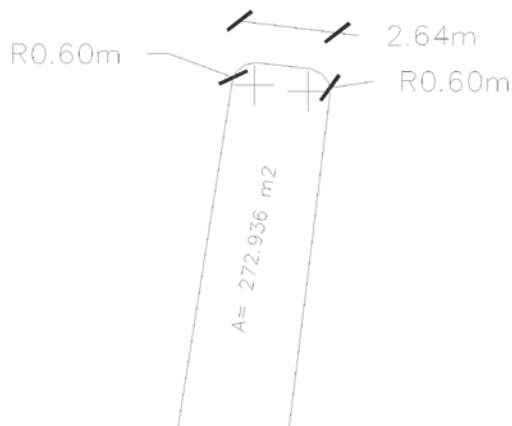


Figura 6-26 Isla divisoria de los dos carriles ubicada en la Av. 6 Diciembre.



Construcción de Movimientos de acuerdo a la plantilla de Giro

Finalmente del capítulo 5 del presente proyecto se tomaron las plantillas de giro, con el objetivo de determinar la posible trayectoria de los vehículos en la intersección que ha sido diseñada. Dichas trayectorias se pueden observar desde la Figura 6-27 hasta la Figura 6-32, y en la Figura 6-33, se indica el modelo tridimensional del vehículo de diseño realizando el giro.

Figura 6-27 Trayectoria de los Vehículos Livianos P en el Sentido Oeste Giro Izquierdo

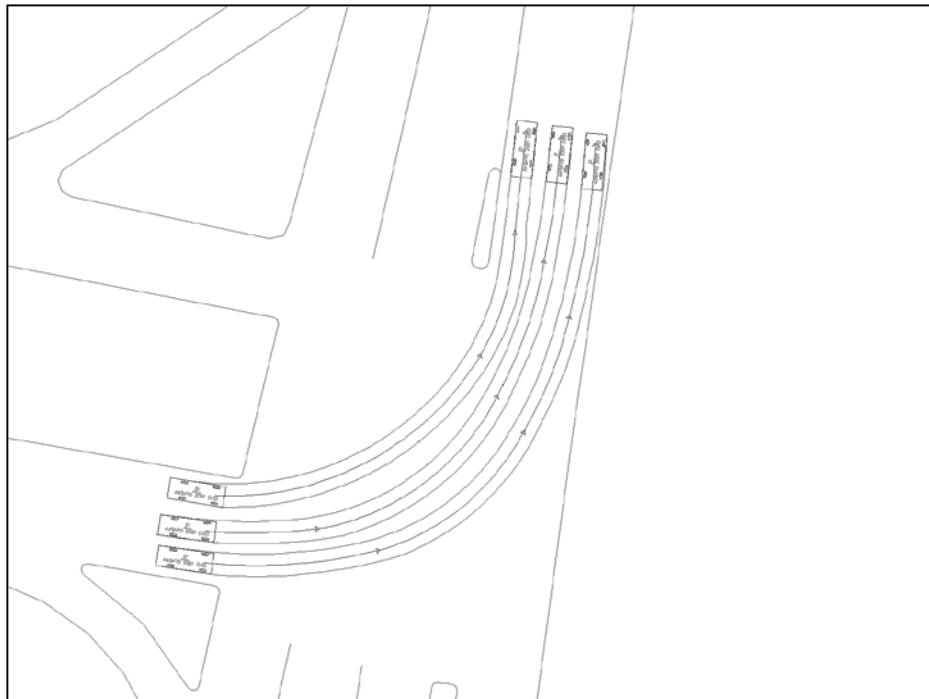


Figura 6-28 Trayectoria de los Vehículos Livianos P en el Sentido Sur Giro Derecho

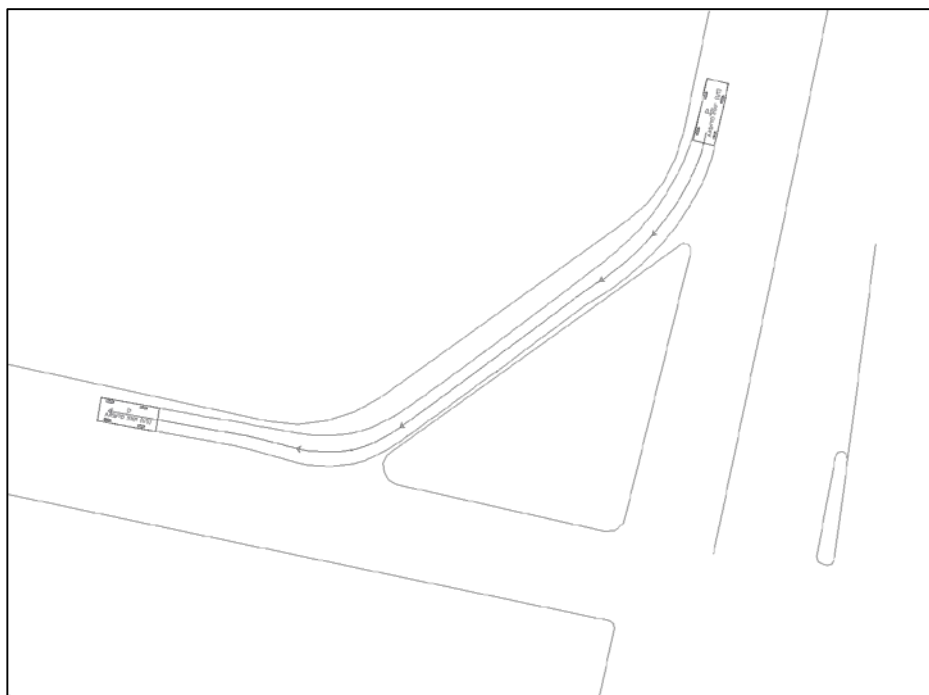


Figura 6-29 Trayectoria de los Vehículos Livianos P en el Sentido Oeste Giro Derecho.

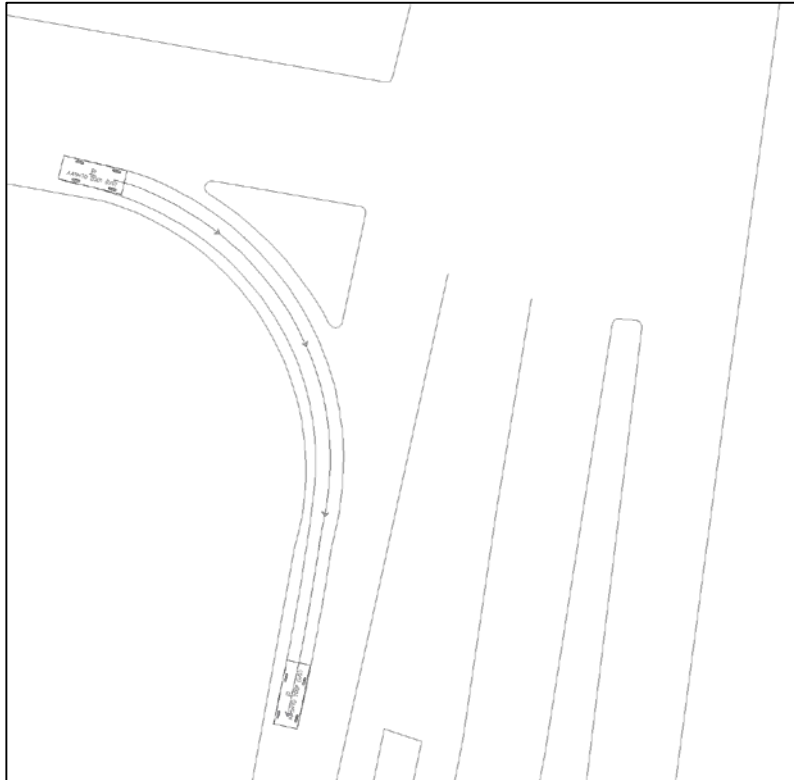


Figura 6-30 Trayectoria de los Vehículos Livianos P en el Sentido Norte Giro Izquierdo.

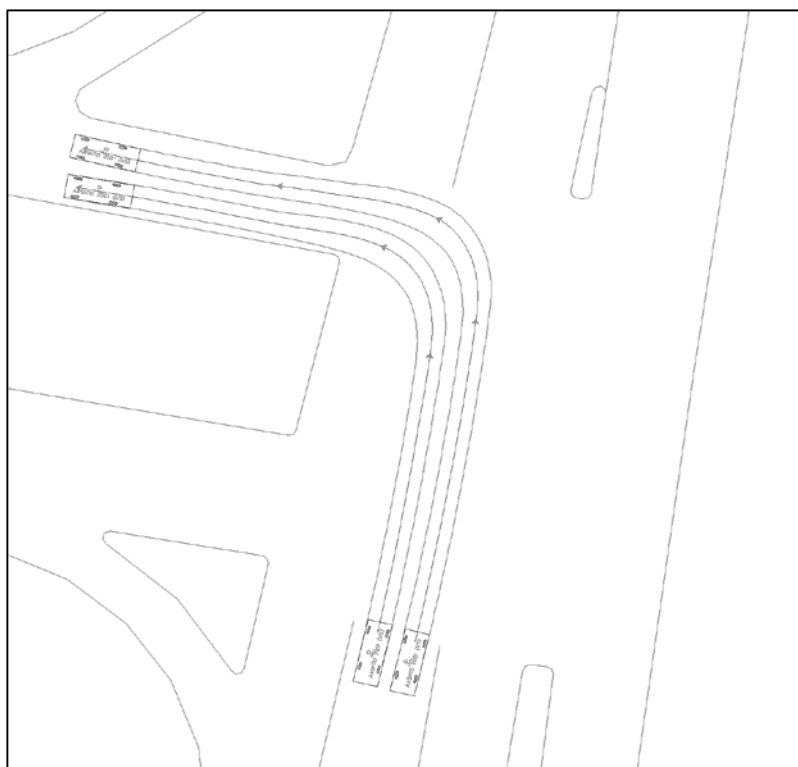
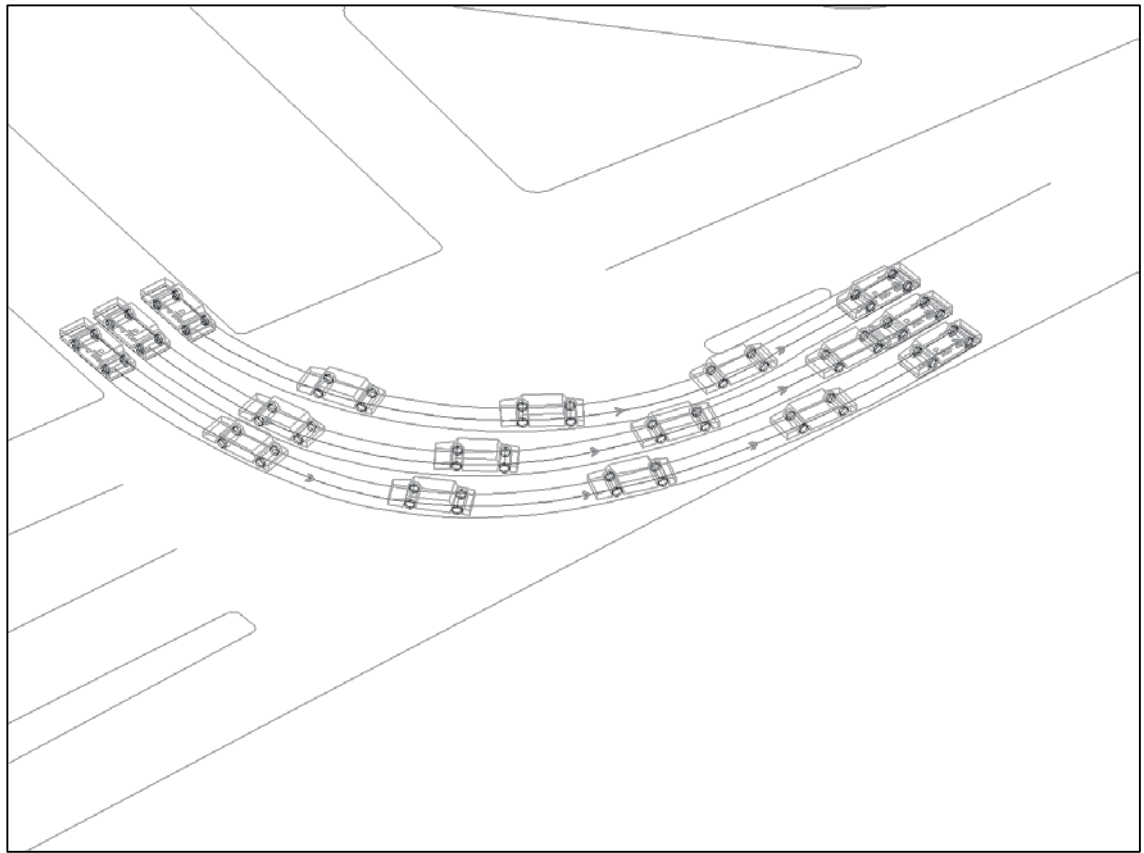


Figura 6-31 Modelo Tridimensional del Giro del Vehículo.



La planimetría del diseño propuesto de la Intersección de la Av. 6 de Diciembre y NN.UU se encuentra en el Anexo 6.1.

7. Comparación entre el diseño propuesto y la construcción existente.

Al existir diversos aspectos que cambiaron para mejorar el nivel de servicio de la Intersección de la Av. 6 de Diciembre y Av. NN.UU, como los de introducir nuevos carriles, parterres, islas, carriles de giro entre otros, es importante realizar la comparación entre el diseño propuesto y la construcción existente de la intersección en estudio. Dicho esto en el presente capítulo se desarrolla un análisis comparativo de los aspectos generales de la intersección actual y el diseño propuesto, con ello se busca determinar de forma global los cambios realizados en el nuevo diseño. Posterior a esto se realiza un análisis comparativo mucho más profundo como es el análisis de operatividad y del diseño con el objetivo de determinar específicamente las mejoras que se obtuvieron con el nuevo diseño de la intersección. Por último se presenta una variación de dos rubros influyentes dentro de la construcción de intersecciones. El presente capítulo no busca realizar un presupuesto final de obra, puesto que falta información la cual no se encuentra dentro de los objetivos de este documento.

7.1. Aspectos Generales.

Dentro de los aspectos generales que se han comparado entre el diseño propuesto y la construcción actual de la intersección se citan los siguientes:

- Una de las principales diferencias que se destaca es el de que en el diseño propuesto se ha tomado en cuenta el vehículo de diseño, el mismo que se determinó como el vehículo liviano P, puesto que existe mayor presencia de este tipo de vehículos en la intersección. Mientras que en el diseño anterior no se ha tomado en cuenta el tipo de vehículo que circula por la intersección.
- La intersección en su actual construcción no posee una adecuada canalización, lo que ha permitido movimientos indebidos por parte de sus usuarios como el que

sucede en el carril destinado para el movimiento 8, el cual es invadido por los vehículos que esperaban realizar el movimiento 3. Debido a este tipo de problemas en el diseño propuesto se colocaron varias islas que permiten la adecuada canalización de la intersección, impidiendo que los usuarios puedan realizar algún movimiento inadecuado que cree confusión.

- Para la canalización de la intersección fue necesario añadir varias islas, estas islas han sido diseñadas para cumplir con los parámetros dispuestos en la Norma AASHTO para vías urbanas, en función a ello se encuentra que las islas existentes no cumplen con dichos parámetros para lo que es necesario realizar los cambios respectivos. Dentro de esto también se encuentra el dar una separación entre el bordillo y la calzada de un ancho de 0.60 m, la misma que ira marcada con pintura de tráfico.
- En el diseño propuesto se determina que el ancho de los carriles nuevos y existentes deben ser de 3.30 m, en el caso de los carriles existentes deben ampliarse a esta dimensión, con esto se busca dar homogeneidad de los carriles en la intersección puesto que actualmente no se presenta dicha característica.

7.2. Análisis comparativo de diseño y operatividad.

Un análisis comparativo entre el diseño y la operatividad del estado actual de la intersección y el diseño propuesto, es mucho más complejo es por ello que en esta sección se determina específicamente el cambio de los parámetros técnicos que ha tenido la intersección en función al diseño propuesto. Con el objetivo de determinar el verdadero comportamiento de la intersección al someterse a los cambios propuestos en el nuevo diseño, se dividió estos dos análisis de manera que en primera instancia se realizará el análisis comparativo entre los dos diseños, para posterior a ello analizar su operatividad.

Análisis Comparativo del Diseño

Este tipo de análisis se realiza con el objetivo de comparar los parámetros geométricos que se han cambiado en el diseño actual de la intersección, a continuación se describen dichos parámetros:

- El incremento de carriles, de la Tabla 7-5 se pudo determinar que se incrementaron 3 carriles para resolver los problemas que se presentan en la intersección, sin embargo a estos tres carriles se les debe sumar el carril que se incrementó en la Av. 6 de Diciembre en sentido Norte para recibir los vehículos que provienen de los movimientos 8 y 5. En conclusión en número total de carriles que se incrementaron en la intersección es de 4.

Tabla 7-1 Comparación del Número de Carriles entre la Construcción Actual y el Diseño Propuesto.

Movimiento	Número de Carriles	
	Construcción Actual	Diseño Propuesto
NORTE: Av. 6 de Diciembre		
3	1	2
8	2	2
SUR: Av. 6 de Diciembre		
4	1	2
14	1	1
OESTE: Av. NN.UU		
5	2	2
12	1	2
INTERSECCIÓN	8	11

- Adicional al incremento del número de los carriles se considera que el ancho de todos los carriles debe ser de 3.30 m, con lo que se busca dar homogeneidad a la intersección.
- En el caso de los parterres fue necesario cumplir con la normativa para vías urbanas, es así que las esquinas de los parterres son de forma curva con un radio entre 0.60 m -1.20 m.
- La separación entre la marca de la calzada y el parterre es de 0.60 m, la misma que ira marcada con pintura de tráfico para su identificación.
- Es importante recalcar que al incrementar en número de carriles en la intersección esto hace que el área de pavimento también se incremente, de la Figura 7-1, se obtiene que el área de pavimento que existe actualmente es de 9732.692 m², mientras que de la Figura 7-2 se obtiene que la intersección en base al diseño propuesto tendrá un área de pavimento de 11068.34 m².

Figura 7-1 Área de pavimento del estado actual de la intersección.

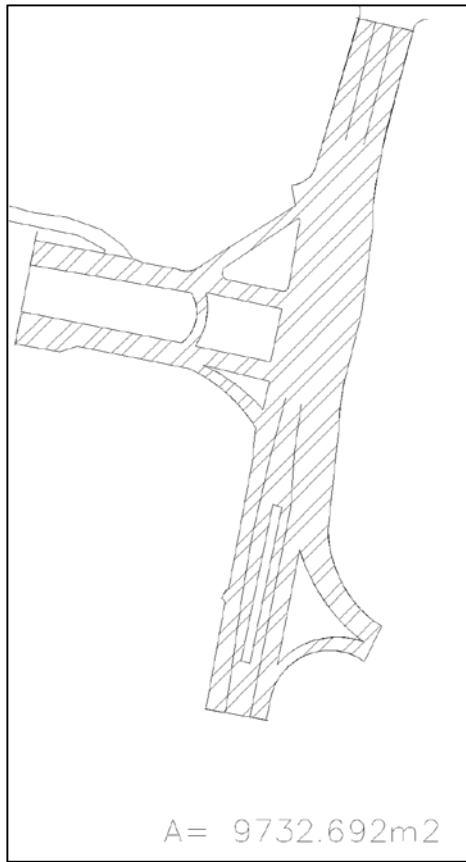
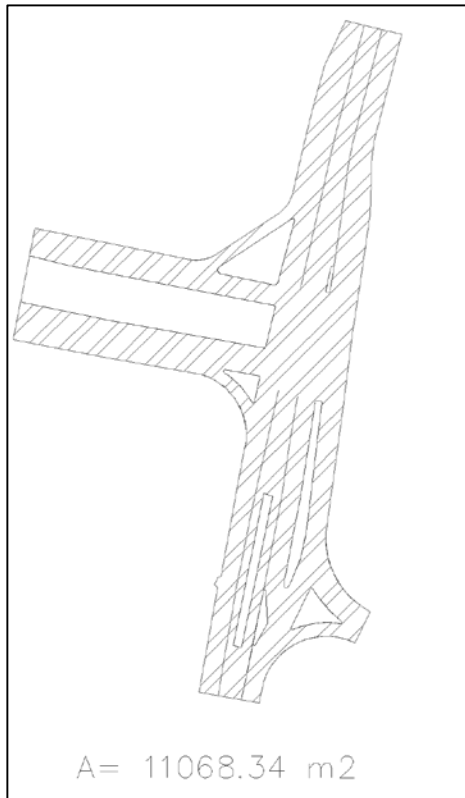


Figura 7-2 Área de pavimento de la intersección propuesta.



- Al tener el incremento de islas en la intersección para el diseño propuesto se cree conveniente el realizar el análisis comparativo del área de las islas existentes y el área de las islas que se tendrían con el nuevo diseño. De la Figura 7-3 se determina que el área de islas que posee en la actualidad la intersección es de 2825.279 m², mientras que de la Figura 7-4 se obtiene que el área de islas del diseño propuesto para la intersección sería de 2672.445 m².

Figura 7-3 Área de islas del estado actual de la intersección

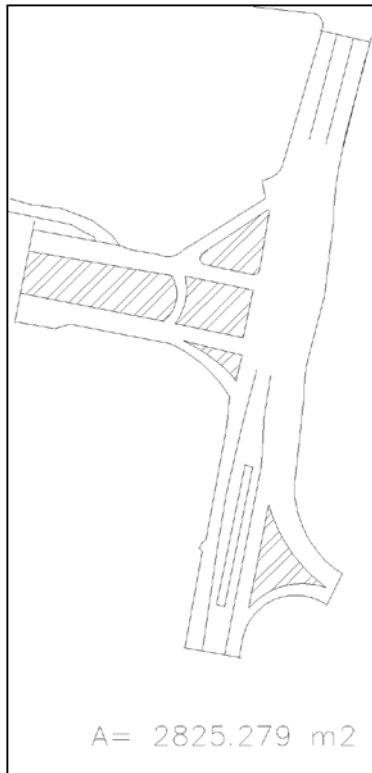
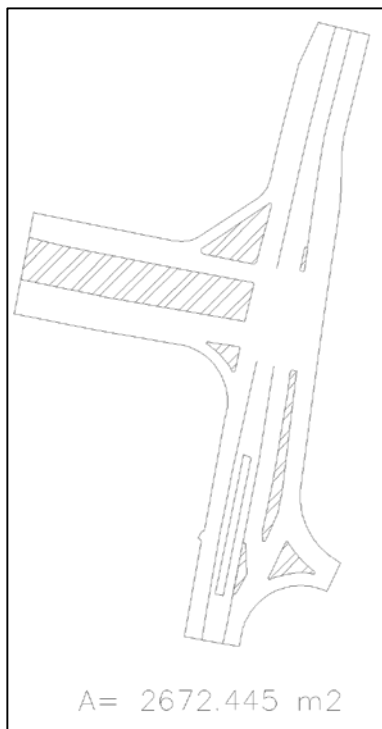


Figura 7-4 Área de islas en el diseño propuesto



En la Tabla 7-2, se indica el resumen de cada uno de los valores que fueron antes obtenidos, para la comparación del área de pavimento y del área de islas. De dicha tabla se puede observar que el área de pavimento se ha incrementado en 13.72% (1335.65 m²) en función del área del pavimento existente, sin embargo el área de las islas ha disminuido en un 5.41% (152.834 m²) en función del área de islas existentes.

Tabla 7-2 Área de Pavimento y de Islas en el Estado Actual vs el Diseño Propuesto.

Descripción	Estado actual	Propuesta	Diferencia Porcentual
Pavimento (m²)	9732.69	11068.34	13.72%
Islas (m²)	2825.28	2672.46	5.41%

Análisis Comparativo de la operatividad

En esta sección se realiza un análisis del servicio que la intersección brinda a los usuarios en actualidad y como mejoraría dicho servicio al aplicarse el diseño propuesto, para ello se han realizado el análisis de los siguientes parámetros de operatividad:

Tiempo de Demora de la Intersección.

Se realiza la comparación del tiempo que se demoran los usuarios en cruzar la intersección en la actualidad y el tiempo que se demorarían en cruzar la misma intersección pero con el diseño propuesto, para realizar esta comparación se emplearon los resultados obtenidos del programa SIDRA INTERSECTION v.5.1. dichos resultados se han descrito en la Tabla 7-3 y la Tabla 7-4, de las que se determinan que el tiempo de demora de la intersección con la aplicación del diseño propuesto es de 26.9 seg, mientras que el tiempo de demora actual es

de 54.9 seg, se dice entonces que el tiempo de demora con el diseño propuesto para la intersección disminuye en un 51.73 % (28 seg.) en función del tiempo de demora actual.

Tabla 7-3 Detalle operativo de la intersección existente.

MOV.	GIRO	DEMANDA	PESADO S	GRADO DE SAT.	DEMORA	NIVEL DE SERVICIO	Q 95%	
							VEHÍCULO	DISTANCIA
		veh/h	%	v/c	Seg.		veh	m
NORTE: 6 DE DICIEMBRE								
3	L	722	3.0	1.092	89.8	LOS F	34.7	270.4
8	T	897	3.0	0.672	17.2	LOS B	40.0	311.9
RAMAL		1618	3.0	1.092	44.6	LOS D	47	311.9
SUR: 6 DE DICIEMBRE								
4	T	858	3.0	0.982	61.6	LOS E	60.3	469.8
14	R	955	3.0	1.102	67.1	LOS F	55.3	430.6
RAMAL		1813	3.0	1.102	64.5	LOS E	60.3	469.8
OESTE: NNUU								
5	L	477	3.0	0.665	50.7	LOS D	13.6	105.6
12	R	203	3.0	0.321	21.2	LOS C	8.3	64.5
RAMAL		680	3.0	0.665	41.9	LOS D	13.6	105.6
INTERCESIÓN		4112	3.0	1.102	54.9	LOS D	60.3	469.8

Tabla 7-4 Detalle operativo de la intersección propuesta.

MOV.	GIRO	DEMANDA	PESADO S	GRADO DE SAT.	DEMORA	NIVEL DE SERVICIO	Q 95%	
							VEHÍCULO	DISTANCIA
		veh/h	%	v/c	Seg.		veh	m
NORTE: 6 DE DICIEMBRE								
3	L	681	3.0	1.000 ³	50.1	LOS D	18.2	142.0
8	T	937	3.0	0.365	12.2	LOS B	16.9	131.3
RAMAL		1618	3.0	1.000	28.1	LOS C	18.2	142.0
SUR: 6 DE DICIEMBRE								
4	T	1056	3.0	0.704	35.6	LOS C	28.8	224.2
14	R	757	3.0	1.000 ³	8.5	LOS A	20.9	163.2
RAMAL		1813	3.0	1.000	24.3	LOS C	28.8	224.2
OESTE: NNUU								
5	L	475	3.0	0.390	40.0	LOS D	8.0	62.5

12	R	203	3.0	0.259	10.5	LOS B	6.7	52.1
RAMAL		679	3.0	0.390	31.2	LOS C	8.0	62.5
INTERCESIÓN		4111	3.0	1.000	26.9	LOS C	28.8	224.2

Además se realiza un análisis comparativo de la demora de tiempo de cada uno de los movimientos, esto se indica a continuación en la Tabla 7-3, de dicha tabla se puede observar que en cada movimiento se ha disminuido el tiempo de demora de la intersección considerablemente, por lo que se puede decir que:

- El tiempo de viaje de los usuarios es menor.
- Menor uso de combustible, con lo que se disminuye la contaminación.
- Un menor costo por uso de tiempo de las personas, ya que no se estancaran los usuarios en la congestión vehicular que actualmente se produce.

Tabla 7-5 Tiempo de Demora de la Construcción Actual de la Intersección vs el Diseño Propuesto por Movimiento.

Movimiento	Tiempo de Demora de la Intersección (seg.)		Diferencia Porcentual
	Construcción Actual	Diseño Propuesto	
NORTE: Av. 6 de Diciembre			
3	89.8	50.1	35.65 %
8	17.2	12.2	29.07 %
SUR: Av. 6 de Diciembre			
4	61.6	35.6	42.21 %
14	67.1	8.5	87.33 %
OESTE: Av. NN.UU			
5	50.7	40.0	21.10 %
12	21.2	10.5	50.47 %
INTERSECCIÓN	54.9	26.5	51.73 %

Nivel de Servicio de la Intersección.

Como se puede observar en la Tabla 7-1 y en la Tabla 7-2, el nivel de servicio de la intersección ha mejorado de una manera considerable, puesto que la intersección en su estado actual

posee un Nivel de Servicio D, mientras que en el diseño propuesto ofrece un Nivel de Servicio C. En la Tabla 7-4, se indica la comparación de los niveles de servicio en su estado actual y del diseño propuesto por cada movimiento.

Tabla 7-6 Nivel de Servicio de la Construcción Actual de la Intersección vs el Diseño Propuesto por Movimiento.

Movimiento	Nivel de Servicio	
	Construcción Actual	Diseño Propuesto
NORTE: Av. 6 de Diciembre		
3	LOS F	LOS D
8	LOS B	LOS B
SUR: Av. 6 de Diciembre		
4	LOS E	LOS C
14	LOS F	LOS A
OESTE: Av. NN.UU		
5	LOS D	LOS D
12	LOS C	LOS B
INTERSECCIÓN	LOS D	LOS C

Inversión

Se realizó un análisis comparativo entre la inversión que tuvo la intersección en su actual construcción y la inversión que se debería dar para el diseño propuesto. Para determinar dicho análisis fue necesario realizar el presupuesto de los dos diseños en el que se tomó en cuenta el Rubro de CARPETA ASFÁLTICA EN CALIENTE e=7.5 cm. y el de BORDILLO HORMIGÓN. SIMPLE 180 kg/cm² h=50 cm. De la Tabla 7-7 que se indica a continuación se pudo determinar que la inversión para la construcción de la intersección actual fue de \$140742.39, mientras que la inversión para del diseño propuesto es de \$158135.27, con ello

se puede decir que la inversión en el diseño propuesto se incrementa en un 12.40% (\$17392.88) en función de la inversión actual.

Tabla 7-7 Análisis Comparativo de la Inversión entre la Construcción Actual y del Diseño Propuesto de la Intersección.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO	ACTUAL		DISEÑO		DIFERENCIA PORCENTUAL
			Cantidad	Total	Cantidad	Total	
CARPETA ASFÁLTICA EN CALIENTE e=7.5cm. 405- 5c. Especific. MOP-001- F2002, tendido conformado y compactado. Sin transporte	m ²	11.58	9732.69	112704.55	11068.34	128171.38	
BORDILLO HORM. SIMPLE 180kg/cm2 h=50cm. 610- (1)a Especific.MOP- 001-F2002 Bm=20cm., incluye encofrado y excavación.	ml	16.47	1702.358	28037.84	1819.301	29963.89	
TOTAL				140742.39		158135.27	12.4%

Costo de operatividad

Finalmente se realizó un análisis comparativo del costo operativo de la intersección en su estado actual y el que se tendría en el diseño propuesto, para dicho análisis se ha empleado la modelación realizada en el programa SIDRA INTERSECTION v.5.1 para esto se tomó en cuenta los parámetros que se indican a continuación:

- El costo de la gasolina es de \$0.60 u/lit, puesto que es el valor que se indica internacionalmente.
- Se ha tomado como peso promedio de los vehículo livianos P 14 tn y el peso promedio de los vehículos pesados de 11 tn.
- Se determinó que el sueldo promedio de una persona de la zona es de \$ 7.5 por hora.

En base a estos parámetros se obtuvieron los resultados del costo de operatividad por hora de la intersección en el estado actual el mismo que se indica en la Tabla 7-8, y en la Tabla 7-9 se indica el costo de operatividad por hora de la intersección con el diseño propuesto.

Tabla 7-8 Costo de Operatividad de la Intersección del Estado Actual para las 9:00 am.

Intersection Performance - Hourly Values			
Performance Measure	Vehicles	Pedestrians	Persons
Demand Flows (Total)	4112 veh/h	162 ped/h	5096 pers/h
Percent Heavy Vehicles	3.0 %		
Degree of Saturation	1.102	0.056	
Practical Spare Capacity	-18.3 %		
Effective Intersection Capacity	3731 veh/h		
Control Delay (Total)	62.69 veh-h/h	1.96 ped-h/h	77.19 pers-h/h
Control Delay (Average)	54.9 sec	43.5 sec	54.5 sec
Control Delay (Worst Lane)	119.4 sec		
Control Delay (Worst Movement)	89.8 sec	47.4 sec	89.8 sec
Geometric Delay (Average)	0.0 sec		
Stop Lane Delay (Average)	54.9 sec		
Intersection Level of Service (LOS)	LOS D	LOS E	
95% Back of Queue - Vehicles (Worst Lane)	60.3 veh		
95% Back of Queue - Distance (Worst Lane)	469.6 m		
Total Effective Stops	4595 veh/h	143 ped/h	5657 pers/h
Effective Stop Rate	1.12 per veh	0.88 per ped	1.11 per pers
Proportion Queued	0.96	0.88	0.95
Performance Index	383.4	4.4	307.6
Travel Distance (Total)	2201.5 veh-km/h	7.6 ped-km/h	2649.4 pers-km/h
Travel Distance (Average)	535 m	47 m	520 m
Travel Time (Total)	209.9 veh-h/h	3.6 ped-h/h	255.4 pers-h/h
Travel Time (Average)	183.7 sec	79.4 sec	180.4 sec
Travel Speed	10.5 km/h	2.1 km/h	10.4 km/h
Cost (Total)	2655.17 \$/h	26.80 \$/h	2681.97 \$/h
Fuel Consumption (Total)	988.80 l/h		
Carbon Dioxide (Total)	1095.2 kg/h		
Hydrocarbons (Total)	1.945 kg/h		
Carbon Monoxide (Total)	38.64 kg/h		
NOx (Total)	1.261 kg/h		

Tabla 7-9 Costo de Operatividad de la Intersección con el Diseño Propuesto para las 9:00 am.

Intersection Performance - Hourly Values			
Performance Measure	Vehicles	Pedestrians	Persons
Demand Flows (Total)	4111 veh/h	162 ped/h	5055 pers/h
Percent Heavy Vehicles	3.0 %		
Degree of Saturation	1.000	0.056	
Practical Spare Capacity	-10.0 %		
Effective Intersection Capacity	4111 veh/h		
Control Delay (Total)	30.75 veh-h/h	2.13 ped-h/h	39.03 pers-h/h
Control Delay (Average)	25.9 sec	47.4 sec	27.6 sec
Control Delay (Worst Lane)	50.1 sec		
Control Delay (Worst Movement)	50.1 sec	47.4 sec	50.1 sec
Geometric Delay (Average)	0.0 sec		
Stop Line Delay (Average)	25.9 sec		
Intersection Level of Service (LOS)	LOS C	LOS E	
95% Back of Queue - Vehicles (Worst Lane)	28.8 veh		
95% Back of Queue - Distance (Worst Lane)	224.2 m		
Total Effective Stops	3154 veh/h	149 ped/h	3934 pers/h
Effective Stop Rate	0.77 per veh	0.92 per ped	0.77 per pers
Proportion Queued	0.05	0.92	0.85
Performance Index	304.4	4.7	309.1
Travel Distance (Total)	2217.4 veh-km/h	8.3 ped-km/h	2669.2 pers-km/h
Travel Distance (Average)	539 m	51 m	624 m
Travel Time (Total)	178.9 veh-h/h	3.9 ped-h/h	218.6 pers-h/h
Travel Time (Average)	156.7 sec	67.0 sec	154.5 sec
Travel Speed	12.4 km/h	2.1 km/h	12.2 km/h
Cost (Total)	2286.70 \$/h	29.35 \$/h	2316.05 \$/h
Fuel Consumption (Total)	296.99 l/h		
Carbon Dioxide (Total)	942.6 kg/h		
Hydrocarbons (Total)	1.679 kg/h		
Carbon Monoxide (Total)	36.25 kg/h		
NOx (Total)	1.180 kg/h		

De las tablas antes expuestas se tiene que el costo operativo por hora para la intersección en el estado actual es de 2655.15 \$/h, mientras que el costo operativo por hora de la intersección con el diseño propuesto es de 2286.70 \$/h, con esto se pudo determinar que el diseño propuesto disminuye el costo de operatividad en un 13.88% (368.45 \$/h).

En base al costo de operatividad por hora determinado para la intersección es importante determinar el costo de operatividad por año de la intersección, tomando en cuenta que dicho valor se repite 2 veces al día, a lo largo de la semana (Lunes-Viernes) y que en el año se tienen 52 semanas, lo que significa que se tienen 520 horas/año. Con lo antes mencionado se obtienen los valores de los costos de operatividad por año, los mismos que se indican en la Tabla 7-10. De dicha tabla se determina que el costo de operatividad por año del estado actual es de \$1380678, y el del diseño propuesto es de \$1189084, con lo que se determinó que se disminuyó el costo en un 13.88% (\$191594).

Tabla 7-10 Análisis Comparativo entre el Costo de Operatividad por año de la construcción actual de la Intersección y el diseño propuesto.

	Estado Actual	Diseño Propuesto	Diferencia Porcentual
Costo operativo (\$/año)	1380678	1189084	13.88%

8. Conclusiones y recomendaciones.

Los objetivos del presente trabajo fueron alcanzados en su totalidad. El presente trabajo es una guía para diseñadores a la cual pueden hacer referencia para el diseño de intersecciones a nivel. El trabajo hace una recopilación de normas, las cuales tienen aplicabilidad dentro del medio local. Adicionalmente propone parámetros recogidos dentro de otros estudios y los adopta como criterios de diseño.

El presente documento busca simplificar la interpretación de la información. Dentro de la literatura de diseño de intersecciones encontramos literatura compleja de interpretar, la cual puede traer dificultades al momento de diseñar una intersección. Se buscó conservar los lineamientos generales como son: distancia de visibilidad, parámetros geométricos y determinación de la demanda.

La distancia de visibilidad fue limitada a una distancia de parada en cada vía. Esta distancia es utilizada para realizar los triángulos de visibilidad de una intersección. Estos triángulos se forman dependiendo de la señalización que tenga dicha intersección. Esta única expresión conlleva a cálculos menos complicados y que están por el lado de la seguridad. Esto se debe a que la distancia es mayor a la calculada en los clásicos triángulos de visibilidad.

Los parámetros geométricos propuestos han sido también modificados en respuesta a buscar una mayor sencillez en el momento de diseñar. Se proponen plantillas de giro en función del ángulo el cual describe la trayectoria del vehículo. Estas plantillas deberán ser superpuestas

en el trazado propuesto para así comprobar las dimensiones especificadas. Dichas plantillas han sido creadas en función del tipo de vehículo y de su velocidad. Estas fueron realizadas en base a un modelo de simulación de las trayectorias de los vehículos. Adicionalmente se verifica que vehículos más grandes al de diseño pueden maniobrar dentro de la geometría propuesta. Ello hace que el diseño se convierta en un arte en donde el criterio y la razón del profesional pesará mucho más a un sin número de cuadros y formulas a las que se debe consultar en la actualidad.

Adicionalmente en el presente documento se da lineamientos claros para determinar la demanda. En la actual normativa no dice la manera que esta debe ser determinada dejando un amplio espectro al diseñador para determinar la misma. En el manual propuesto se plantean dos alternativas para estimar la demanda producida. La primera es un aforo de origen y destino, en la cual se usa un modelo gravitacional para determinar la demanda de cada movimiento. El segundo método consiste en emplear estadística de viajes generados según el sector y distribuirlos igualmente empleando un método similar.

Al comparar el estado actual de la intersección Av 6 de diciembre y Naciones unidad con la reforma propuesta en base al manual se obtuvieron las siguientes observaciones:

- El nivel de servicio aumento de "D" a "C".
- La demora disminuye en 51.73 %.
- La inversión aumentaría en un 12.4%
- El costo operativo de los usuarios disminuye en un 13.88%

En base al manual propuesto la cantidad de carriles aumento. Los carriles totales en el estado actual son 8 mientras que en la nueva propuesta son 11. Esto hizo que la capacidad de la intersección aumente reduciéndose así las demoras. Esto se ve reflejado en que la nueva alternativa presenta un nivel de servicio mejor ante las mismas condiciones de tráfico que el diseño existente. El nivel de servicio aumenta a "C". El resultado de esto, tendría una repercusión social positiva, ya que tiempos de viaje más cortos mejora el bienestar social.

La inversión para desarrollar la alternativa propuesta resulta también más elevada. Al aumentar el área pavimentada y aumentar islas para dividir los giros la obra aumenta por lo cual su costo también. Sin embargo como resultado de las mejoras los usuarios experimentarán menor tiempo de viaje. También al disminuir el tiempo de viaje el consumo de combustible de los automotores disminuirá. Si podemos un costo a estas variables como el tiempo de las personas y el combustible, se evidencia que la propuesta realizada en base a este manual disminuye el costo operativo de los usuarios de la intersección en un 13.88%.

En conclusión podemos notar que al emplear el presente manual se obtendrán diseños de inversión inicial más alta, con mejores niveles de servicio y con ahorros sociales significativos. Esto se debe a que las exigencias son mayores por ende resultará en intersecciones con un área más elevada.

Los objetivos planteados en el presente trabajo fueron alcanzados en su totalidad. Se elaboró un manual de diseño de intersecciones el cual corresponde al Capítulo 5 y hace referencia para cálculos a los capítulos 2, 3 y 4. En el mismo capítulo se realizó un diagrama de flujo y tabulaciones de las principales directrices para el diseño de una intersección. Por último, se realizó la aplicación del manual propuesto en una intersección del país con lo que se conformó el capítulo 6 y 7. Por ello los objetivos del presente trabajos fueron alcanzados en su totalidad.

Se recomienda al presente trabajo, complementos para una mejor aplicabilidad des mismo. Se debe calibrar cada constante que se emplea para el diseño como son el tiempo de reacción, patrones de giro para vehículos locales, realización de tablas de generación de viajes según el sector para la realidad local, entre otras constantes. Esto hará que los diseños cada vez se adapten mejor al medio local.

9 Bibliografía

- Department of transportation Connecticut. (s.f.). *New Haven-Hartford-Springfield Rail Program*. Recuperado el 15 de 05 de 2015, de http://www.nhhsrail.com/ea/4_0.aspx
- Garber, N. J. (2009). *Traffic Highway Engineering*. Canada: Cengage Learning.
- HALIFAX. (6 de 10 de 2014). *HALIFAX*. Recuperado el 23 de 05 de 2015, de <https://www.halifax.ca/traffic/documents/fixedsactuated.pdf>
- HAY, W. W. (1983). *INGENIERIA DEL TRANSPORTE*. MEXICO: EDITORIAL LIMUSA.
- Kraemer, C. (2003). *INGENIERIA DE CARRETERAS*. Madrid: MC Graw Hill.
- Mathew, T. V. (05 de 08 de 2014). *Indian Institute of Technology Bombay*. Recuperado el 15 de 05 de 2015, de http://www.civil.iitb.ac.in/tvm/1111_nptel/551_CapLOS/plain/plain.html
- Mathew, T. V. (05 de 08 de 2014). *Indian Institute of Technology Bombay*. Recuperado el 18 de 05 de 2015, de http://www.civil.iitb.ac.in/tvm/1111_nptel/572_Delay_A/plain/plain.html
- Transoft . (s.f.). AUTOTRUN 3D.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD . (2010). *HCM 2010 VOL 3*. WASHINGTON: TRB.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. (2000). *HCM 2000*. TRB.
- Washington State Department of Transportation . (s.f.). Recuperado el 09 de 06 de 2015, de <http://www.wsdot.wa.gov/Safety/roundabouts/BasicFacts.htm>

10 ANEXOS.