

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“PROPUESTA DE UN MANUAL DE DISEÑO GEOMETRICO DE
CARRETERAS PARA EL SALVADOR”**

PRESENTADO POR:

JHOLMAN ANASMIR ALEGRIA ORELLANA

RUBEN FRANCISCO AYALA CARBALLO

CARMEN ELENA FUENTES QUIJADA

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE DE 2006

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA

:

DRA. MARÍA ISABEL RODRÍGUEZ

SECRETARIA GENERAL :

LICDA. ALICIA MARGARITA RIVAS DE RECINOS

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO

:

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO

:

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR

:

ING. RODOLFO NOSIGLIA DURÁN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**“PROPUESTA DE UN MANUAL DE DISEÑO GEOMETRICO DE
CARRETERAS PARA EL SALVADOR”**

Presentado por :

**JHOLMAN ANASMIR ALEGRIA ORELLANA
RUBEN FRANCISCO AYALA CARBALLO
CARMEN ELENA FUENTES QUIJADA**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docente Director :

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

SAN SALVADOR, SEPTIEMBRE DE 2006

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Director :

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

ÍNDICE

CONTENIDO	PAGINA
CAPITULO I.....	5
1.1 GENERALIDADES.....	5
CAPITULO II. DESCRIPCIÓN DE NORMAS Y LEYES APLICADAS EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS EN EL SALVADOR.....	21
2.1 Descripción del Capítulo I de la ley de Carreteras y Caminos Vecinales de El Salvador.....	21
2.2 Breve descripción de Normas y Especificaciones de diseño geométrico de carreteras utilizadas por el M.O.P.....	24
CAPITULO III. PROCESO Y GUIAS DE DISEÑO PARA PROYECTOS VIALES.....	28
3.1 EL PROCESO DE DISEÑO.....	28
3.2 GUIAS DE DISEÑO.....	37
3.3 Hidrología y drenaje.....	90
3.4 Intersecciones.....	98
3.5 Intercambios e intersecciones a desnivel.....	117
3.6 Seguridad vial.....	134
CAPITULO IV. PROCESO Y GUIAS DE DISEÑO PARA PROYECTOS VIALES.Criterios de diseño.....	143
4.1 Velocidad.....	143

4.2	Velocidades de diseño.....	151
4.3	Velocidades de operación y de marcha.....	154
4.4	Distancias de visibilidad de parada.....	156
4.5	Distancia de visibilidad de adelantamiento.....	160
4.6	Evaluación de la visibilidad de un proyecto en planos.....	162
4.7	Longitud de curvas verticales en cresta.....	164
4.8	Pendiente máxima.....	167
4.9	Pendiente mínima en corte.....	168
4.10	Sobreelevación máxima.....	169
4.11	Uso de espirales de transición.....	170
4.12	Gálibo para vehículos.....	174
4.13	Ancho de carril libre.....	174
4.14	Vehículo de proyecto.....	175
4.15	Hombros.....	178
4.16	Definición de las secciones tipo.....	179
4.17	Diseño del alineamiento planimétrico.....	179
4.18	Etapas en el Diseño de una Intersección.....	181
4.19	Distancias de visibilidad.....	184
4.20	Diseño de Curvas en Intersección o Radio de Esquina.....	186
4.21	(1) Trazados Mínimos de Curvas en Intersecciones sin Canalizar.....	186

4.22	(2) Trazados Míminos de Curvas en Intersecciones Canalizadas.	190
4.23	Sobreelevacion de curvas en Intersecciones.	195
4.24	Trazado en planta de las islas de la intersección.	215
4.25	Intersecciones rotatorias, giratorias o glorietas.	218
4.26	Criterios de diseño geométrico.	220
4.27	Criterios de diseño geométrico para intersecciones a desnivel.	220
CAPITULO V ANALISIS DEL DISEÑO GEOMETRICO DE LA VIA PRIMARIA EN FUNCION DE LA PROPUESTA DEL MANUAL DEL DISEÑO GEOMETRICO DE CARRETERAS PARA EL SALVADOR		228
5.1	Introducción.	228
5.2	Criterios de diseño.	229
5.3	Alineamiento Horizontal	241
5.4	Limitaciones del alineamiento vertical.	269
5.5	Drenaje superficial	304
VI. Conclusiones.		338
VI.1. Recomendaciones.		339
V1.11 BIBLIOGRAFIA.....		340

1 CAPITULO I.

1.1 GENERALIDADES.

1.1.1 INTRODUCCION.

En los últimos años la red vial en nuestro país se ha incrementado por el desarrollo económico, lo cual ha requerido llevar a cabo grandes inversiones en la construcción de carreteras, para comunicar todos los sectores de nuestro país que se ven beneficiados con la modificación de su medio físico y social. Es por eso la importancia de realizar un buen diseño geométrico el cual se logra con la armonización de las normas, que son una guía para tener elementos de juicio y parámetros numéricos, ciertamente estos elementos son herramientas que dependen del criterio y la flexibilidad del diseñador para proporcionar un diseño que tenga las condiciones de seguridad, eficiencia y comodidad.

En base a este propósito existen manuales internacionales que han sido utilizados para el diseño, pero actualmente se utiliza como documento estandarizado en El Salvador el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales, pero se han identificado deficiencias básicas de la red vial en cuanto a su diseño geométrico por nuestras características locales de relieve, demográficas, topográficas, geológicas, económicas etc.

Precisamente de eso se trata la revisión que pretendemos llevar a cabo, de manera tal que sintetizaremos en un documento guía con toda la información obtenida nuestra Propuesta del Manual de Diseño Geométrico de Carreteras para El Salvador que reunirá los criterios básicos con los que analizaremos el diseño de una carretera primaria existente y formularemos conclusiones al respecto.

1.1.2 ANTECEDENTES

El inicio de carreteras en la historia de El Salvador, data desde 1528, fecha en la cual fue fundada por los españoles la " Villa de San Salvador, en la cual tardaron quince días en trazar las calles, plaza e iglesia", en ese entonces las calles de los diferentes poblados eran únicamente de tierra y las principales reforzadas de piedra, ya que el vehículo de transporte utilizados eran los carretones o caballos. Es precisamente por estas formas de transporte, que aun en este tiempo no se daba mucha importancia al diseño geométrico de caminos; y los caminos únicamente se construían adecuándose a la forma natural del terreno.

La modernización de la infraestructura de transporte que comenzó con la llegada de los ingleses y el trazo de la línea del ferrocarril el cual constituyó un significativo aporte para el diseño geométrico, en nuestro país la red ferroviaria se pudo apreciar en las principales ciudades San Salvador y Santa Ana. Las carretas y carruajes que llevaban a las personas de un punto de la ciudad a otro fueron reemplazados primero por tranvías de tracción animal y después por tranvías eléctricos.

En 1905 es creada una oficina bajo el nombre de Cuerpo de Ingenieros Oficiales. A esta oficina le correspondía la Dirección General de Obras Públicas como dependencia directa del Ministerio de Fomento, con la salvedad de que los trabajos de caminos eran realizados por el Ministerio de Gobernación.

A este le correspondía la inmediata inspección técnica en la ejecución de todas aquellas obras que sin ser nacionales se auxiliaban con fondos del tesoro público, asignándole funciones de ejecución y mantenimiento de las obras públicas, así como la construcción y mantenimiento de

los edificios destinados al servicio público, y en general, todas las obras de ornato y mejora de las poblaciones de la República, entre otras.

En 1916 el Poder Ejecutivo considerando la necesidad urgente de poseer buenas vías de comunicación en relación con el tráfico de ese entonces, así como por las necesidades individuales, comerciales, industriales y agrícolas del país y estimando que esto debe ser, por su gran importancia, objeto de dirección y estudio especial, totalmente separados del gran número de trabajos que tenía encomendado el Cuerpo de Ingenieros Oficiales y Dirección General de Obras Públicas, emitió el Decreto de creación de la Dirección General de Caminos, la cual funcionaria como una entidad técnica - consultiva, anexa al Ministerio de Gobernación y Fomento, la cual tendría a su cargo todo lo relacionado con las vías de comunicación de la República, puentes y obras que tengan relación con éstas.

En 1920, la Dirección General de Obras Públicas dentro del ramo de Fomento contaba con una Sección de Caminos, así como una Sección de Arquitectura, Saneamiento y Aguas y una Sección de Caminos, Puentes y Calzadas.

Y es precisamente en la década de 1920 cuando fueron pavimentadas las principales calles de San Salvador, y la mejoría de las calles obedecía también a otra consideración fundamental: la llegada del automóvil allá por 1915 y pocos años más tarde, del camión y del autobús.

A partir de entonces el crecimiento de la infraestructura vial urbana e interurbana se ha incrementado aceleradamente, de acuerdo a la expansión de centros de producción, de servicios así como de los habitacionales, prueba de ello es la Ampliación de la " área urbana" en la ciudad de San Salvador, la cual siempre se ha considerado la principal fuente generadora de crecimiento económico del país, esto genera una demanda de servicios, especialmente de comunicación y

transporte, ya que sin ellos no se puede lograr la movilidad de productos para su comercialización, además de que influyen directamente en los costos de los artículos a través de los importes en concepto de producción.

En la sesión del 5 de julio de 1940, la Asamblea Nacional Legislativa aprobó el Decreto No 19, mediante el cual se suprimen las Juntas Departamentales de

Caminos y se crea la Dirección General de Carreteras como dependencia del Ministerio de Fomento. Esta Dirección General tuvo a su cargo la dirección y supervisión de los trabajos de carreteras.

El 11 de Julio de 1940 durante la administración del General Maximiliano Hernández Martínez, creó el Reglamento para la Construcción, Mantenimiento y Mejoramiento de las carreteras de la República.

Por el año 1940 fue abierto el tramo. Carretera Panamericana CA-1 Los trabajos se hacían a mano y por razones económicas se evitaban los cortes y rellenos de mucho volumen y se construía para velocidades promedio de 45 Km. /h. Se contrataban los servicios de empresas extranjeras para la realización de estos diseños, los cuales eran realizados tomando de base especificaciones norteamericanas, ampliamente utilizadas por varios países de América, como es el caso de los venezolanos que hicieron una adaptación de su normativa, tomando estas especificaciones de base obteniendo buenos resultados en sus diseños.

En 1952, la Dirección de Urbanización y Arquitectura cambia nombre a Dirección de Urbanismo y Arquitectura.

En 1954, la Dirección de Urbanismo y Arquitectura y la Dirección de Caminos, se convierten en Direcciones Generales dentro del ramo de Obras Públicas. Precisamente en este año el Gobierno de El Salvador completa las negociaciones con el banco internacional de construcción para la financiación de una de las carreteras más importantes del país en ese entonces, la carretera del litoral que se extiende a lo largo de la costa Salvadoreña, que además constituiría una fuente para el desarrollo del comercio e industria, así como una completa utilización de toda la zona agrícola de la costa del territorio salvadoreño. Los contratos para el desarrollo de estos proyectos fueron adjudicados a compañías privadas de los Estados Unidos, México y El Salvador. Se usaron normas norteamericanas FP- 96 en estos diseños, pero muchas de estas normas no se toman en cuenta a cabalidad por las mismas particularidades que presenta cada proyecto, por ej. La morfología del terreno, esto a su vez genera limitantes económicas y técnicas. Lo anterior provocaba que muchas veces el diseñador utilizara criterios propios, y dejaba de lado patrones internacionales de diseño por la misma razón de que no se contaba con un manual en nuestro país que tratara todos los elementos involucrados en estos proyectos.

De acuerdo a toda la referencia anterior se puede llegar a establecer, que no es hasta estas décadas comprendidas entre los años 40s y 50s, cuando en realidad se le da cabida al diseño geométrico de carreteras en el país; aplicando normas norteamericanas tales como: las FP-96, que daban información acerca de anchos de carriles, hombros lo suficientemente anchos para permitir el parqueo de autobuses y camiones, etc. Durante la década de los años sesenta y setenta, los diseños de las carreteras se realizaban siempre considerando especificaciones norteamericanas mexicanas, de España; las cuales gozan de aceptación a nivel mundial y han servido de inspiración para la elaboración de las normas de diseño en otros países. Cabe mencionar que esta aceptación radica en el hecho, de que las normas han sido escritas a partir de pruebas desarrolladas en California en tramos de calles.

Seguidamente por los años comprendidos entre el 1974-1976, se realizo un estudio Centroamericano de transporte (ECAT), pero debido a los cambios que se suscitaron a partir del año 1976, fue necesario realizar un nuevo estudio que tendría una vigencia de mas o menos 20 años, es decir que cubriría hasta 1996. En este ultimo estudio realizado por el COMITRAN (SIECA; secretaria técnica), que es el órgano encargado de realizar el estudio C.A. de transporte se tomo en cuenta aspectos como la economía en este entonces, la infraestructura vial, etc. Dentro de este estudio se identificaron algunas mejoras que debían hacerse en lo referente a deficiencias básicas de la red vial en cuanto a su diseño, entre estos requerimientos se incluyeron: La adecuación de las carreteras a normas mínimas para la operación del transito en buenas condiciones de seguridad y eficiencia, el mejoramiento geométrico para incrementar las velocidades mínimas de operación.

Se identificaron problemas de capacidad en algunos tramos de las carreteras de la capital, se verifico que existía una seria deficiencia en el control de los pesos de camiones.

En lo referente a la capacidad y niveles de servicio de las carreteras, estas se ven limitadas considerando el hecho que gran parte de la red se encuentra sobre terrenos montañosos (36%) y en menor porcentaje sobre terreno plano. También problemas de congestionamiento en las carreteras urbanas y suburbanas cerca de la capital del país, exigía la construcción o ampliación de importantes obras viales debido al crecimiento acelerado del transito local. Por todo lo mencionado, a partir de este estudio los ministros de transporte propusieron a la asamblea, la creación y legalización de normativas para nuestras vías, y es así como en el año 1998 se emitió el decreto de legalización de la norma para diseño geométrico de viales en el salvador, el cual contiene en su mayoría normas del manual SIECA, y algunas normas tropicalizadas.

En Septiembre de 1999, la Secretaria de Integración Económica Centroamericana, implemento un proyecto de modernización y armonización de normas técnicas aplicables a las carreteras y el transporte de Centroamérica, a partir de lo cual se creo una primera versión de manual Centroamericano de normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales. En este estudio se incluyeron sobre todo normas AASHTO y normas mexicanas, además se consideraron algunos aspectos respecto a la seguridad vial ya que anteriormente no se le había prestado la debida atención. Dentro de este estudio desarrollado por la SIECA, se recomendó que los países de la región, entre los que se incluye El Salvador desarrollaran un estudio para tener un manual de diseño geométrico de acuerdo a nuestras propias condiciones. Esto no ha sido posible por razones económicas, porque esto implicaría llevar a cabo una serie de ensayos en tramos prueba de carretera, y en fin por varios motivos que solo podrían conocerse estando es esa situación.

Así mismo los cambios que se han ido produciendo dentro del M. O. P. a través de la historia son producto de la necesidad de ordenar el crecimiento de las ciudades, tanto en su parte arquitectónica como en infraestructura, por lo cual se le encomiendan las funciones específicas de construir, mantener y rehabilitar la infraestructura urbana y vial del país, en esta última se incluyen las carreteras interurbanas, rurales y urbanas; las cuales se constituyen en uno de los pilares que sostiene la economía nacional.

Actualmente el Ministerio de Obras Públicas, dentro de su organización cuenta con tres Viceministerios: de Transporte, el cual se encarga de la reglamentación del tráfico, tanto rural como urbano, así como de los transportes aéreos, terrestre y marítimos: De vivienda y Desarrollo Urbano, que se encarga de todo lo relativo a las proyecciones de desarrollo urbano, planificación y ejecución de los diferentes programas, cuyo objetivo primordial es disminuir el déficit habitacional del país; y de Obras Públicas, que es el encargado de dirigir la planificación,

construcción, rehabilitación, reconstrucción, ampliación, expansión y mantenimiento de la infraestructura vial del país. Dentro del viceministerio de obras públicas se encuentra la unidad de planificación vial, la cual cuenta con la norma para diseño geométrico de viales, El Salvador (manual SIECA), que no sustentan los proyectos, por lo que también se respaldan en normativa de México y especificaciones AASHTO.

1.1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad se desarrollan buena cantidad de proyectos viales, por las continuas demandas de tránsito, lo que propicia llevar a cabo grandes inversiones en carreteras.

Buena parte de estas construcciones se realizan, sin contar con normativas que se adapten a cabalidad de acuerdo a las características propias de nuestra región (topografía, costos, condiciones sociales, etc.), por lo cual se toman de forma deliberada normas de un manual y de otro, sobre todo de la AASHTO, normas mexicanas, con el fin de resolver estos problemas de diferente índole que se presentan en los diseños viales.

El problema radica en el hecho de que incluso contando con una normativa propia contenida en la norma para diseño geométrico de viales, que este viene a ser el mismo manual SIECA; en muchas ocasiones surgen en los proyectos situaciones o aspectos que no han sido tomadas en cuenta en este manual, tal es el caso de pasos a desnivel, diseño de túneles, etc. Por lo que el diseñador se ve en la necesidad de recurrir a manuales reconocidos internacionalmente con el fin de solventar todos los aspectos involucrados en el diseño. En otras ocasiones incluso, no es posible aplicar ninguna de estas normas por diversos motivos que pueden ser por la propia topografía e incluso problemas de espacio.

Todo esto acarrea retrasos en la ejecución de los proyectos, aumentan los costos de los proyectos, debido a malas decisiones en el momento de decidir los criterios para realizar los diseños y a futuro en algunas ocasiones; mala calidad de las obras realizadas.

Por todo lo planteado pretendemos elaborar un documento que recopile normas de diferentes manuales y especificaciones, así como también experiencias de diseños desarrollados por

empresas en el país. Esperando que este tipo de estudios contribuyan a buscar la mejor solución a los problemas de diseño de carreteras en el país.

1.1.4 OBJETIVOS.

1.1.4.1 Objetivo General:

- Elaborar una Propuesta de Manual de Diseño Geométrico de Carreteras que recopile y armonice las normas técnicas utilizadas en las vías primarias y secundarias que se construyen en nuestro país.

1.1.4.2 Objetivos Específicos:

- Hacer una clasificación sobre los diferentes tipos de carreteras que se construyen en nuestro país, de acuerdo a su importancia y características de tránsito, etc. así como también recopilar una serie de documentos propios del país con los cuales se rigen y diseñan las vías; tal es el caso de la ley de carreteras y caminos de la república, las normas de diseño de la Dirección General de Caminos, la norma para diseño geométrico de viales.
- Establecer algunas de las etapas más importantes, que comprende el diseño geométrico de carreteras. Etapas que van desde la influencia que tienen en la localización factores como: la topografía, hidrología, el tránsito, etc. Hasta la definición del trazado en planta y en elevación de las vías.
- Elaborar una propuesta de manual para el país que recopile, amplíe y armonice las normas y especificaciones técnicas contenidas en distintos manuales, para luego proponer un procedimiento de diseño que más se adapte a nuestras condiciones todo esto con el objeto de mejorar en el futuro las obras de la red vial y además para que sirvan de guía durante la etapa de diseño.

- Analizar proyectos de carreteras realizados en el país, específicamente nos centraremos en el análisis de una carretera primaria para luego establecer conclusiones y recomendaciones una vez terminado el estudio.
- Recopilar información referente a seguridad vial, que se encuentre contenida en los manuales antes mencionados.

1.1.5 ALCANCES.

En la presente investigación nos centraremos específicamente a los siguientes tipos de vías:

- Vías Especiales
- Vías Primarias
- Y Vías Secundarias

A partir de esta clasificación estudiaremos los factores mas importantes tales como: factores operacionales (función que debe cumplir la carretera, volumen y características del transito inicial y futuro, velocidad de operación, seguridad para el usuario y relación con otras vías y la propiedad adyacente) , los factores fisicos o naturales (el relieve, hidrografía y geología de la zona del trazado, el clima de la zona), que influyen en la geometría del diseño de este tipos de vías antes mencionados.

El tema solamente lo enfocaremos desde el punto de vista técnico y social y no desde el punto de vista económico porque no constituye el objeto de nuestro estudio.

No se incluirán procedimientos constructivos tal es el caso del calculo del movimiento de terracerias, únicamente haremos referencia de acuerdo a la definición de nuestro tema al diseño de los elementos visibles de una carretera.

De acuerdo a lo anterior este trabajo únicamente pretende recopilar normas vigentes y especificaciones de distintos manuales de diseño que los aplican para el diseño en nuestro país tales como El Manual de México, Normas AASHTO, Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales, etc. pero en ningún momento pretendemos diseñar una carretera, solo

analizaremos una carretera primaria y evaluaremos sus condiciones de diseño en base a nuestra investigación.

1.1.6 LIMITACIONES.

- En el trabajo de graduación no se incluirán algunos temas, como son: estudios de impacto ambiental, estudios hidrológicos, análisis de costos y beneficios, etc. Por la razón de que estos aspectos no están relacionados o no influyen directamente en la etapa de diseño de las carreteras.
- Considerando que el tiempo es limitado para desarrollar el trabajo, únicamente vamos a estudiar y analizar los aspectos relevantes contenidos en los planos de una carretera primaria existente.

1.1.7 JUSTIFICACIÓN DEL TEMA.

El crecimiento económico y el desarrollo de actividades en la industria, el comercio y la agricultura se encuentran influenciado por el mejoramiento de la infraestructura vial ya que por medio de estas se transportan bienes y mercaderías de un lugar a otro.

Las carreteras deben ser diseñadas de acuerdo a requisitos técnicos mínimos que recomiendan las normas, que permitan al usuario transitar por ellas de una manera segura, lo cual se logra con un buen trazo en los alineamientos horizontal y vertical así como de la sección transversal de manera que exista mayor comodidad al moverse sobre la vía. Sin embargo se debe de tener en cuenta que si estos requisitos técnicos de diseño geométrico, con los que se cuentan no se encuentran adaptados a características propias; en lo relativo a la topografía, poblados, geología, uso de la tierra, etc. y además dichos requisitos dejan muchos vacíos en el momento de completar los diseños geométricos; esto obliga a recurrir a manuales reconocidos internacionalmente, como es el caso de las especificaciones norteamericanas. Las cuales son el resultado de años de estudios, en la práctica experimental y que constituyen condiciones de diseño del más alto grado. Precisamente este es el aspecto fundamental que da pie a esta investigación, debido a que el manual con el que se cuenta, en el país deja muchos vacíos y no considera muchos aspectos, hace falta complementarle mucho porque de lo contrario los diseños no se pueden llevar a cabo de una manera integral. Por lo que pretendemos recopilar parte de esta información contenida en estos manuales mas utilizados según el M. O. P. (AASHTO, México, SIECA), y así de esta manera proponer las normas de diseño geométrico que mas se adapten a nuestras condiciones fisiográficas, económicas y sociales.

2 CAPITULO II. DESCRIPCIÓN DE NORMAS Y LEYES APLICADAS EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS EN EL SALVADOR.

Considerando que el capítulo I de la ley vigente de carreteras y caminos vecinales del país toma en cuenta aspectos relevantes para el diseño geométrico de las carreteras, hemos considerado importante incluir su contenido; específicamente lo establecido en los artículos desde el 1 hasta el 5. Por otra parte también se describe brevemente el contenido de los manuales de carreteras que hemos considerado para el desarrollo de este trabajo, los cuales a su vez son usados por el Ministerio de Obras Públicas en la mayoría de los casos dentro de esta área. Se mencionan además todos los documentos a los cuales el Ministerio hace referencia y que nos han proporcionado en algunas entrevistas.

2.1 Descripción del Capítulo I de la ley de Carreteras y Caminos Vecinales de El Salvador.

- El capítulo I de la ley de Carreteras y Caminos Vecinales está conformado por 9 artículos, de los cuales hemos tomado el contenido de los primeros 5 artículos.
- El artículo 1 clasifica las vías terrestres de comunicación y transporte de la República así como también contempla el objeto de la ley.
- El artículo 2 considera el concepto de carretera.
- El artículo 3 contiene una clasificación de las carreteras a partir de las intensidades de tránsito y de las características geométricas de estas.
- El artículo 4 define a los caminos vecinales o municipales.
- Finalmente el artículo 5 define otros términos como son: derecho de vía, límite de propiedad, zona de retiro, línea de construcción.

2.1.1 Descripción de Objeto de la ley de carreteras (Art. 1).

Las vías terrestres de comunicación y transporte de la República se clasifican en carreteras, caminos vecinales o municipales y calles. La Ley de carreteras de acuerdo a lo establecido en el artículo I, tiene por objeto regular lo relativo a la planificación, construcción y mantenimiento de las carreteras y caminos, así como su uso y el de las superficies inmediatas a las vías públicas.

2.1.2 Concepto de carreteras según ley de caminos (Art. 2).

De acuerdo al artículo II de la ley, se consideran carreteras las vías cuyo rodamiento las hace de tránsito permanente; su planificación, construcción, mejoramiento y conservación corresponde al Poder Ejecutivo en el Ramo de Obras Públicas.

2.1.3 Clasificación de las carreteras según su importancia y características geométricas (Art. 3).

Atendiendo a su importancia y características geométricas las carreteras se subdividen en:

- ✦ Especiales, que son todas aquellas que reúnen condiciones geométricas superiores a las primarias.
- ✦ Primarias, las capacitadas para intensidades de tránsito superiores a dos mil vehículos promedio por día, con doce metros de plataforma, siete metros treinta centímetros de rodaje y un mínimo de siete metros noventa centímetros de rodaje en los puentes.
- ✦ Secundarias, las capacitadas para intensidades de tránsito comprendidas entre quinientos y dos mil vehículos promedio por día, con nueve metros cincuenta centímetros de plataforma seis metros cincuenta centímetros de rodaje y un mínimo de siete metros cuarenta centímetros de rodaje en los puentes.
- ✦ Terciarias, aquellas cuya intensidad de tránsito está comprendida entre cien y quinientos vehículos promedio por día; con seis metros de plataforma, revestimiento de materiales

locales selectos y un mínimo de seis metros cincuenta centímetros de rodaje en los puentes:
y

- ✦ Rurales, las capacitadas para una intensidad de tránsito de cien vehículos promedio por día, con cinco metros de plataforma y un mínimo de tres metros de rodaje en los puentes; o que, sin llenar tales características, dicha carretera haya sido construida por el Gobierno Central.

Es importante señalar que en la selección del tipo de vía a proyectar se utiliza como dato de partida el tránsito promedio diario (TPDA), una vez definido el TPDA se ubica este valor dentro de la clasificación anterior para elegir el tipo de vía. Definido esto se busca entre las normas la que se refiera al tipo seleccionado para obtener las especificaciones técnicas y geométricas de la carretera.

2.1.4 Caminos vecinales o municipales (Art. 4).

Los caminos vecinales o municipales son aquellos que no estando comprendidos en la clasificación del artículo 3, comunican villas, pueblos, valles, cantones o caseríos entre sí o conectan estos con cualquier carretera, su construcción, mejoramiento y conservación corresponde a la municipalidad de la respectiva jurisdicción.

2.1.5 Derecho de vía, límite de propiedad, zona de retiro, línea de construcción (Art. 5).

Para los fines perseguidos en la ley debe entenderse por:

- ✦ Derecho de vía, el área destinada al uso de una vía pública comprendida entre los límites que le sirven de linderos o con las propiedades adyacentes;
- ✦ Límite de propiedad, la línea que separa el área sobre la que se ejerce el derecho de vía, con los fundos adyacentes;
- ✦ Zona de retiro, el espacio abierto no edificable comprendido entre el límite de propiedad frente a la vía pública y la línea de construcción;

- ✦ Línea de construcción, es la que delimita la zona de retiro con el área a partir de la cual es permitido construir.

2.2 Breve descripción de Normas y Especificaciones de diseño geométrico de carreteras utilizadas por el M.O.P.

De acuerdo a la información brindada por este Ministerio, las normas y especificaciones que utilizan para el diseño y ejecución de sus proyectos a partir del año 2000, son las contenidas en el manual Centroamericano, auspiciado y difundido por la Secretaria de Integración Económica Centroamericana, SIECA, como parte del convenio N° 596-0184.20, SIECA. De acuerdo a la información entregada, todos los documentos a los cuales ellos hacen referencia son los siguientes:

- ✦ Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales.
- ✦ Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales.
- ✦ Ley de Carreteras y Caminos Vecinales de la Republica de El Salvador.
- ✦ Clasificación de Carreteras, Secciones Típicas.

Sin embargo con el propósito de desarrollar los proyectos de la mejor manera, en la mayoría de los casos surge la necesidad de tomar información de otras normativas como la de México, AASHTO (American Association of State Highway and Transport, EEUU), normas FHWA de Estados Unidos (Federal Highway Administration), normas de España etc.

2.2.1 Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales (SIECA).

El Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN, en la reunión realizada en la ciudad de Guatemala en el mes de octubre de 1999, aprobó el programa de modernización de normas y técnicas aplicables a las carreteras y al transporte por carreteras. Con una donación de los recursos financieros necesarios de la agencia internacional para el desarrollo de los estados unidos de América, La Secretaria de Integración Económica Centroamericana

(SIECA) desarrolló el componente del programa referido a la preparación del "Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales".

En la definición que hace este manual de diseño geométrico de carreteras, lo concibe como el proceso de correlación entre sus elementos físicos y las características de operación de los vehículos automotores, mediante el uso de las matemáticas, la física y la geometría. Una carretera queda definida geoméricamente por el proyecto de su eje en planta o alineamiento horizontal, por su perfil o alineamiento vertical y por el proyecto de los elementos integrantes de sus secciones transversales típicas.

El manual de normas esta constituido por ocho capítulos, de los cuales destacan los siguientes:

- Criterios determinantes para el diseño de las carreteras.
- Componentes principales del diseño geométrico.
- Las intersecciones a nivel de las carreteras.
- Intercambios y cruces a desnivel.
- Elementos básicos de diseño para el mejoramiento de la seguridad en las carreteras.

2.2.2 Normas de diseño de la Dirección General de Caminos.

Son normas resumidas con tablas, en las que se definen los valores de los elementos básicos para el diseño geométrico de las carreteras, estas normas se entregan para cada una de las carreteras tipo consideradas dentro de la clasificación; categorías de caminos que ya han sido definidas anteriormente a partir de la información contenida en la ley de caminos. Estas especificaciones sirven además de ayuda en la determinación del tipo de camino a proyectar. Dentro de la clasificación se tiene carreteras especiales, primarias, secundarias, terciarias, rural.

Adicionalmente estas normas contienen las secciones típicas de cada categoría de carretera o camino antes mencionadas.

2.2.3 Manual de proyecto geométrico de carreteras. Secretaria de Obras Públicas de México.

De acuerdo a información brindada por el personal de Obras Publicas en el departamento de diseño geométrico, este manual constituye una fuente importante en la selección de normas para el diseño de las carreteras en El Salvador; sobre todo considerando el hecho de que las normas de C. A están incompletas y que en el país no se cuenta con normas propias al respecto.

La última edición con la que se cuenta hasta la fecha corresponde al año 1995, contiene trece capítulos de los cuales hemos tomado en consideración los siguientes, por ser estos los más empleados en el desarrollo del presente trabajo.

Elementos básicos para el proyecto.

- ✦ Capacidad.
- ✦ Alineamiento horizontal.
- ✦ Alineamiento vertical.
- ✦ Sección transversal.
- ✦ Proyecto de la subrasante y calculo de los movimientos de terrecerías.
- ✦ Intersecciones.

2.2.4 Normas AASHTO (American Association of State Highway and Transport, EEUU).

Constituyen una fuente de inspiración para una serie de manuales y libros que han sido publicados a nivel mundial ejemplo de estos se tienen: el manual de México, normas de diseño

FHWA, normas venezolanas de proyecto de carreteras, Normas SIECA, etc. La última publicación del libro AASHTO contiene tanto procesos como guías de diseño para carreteras, dichos criterios de diseño se convierten en norma, al ser adoptados por un estado particular (de acuerdo a una decisión de justicia). La FHWA adoptó partes aplicables del libro como norma nacional de los caminos del Sistema Nacional de Carreteras (NHS). Estos caminos comprenden todas las rutas interestatales y algunas otras primarias. El diseño de otros caminos distintos de los del NHS son objeto de las normas del estado particular.

Sin embargo aun cuando los Departamentos de Transporte Estatales pueden no usar específicamente el libro como su norma, los manuales de diseño vial Estatales se derivan y hacen explícita referencia a él. A pesar de este origen común, hay algunas variaciones en términos del grado de adherencia de las normas Estatales, a todo el contenido del documento. A manera de ejemplo el libro de AASHTO presenta un rango de valores de distancia mínima de visibilidad de parada comparados con un solo valor mínimo dado por tres estados de Norteamérica (California, Oregon, Virginia). De manera que los valores de diseño en los Estados caen en la parte media del rango de valores aceptables por AASHTO. Esta situación se presenta en la mayoría de los Estados, porque lo que se busca es cumplir o superar los valores mínimos establecidos por AASHTO en sus diseños.

2.2.5 Normas FHWA (Federal Highway Administration, EEUU).

En lo referente al diseño geométrico de carreteras estas proporcionan una guía al diseñador de tal manera que se separan las normas y especificaciones de la teoría respectiva para cada elemento involucrado en el diseño. De igual manera el libro nombrado: Una Política sobre el Diseño Geométrico de Carreteras y Calles publicado en 1994 por AASHTO, representa guías flexibles para el diseño geométrico las cuales han sido obtenidas de un trabajo en conjunto de ambos organismos. De lo anterior se concluye que ambas normativas son ampliamente usadas en buena parte de proyectos viales a nivel mundial.

3 CAPITULO III. PROCESO Y GUIAS DE DISEÑO PARA PROYECTOS VIALES.

3.1 EL PROCESO DE DISEÑO.

3.1.1 Proceso de planificación y desarrollo vial.



Figura 3.1.1.1

Un proceso exitoso incluye al proyectista y a la comunidad, comprometidos desde el comienzo.

Las etapas del desarrollo vial.

Las cinco etapas básicas del proceso de desarrollo vial son:

- ✦ Planificación
- ✦ Desarrollo del proyecto (proyecto preliminar)
- ✦ Diseño final
- ✦ Zona de camino, y

✦ Construcción.

Después de terminada la construcción, las siguientes actividades de operación y mantenimiento continúan durante toda la vida de la obra.

3.1.2 Planificación.

Medidas desde la Etapa de Elaboración del Proyecto.

Desde la etapa de elaboración del proyecto de carreteras, puede afrontarse la consideración de medidas tendentes a reducir el impacto sonoro de muy diversas maneras:

- Interviniendo sobre el perfil longitudinal y el trazado para reducir la producción y la transmisión del ruido.
- Interviniendo sobre las características geométricas y de diseño de la carretera para producir y controlar la velocidad.
- Diseñando elementos específicos para limitar la transmisión del ruido de la circulación.
- Previendo la utilización de pavimentos especiales.

La definición inicial de la necesidad de cualquier proyecto de mejoramiento de carretera o puente tiene lugar durante la etapa de planeamiento.

Esta definición del problema ocurre en el nivel Estatal, regional o local, según la escala del mejoramiento propuesto. Este es el tiempo clave para conseguir que el público se involucre y provea datos dentro del proyecto de toma de decisiones.

Cualquiera que sea el problema identificado, es importante que todas las partes acuerden que el problema existe, puntualizar qué problema es, y decidir sí o no resolverlo. Por ejemplo, algunas comunidades pueden conocer que un camino está operando por sobre su capacidad, pero no quieren mejorarlo por temor a que tal acción aliente mayor crecimiento a lo largo del corredor. El acceso al camino puede ser un problema, pero una comunidad puede decidir que es mejor no incrementar el acceso. La obtención del consenso de una comunidad sobre el problema requiere el activo compromiso público en medio de reuniones públicas convencionales en las cuales se

presentan las opciones de diseño al comentario público. Si al comienzo no puede alcanzarse consenso sobre la definición del problema, será difícil avanzar en el proyecto y obtener el esperado consenso en el diseño final.

3.1.2 Factores a Considerar Durante la Planificación.

Es importante mirar adelante durante la etapa de planificación y considerar el impacto potencial que una vía propuesta o mejoramiento puede tener mientras el proyecto esté todavía en la fase conceptual. Durante la planificación, se toman decisiones clave que afectarán y limitarán las opciones de diseño en las fases siguientes.

Algunas preguntas a formular en la etapa de planificación incluyen:

- ✦ ¿Cómo afectará el mejoramiento de transporte propuesto al carácter físico general de la zona circundante al proyecto?
- ✦ El área afectada por el proyecto, ¿tiene características históricas o escénicas únicas?
- ✦ ¿Cuáles son los intereses de seguridad, capacidad y costos de la comunidad?

Las respuestas a tales cuestiones se encuentran en el análisis del nivel de planificación, como también en el compromiso público durante la planificación.

El Perfil y el Trazado. En la etapa de proyecto es cuando se definen el perfil, el trazado y otras características de la carretera. Habida cuenta de que dichas características influyen, tanto en la producción, como en la transmisión del ruido de la circulación, es evidente que su toma en consideración en la etapa de proyecto será uno de los métodos más eficaces de reducción del impacto sonoro.

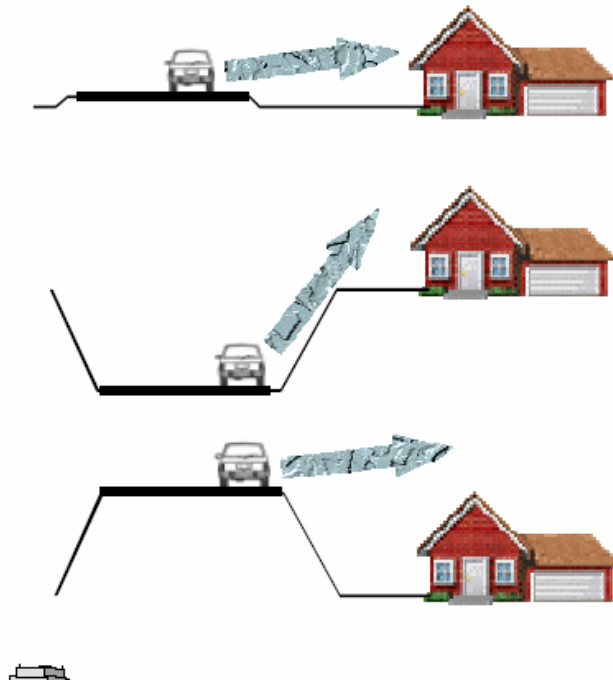


Figura 3.1.2.1 La sección muestra el trazado y el perfil de una carretera y su influencia

3.1.3 Desarrollo del proyecto.

Después de la planificación y programación de un proyecto, se pasa a la etapa de desarrollo del proyecto. En esta etapa se intensifica el análisis ambiental. El nivel de revisión ambiental varía ampliamente, según la escala e impacto del proyecto. Puede variar desde un esfuerzo multianual para preparar una Declaración de Impacto Ambiental (un amplio documento que analiza el impacto potencial de las opciones propuestas), hasta una modesta revisión ambiental completada en unas semanas. Independientemente del nivel de detalle o duración, el producto del proceso de desarrollo del proyecto generalmente incluye una descripción de la ubicación y las características principales de

Figura 3.1.2.2 Factores a considerar en una planificación

diseño del proyecto recomendado, -que más tarde se diseña y construye-, en tanto continuamente se procura evitar, minimizar y mitigar el impacto ambiental.

Los pasos básicos de esta etapa incluyen:

- Refinamiento del propósito y necesidad.
- Desarrollo de un rango de opciones (incluyendo la no-construcción y opciones del sistema de gerenciamiento).
- Evaluación de las opciones y su impacto en los ambientes naturales y edificados.
- Desarrollo de la mitigación adecuada.

3.1.3.1 Evaluación del Carácter de una Zona.

Para que un proyectista sea sensible al ambiente circundante del proyecto debe considerar cuidadosamente su contexto y ubicación física durante esta etapa de planificación del proyecto. Esto es cierto así sea una casa, un camino, un puente, etc. Puede necesitarse un esfuerzo para coleccionar datos que comprende visitas al lugar y contactos con los residentes y otros GAP en la zona. Un beneficio del proyectista que recopila información sobre el carácter físico de la zona y los valores de la comunidad es que la información lo ayudará a dar forma a cómo parecerá el proyecto y a identificar tempranamente cualesquiera restricciones u oportunidades en el proceso.



Algunas de las preguntas a formular en esta etapa incluyen:

- ¿Cuáles son las características físicas del corredor? ¿Es un asentamiento urbano, suburbano o rural?
- ¿Cómo es el corredor a usar (distinto del tránsito vehicular)?
- ¿Hay puntos de destino a lo largo de la calzada que requieren acceso seguro para cruce de los peatones?

- ¿Las bicicletas y otros vehículos no motorizados o peatones viajan a lo largo del camino?
- ¿Cuál es la vegetación a lo largo del corredor? ¿Es rala o tupida; hay muchos árboles o plantas especiales?
- ¿Hay importantes miradores desde el camino?
- ¿Cuál es el tamaño del camino existente y cómo armoniza con sus alrededores?
- ¿Hay a lo largo del camino características ambientales históricas o especialmente sensibles (tales como pantanos o hábitat de especies en peligro)?
- ¿Cómo se compara el camino con otros de la zona?
- ¿Hay en la zona características particulares que la comunidad quiere preservar (p.e., un carácter rural, una atmósfera de vecindad, o una calle principal) o cambiar (p.e., líneas eléctricas)?
- ¿Hay en la zona más de una comunidad o grupo social? ¿Están los diferentes grupos interesados en características diferentes?
- ¿Hay grupos diferentes afectados diferentemente por las soluciones posibles?
- ¿Hay concentraciones de niños, ancianos, o individuos minusválidos con necesidades de diseños y accesos especiales (p.e., cruces peatonales, cortes de cordón, semáforos audibles, refugios en la mediana)?

3.1.4 Diseño final.

Después de haber seleccionado la opción preferida y si la descripción del proyecto concuerda con lo establecido en el documento ambiental, un proyecto puede pasar a la etapa de diseño final. El producto de esta etapa es un conjunto completo de planos, especificaciones y estimaciones de las requeridas cantidades de materiales listas para la solicitud de las licitaciones y siguiente construcción. Según la escala y complejidad del proyecto, el proceso de

diseño final puede tomar desde pocos meses a varios años. La necesidad de emplear la imaginación, ingenio y flexibilidad entra en juego en esta etapa, dentro de los parámetros generales establecidos durante la planificación y desarrollo del proyecto.

Los proyectistas necesitan estar conscientes de los compromisos relacionados con el diseño hecho durante la planificación y desarrollo del proyecto, como también de la mitigación propuesta. También necesitan conocer la aptitud para hacer cambios menores al concepto original desarrollado durante la fase de planificación que puedan resultar en un mejor producto final. También, los intereses y compromisos de los grupos afectados por el proyecto son críticos para tomar decisiones de proyecto durante esta fase. En la fase de diseño, para facilitar la participación pública también pueden emplearse muchas de las mismas técnicas usadas durante las fases tempranas del proceso de desarrollo del proyecto.

Definido lo anterior a continuación se tratan algunas importantes consideraciones de diseño:

- Desarrollo de un concepto
- Consideración de la escala y
- Detalle del diseño.

El diseño del hombro y demás elementos a lo largo de los costados del camino contribuye al ancho percibido del camino.



Figura 3.1.4.1 Camino rural de dos carriles con hombro pavimentada y vegetación rala.

Con formato: Fuente: Times-Roman, Español (El Salvador)

Eliminado: <sp>

Eliminado: ¶

Con formato: Fuente: Times New Roman, Revisar la ortografía y la gramática

Con formato: Fuente: Times New Roman

3.1.4.1 Detalles del Diseño.

Particularmente durante la fase de diseño final, son importantes los detalles asociados con el proyecto. El empleo de un equipo multidisciplinario de diseño asegura que importantes detalles sean considerados y que sean compatibles con los valores de la comunidad. A menudo, los detalles de diseño son los más reconocidos por el público. Un tipo especial de árbol usado como parte del plan paisajista, veredas de ladrillos, y barreras de tránsito ornamentadas son elementos de un camino que pueden reconocerse fácilmente y dejar una impresión. Debido a su visibilidad, el tratamiento de los detalles es un elemento crítico de un buen diseño.



Un equipo multidisciplinario de diseño puede resultar en un producto estético y funcional cuando sus miembros trabajan juntos y son flexibles al aplicar las guías.

Eliminado: <sp>

Con formato: Fuente: 11 pt, Español (El Salvador)

Características tales como las barreras de tránsito (o la falta de ellas), barandas de puente, y el tratamiento de pasos superiores, medianas y el desarrollo paisajista deberían ser partes integrales del proceso de diseño, no dejados para el final o completamente olvidados.

3.1.5 Zona de camino, construcción y mantenimiento.

Una vez preparados los diseños finales y comprada la zona de camino necesario, se dispone de los paquetes de licitación de la construcción, se selecciona un constructor, y se inicia la construcción. Durante las etapas de adquisición de la zona de camino y construcción, pueden ser necesarios pequeños ajustes en el proyecto; por lo tanto, debería haber un continuo compromiso del equipo de diseño durante todas estas etapas. La construcción puede ser simple o compleja, y puede requerir desde unos pocos meses hasta varios años. Terminada la construcción, la vía está lista para comenzar su secuencia de operaciones normales y el mantenimiento. Aun después de terminada la construcción, el carácter de un camino puede cambiarse por inadecuadas

operaciones de mantenimiento. Por ejemplo, el reemplazo de secciones de barandas de defensa dañadas o destruidas en choques comúnmente empleando cualquier sección de baranda disponible para el personal de mantenimiento de la época.

3.1.6 Elementos de un proceso exitoso.

La Tabla resume las cinco etapas básicas en la planificación y desarrollo vial.

Tabla 3.1.6 Resumen del Proceso de Planificación y Desarrollo vial.

Etapas	Descripción de la Actividad
Planeamiento	Los organismos viales y gobierno identifican las necesidades de transporte y programan proyectos a construir según las restricciones financieras.
Desarrollo del Proyecto	El proyecto de transporte se define con más claridad. Se desarrollan las ubicaciones alternativas y las características del proyecto, y se selecciona una opción.
Diseño	El Equipo de diseño desarrolla el proyecto final detallado.
Derecho de Vía	Se compra el terreno adicional necesario para el proyecto.
Construcción	Los gobiernos seleccionan al contratista que construya el proyecto.

En otras palabras, un proceso de diseño exitoso incluye:

- Temprano y continuo compromiso público a través de todo el proyecto.

- ✦ El uso de técnicas de visualización para ayudar al público.
- ✦ Temprano y continuo uso de un equipo multidisciplinario de diseño.
- ✦ La aplicación de criterios de diseño flexibles y creativos.

3.1.6.1 Herramientas de Visualización.

La comunicación más efectiva entre dos partes tiene lugar cuando ambas hablan el mismo lenguaje, lo cual puede alcanzarse en diseño usando las ilustraciones que muestran al público cómo se verá un proyecto antes de construirlo. Para este propósito, crecientemente se están usando las herramientas de visualización generadas por la computadora. Los diseñadores pueden comunicar conceptualmente lo que planifican para una zona, y los ciudadanos pueden reaccionar con cierto grado de confianza de que comprenden lo que se les comunica. Los sistemas de computadora usan una fotografía tomada de la zona del proyecto existente y le sobre imponen un dibujo -usando gráficos de computación- de cómo se verá la construcción. Las herramientas de visualización, tales como éstas, ayudan al público a comprender mejor el propuesto proyecto de mejoramiento.

3.2 GUIAS DE DISEÑO.

3.2.1 Clasificación Funcional de la Vía.

Uno de los primeros pasos en el proceso de diseño es determinar la clasificación funcional de la vía. *La clasificación funcional* es el proceso por el cual se agrupan las calles y carreteras en clases, o sistemas, según el carácter del servicio de tránsito a proveer. Hay tres clasificaciones funcionales de carreteras: caminos arteriales, colectores y locales. Todas las calles y carreteras se agrupan en una de estas clases, según el carácter del tránsito y el grado de acceso a la tierra que permiten. Las vías de transporte pueden estar destinadas fundamentalmente a servir el transporte de paso (arterias), a dar acceso a la propiedad colindante (locales) o bien dar un servicio que sea

combinación de ambas posibilidades (colectores). En el primer caso se tienen velocidades de desplazamiento elevadas, es decir tránsito ininterrumpido a elevados volúmenes de demanda, del orden de los varios miles de vehículos como promedio diario anual (automóviles y camiones), dichos propósitos de estas carreteras las cuales son: autopistas o carreteras primarias, solamente se logran mediante un tratamiento especial de las vías el cual se denomina Control de acceso. En el caso de caminos cuya función primordial es dar acceso a la propiedad colindante. Su zona de influencia es limitada y por ende los volúmenes de tránsito que los solicitan no pasan de algunos cientos como promedio diario anual. La longitud de los viajes en este tipo de caminos suele ser corta, ya que ellos normalmente empalman con otras vías de categoría superior. Las velocidades de desplazamiento por lo general son de moderadas a bajas. Dentro de la clasificación de diseño este tipo de vías corresponde a las categorías que se han denominado caminos locales y caminos de desarrollo. Cuando el servicio al tránsito de paso y a la propiedad colindante presenta similar importancia, y además acceden a ella numerosos caminos de tipo local o de desarrollo, se enfrenta una situación intermedia respecto de las antes descritas. En este caso los volúmenes de tránsito pueden fluctuar entre varios cientos y algunos miles de vehículos, pudiendo preverse en algunos casos problemas de congestión que obliguen a consultar ampliaciones a lo largo de la vida económica de la ruta.

3.2.1.1 El Papel de la Clasificación Funcional en el Proceso de Diseño.

Explícitamente, los manuales de diseño viales reconocen la relación entre la clasificación funcional de carreteras y los criterios de diseño. Una vez establecida la clasificación funcional de un camino particular, también lo está el rango disponible de velocidad de diseño. Con el rango disponible de velocidad de diseño definido, los principales límites de los parámetros de diseño asociados con los alineamientos horizontal y vertical también son definidos. Similarmente, una determinación de clasificación funcional establece la sección transversal básica de la plataforma, en términos de ancho de carril, ancho de berma, tipo y ancho de la zona de mediana, y otras características principales de diseño.

La importancia del proceso de clasificación funcional en cuanto se relaciona con el diseño vial radica en el hecho de que las decisiones de clasificación funcional se hacen bien antes de seleccionar un proyecto individual para pasarlo a la fase de diseño. Tales decisiones se hacen sobre una base amplia por Ciudad o Departamentos de transporte como parte de continuas

funciones de planificación de largo alcance. Típicamente, tales sistemáticas reevaluaciones se realizan sobre una base relativamente infrecuente. Así, la clasificación funcional de una sección particular de carretera puede bien representar una decisión tomada hace 10 o más años. Es importante establecer que no existen diseños que sirvan de modelo tanto para las carreteras arteriales como para calles colectoras. Debido al rango de las opciones de diseño geométrico disponibles, los caminos arteriales y colectores pueden variar considerablemente en apariencia.

El Proceso de Clasificación Funcional No Es una Ciencia Exacta.

Una de las dificultades que rodea la relación entre la clasificación funcional vial y las guías de diseño es que el proceso de clasificación no es una ciencia exacta. El predominante servicio de tránsito asociado con una ruta particular no puede determinarse definitivamente sin exhaustivos relevamientos de los diagramas origen destino de los viajes en cada conexión de la red vial. El juicio ingenieril basado en la experiencia debe jugar un papel en la toma de decisiones de diseño.

El Impacto del Uso de la Tierra Cambia las Funciones de los Caminos.

El uso de la tierra es un factor determinante en la función de los caminos de la zona. En tanto el uso de la tierra cambia debido al desarrollo, especialmente en los lindes urbanos, las funciones de los caminos también cambian. No es raro ver caminos que sirvieron como rutas de acceso a granjas, servir ahora a subdivisiones residenciales urbanas y usos comerciales de la tierra, y ser reclasificados como caminos urbanos colectores o arteriales según la intensidad del desarrollo y el tipo de tránsito generado. Las normas o guías de diseño deben cambiar para cumplir el real o pendiente cambio en el carácter del tránsito y en la función del camino.

3.2.2 Controles de diseño geométrico

Las funciones de los caminos pueden cambiar con el tiempo. Estas vistas muestran cambios en el uso de la tierra a lo largo de una carretera rural. La primera muestra un camino nuevo a través del campo; la segunda las primeras residencias a lo

3.2.2.1 Antecedentes.

Para diseñar los elementos básicos de una carretera, incluyendo su alineamiento y sección transversal, el proyectista debe comprender los controles y criterios básicos de diseño asociados con la carretera. En la sección anterior se trató un aspecto fundamental como es la clasificación funcional. Otros importantes controles de diseño incluyen, pero no están limitados, a los siguientes:

- ✦ La velocidad de diseño de la vía
- ✦ El grado aceptable de congestión (o sea, el nivel de servicio de la hora pico del año de diseño) en la vía
- ✦ Las características físicas del vehículo de diseño (el vehículo más grande que probablemente use la vía con frecuencia considerable)
- ✦ El comportamiento del vehículo de diseño (particularmente importante en términos de acomodar los camiones grandes en terreno montañoso, o buses y vehículos recreacionales en zonas sujetas a altos niveles de actividad turística)
- ✦ Las aptitudes del conductor típico a lo largo de la vía (es decir, los residentes locales que usan las calles de la vecindad a bajas velocidades, versus los viajeros interestatales en autopistas rurales)
- ✦ Las demandas de tránsito existente y del año de diseño para ubicar en la vía (p.e., volúmenes de tránsito diario y de hora-pico, la mezcla de vehículos de pasajeros y camiones en la vía).
- ✦ La información topográfica, geológica, uso de la tierra que son factores determinantes en la selección de la ruta y localización final de la vía. (Constituyen las decisiones que se deben tomar antes de pasar a la fase de diseño, es decir que la elección de estos factores se lleva a cabo en la etapa de planificación).

Dos de los más importantes de estos factores son la velocidad de diseño y el nivel de servicio en la hora pico; sin embargo, el factor de hora pico sólo sirve como un factor de control para un pequeño número de carreteras. En la mayoría de ellas -después de establecida la clasificación funcional y la asociada velocidad de diseño de una carretera dada- el grado de flexibilidad que dispone el proyectista se reduce significativamente.

3.2.2.2 Velocidad de Diseño.

Se define como la máxima velocidad segura que puede mantenerse sobre una especificada sección de carretera cuando las condiciones son tan favorables que gobiernan las características de diseño.

Tabla 3.2.2.2 Relación entre Controles de Diseño y Características de Diseño.

Características del Diseño	Controles de Diseño			
	Clasificación Funcional	Datos de Tránsito	Terreno	Velocidad de Diseño
Ancho carril, rural	X	X		X
Ancho carril, urbano	X		X	
Ancho berma rural, tipo	X	X		
Ancho berma urbana, tipo	X		X	
Grado de curva				X
Pendientes	X		X	X
Gálibos puente (horizontal y	X	X		

vertical)				
Distancia de visibilidad de parada				X
Peralte				X
Ensanchamiento en curvas				X
Velocidades de diseño rurales	X	X	X	
Velocidades de diseño urbanas	X		X	

Todos los elementos de diseño de la carretera están de alguna manera afectados por la velocidad de diseño seleccionada. Algunos elementos de diseño están directamente relacionados y varían apreciablemente con la velocidad de diseño; por ejemplo, curvatura horizontal, peralte, distancia de visibilidad y pendiente (de acuerdo a tabla anterior). Otros elementos están menos relacionados con la velocidad de diseño: los anchos de pavimento y berma, y las separaciones a muros y barreras de tránsito. Sin embargo, el diseño de estas características puede afectar significativamente las velocidades de operación de los vehículos, por lo que generalmente para ellas se recomiendan los criterios más rigurosos en las carreteras con las más altas velocidades de diseño.

En la selección de una velocidad de diseño particular influyen:

- ✦ La clasificación funcional de la carretera
- ✦ El carácter del terreno (plano, ondulado, montañoso)
- ✦ Tipo de área: Rural o Urbana

- La densidad y carácter de los usos de la tierra adyacente
- Los volúmenes de tránsito previstos
- Las consideraciones económicas y ambientales.

Típicamente, una carretera arterial justifica una velocidad de diseño más alta que un camino local; una carretera ubicada en terreno plano justifica una velocidad de diseño más alta que una en terreno montañoso; una carretera en una zona rural justifica una velocidad de diseño más alta que una en zona urbana; y una carretera con un alto volumen de tránsito justifica una velocidad de diseño más alta que una con bajos volúmenes. A lo largo de calles arteriales, el factor de control de la velocidad de diseño se aplica en un menor grado que en carreteras rurales o vías urbanas de alto tipo, tales como autopistas o expresos. En muchas calles arteriales ubicadas en grandes zonas urbanas, por varias horas del día las máximas velocidades de operación pueden estar limitadas a las que los recurrentes volúmenes de períodos pico pueden acomodar. Así, las velocidades pueden estar gobernadas por la presencia de otros vehículos que viajan en masa -en y a través de los carriles de viaje-, y por los dispositivos de control de tránsito, más que por las características físicas de la calle.

Durante los períodos fuera de los picos de baja a moderada demanda de tránsito, las velocidades de operación vehicular están gobernadas por factores tales como límites de velocidad, giros a mitad de cuadra, giros en intersecciones, número de accesos a propiedad y entradas, espaciamiento de semáforos y duración de sus fases.

Como resultado, cuando se planea el mejoramiento de una calle arterial, la selección de la adecuada velocidad de diseño debe equilibrarse en función de factores tales como límites de velocidad, restricciones físicas y económicas, y los probables excesos de velocidad que puedan cometerse durante las horas fuera de las pico.

3.2.2.3 Nivel de Servicio de la Hora-Pico.

Seleccionada la adecuada velocidad de diseño, los otros elementos básicos de definición de la carretera (número de carriles y la configuración básica de los empalmes con otras carreteras) pueden determinarse por medio de la aplicación del concepto de aceptable nivel de servicio de hora-pico. El nivel de servicio es un sistema escalonado para medir la congestión, usando la letra A para representar el menor grado de congestión y la F para referir el mayor. La Tabla representa una breve descripción de las características de operación asociadas con cada nivel de servicio.

Tabla 3.2.2.3.1 Características de los Niveles de Servicio

Nivel de Servicio	Descripción
A	Flujo libre con volúmenes bajos y velocidades altas.
B	Flujo razonablemente libre, pero las velocidades comienzan a ser restringidas por las condiciones de tránsito.
C	Zona en flujo estable, pero la mayoría de los conductores están restringidos en la libertad de elegir sus propias velocidades.
D	Aproximándose a flujo inestable; los conductores tienen poca libertad para seleccionar sus propias velocidades.
E	Flujo inestable; puede haber cortas paradas.
F	Congestión inaceptable; pare y siga; flujo forzado.

El adecuado grado de congestión (nivel de servicio) a usar en la planificación y diseño de mejoramientos de carreteras se determina mediante la consideración de una variedad de factores: deseos de los motoristas, tipo de uso de la tierra adyacente e intensidad de desarrollo, factores ambientales, y valores estéticos e históricos. Los factores deben sopesarse contra los recursos financieros disponibles para satisfacer los deseos de los motoristas. La Tabla presenta la relación adecuada entre el tipo de carretera y la ubicación y nivel de servicio para el diseño. Considerando el tránsito específico y las condiciones ambientales, el organismo vial responsable debería intentar proveer un nivel de servicio razonable y de costo efectivo.

Seleccionado el nivel de servicio, todos los elementos de la plataforma deberían diseñarse coherentemente con ese nivel.

Tabla 3.2.2.3.2 Guía para Seleccionar el Nivel de Servicio de Diseño

Tipo de Carretera	Tipo de Zona y Nivel de Servicio Adecuado			
	Rural Plano	Rural Ondulado	Rural Montañoso	Urbano y Suburbano
Autopista	B	B	C	C
Arterial	B	B	C	C
Colector	C	C	D	D
Local	D	D	D	D

3.2.2.4 Volumen y características del tránsito.

Se denomina volumen de tránsito a el número de vehículos que pasan por un tramo de carretera en un intervalo de tiempo dado, los intervalos mas usuales son la hora y el día. La acertada predicción de los volúmenes de tránsito, su composición y la evolución que estas variables puedan experimentar a lo largo de la vida de diseño, es indispensable para seleccionar la categoría que se debe dar a una determinada vía. Los principales indicadores que deberán tenerse en consideración son los que se describen a continuación.

El Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).

Uno de los elementos primarios para el diseño de las carreteras es el volumen del Tránsito Promedio Diario Anual, conocido en forma abreviada como TPDA, que se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un período de tiempo determinado, que es mayor de un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período de medición.

Composición del tránsito.

Expresa en porcentaje la participación que le corresponde en el TPDA a las diferentes categorías de vehículos, debiendo diferenciarse por lo menos las siguientes: vehículos livianos (automóviles, camionetas), locomoción colectiva (buses rurales e interurbanos), camiones (transporte de carga), semirremolques y remolques (unidad compuesta para transporte de carga). Según sea la función del camino la composición del tránsito variara en forma importante de una a otra vía.

Demanda Horaria.

En caminos de alto tránsito es el volumen horario de diseño (VHD), y no el TPDA, lo que determina las características que deben otorgarse al proyecto para evitar problemas de congestión y determinar condiciones de servicio aceptable. El VHD deberá obtenerse a partir de

una ordenación decreciente de los mayores volúmenes horarios registrados a lo largo de todo un año. Al graficar estos valores se podrá establecer el volumen horario de demanda máxima normal, que para la mayoría de los caminos de tránsito mixto coincide con el volumen asociado a la trigésima hora de mayor demanda. El volumen asociado a la trigésima hora será mayor aunque muy similar, que los volúmenes previsibles en una gran cantidad de horas al año que figuran a continuación de la trigésima hora; de allí su definición como máximo normal.

A falta de información estadística que permita elaborar el análisis detallado del comportamiento horario actual de una ruta existente o para estimar el VHD de una nueva ruta, se podrá utilizar la relación empírica extensamente comprobada en caminos de tránsito mixto, que relaciona el TMDA con el VHD:

$$\text{VHDaño } i = 0.12 \sim 0.18 \text{ TMDAaño } i$$

Coefficientes del orden de 0.12 corresponden por lo general a carreteras de tránsito mixto con variaciones estacionales moderadas. Mientras coeficientes de orden 0.18 se asocian a carreteras con variaciones marcadas, causadas por componentes de tipo turístico. Es importante hacer notar que mientras no se prevea un cambio importante en las proporciones en que participan los diferentes componentes de tránsito (industrial, agrícola, minero, turístico, etc.) la relación entre el VHD y el TMDA se mantendrá razonablemente constante.

3.2.3 Componentes principales del diseño geométrico.

3.2.3.1 Distancias de visibilidad.

Una carretera debe ser diseñada de manera tal que el conductor cuente siempre con una visibilidad suficiente como para ejecutar con seguridad las diversas maniobras a que se vea obligado o que decida efectuar. En general, el conductor requiere de un tiempo de percepción y reacción para decidir la maniobra a ejecutar y un tiempo para llevarla a cabo. Durante este tiempo total, el o los vehículos que participan en la maniobra recorren distancias que dependen de su velocidad de desplazamiento y que determinan, en definitiva, las distintas distancias de visibilidad requeridas en cada caso. Se distinguen para el diseño las siguientes distancias de visibilidad, bajo distintas circunstancias impuestas por el trazado u obstrucciones tales como

obstáculos laterales o estructuras que la cruzan (pasos a distinto nivel, etc.). Los casos básicos son:

- ✦ Distancia de visibilidad de parada.
- ✦ Distancia de adelantamiento.
- ✦ Distancia de visibilidad en intersecciones.

Las dos primeras situaciones influyen el diseño de la carretera en campo abierto, considerando la situación de alineamiento recto y rasante de pendiente uniforme.

Distancias de visibilidad de parada.

Esta es la distancia requerida por un conductor para detener su vehículo en marcha, cuando surge una situación de peligro o percibe un objeto imprevisto adelante de su recorrido. Esta distancia se calcula para que un conductor y su vehículo por debajo del promedio, alcance a detenerse ante el peligro u obstáculo. Es la distancia de visibilidad mínima con que debe diseñarse la geometría de una carretera, cualquiera que sea su tipo. La distancia de parada sobre una alineación recta de pendiente uniforme, se calcula mediante la expresión:

$$Dp = \frac{V \cdot t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254(f + p)}$$

Donde:

Dp = Distancia de parada (m).

V = velocidad de diseño de la carretera (KPH).

t_p = Tiempo de percepción + reacción (seg.) cuyo valor varía de 1.8 a 2.0 seg.

f = Coeficiente de fricción longitudinal. El coeficiente de fricción longitudinal para proyecto varía entre 0.38 para una velocidad de 30 kilómetros por hora, hasta 0.31 para 110 kilómetros por hora. Estos coeficientes corresponden a pavimentos mojados y, por

lo tanto, la velocidad de los vehículos en esta condición es inferior a la de proyecto y se aproxima a la velocidad de marcha, para bajos volúmenes de tránsito.

p = Pendiente de la carretera.

El primer termino de la expresión representa la distancia recorrida durante el tiempo de percepción + reacción (D_{tp}) y el segundo la distancia recorrida durante el frenado hasta la detención junto al obstáculo (D_f). La distancia de parada deberá corregirse en caso de que la carretera presente pendientes excesivas.

Distancia de visibilidad de adelantamiento.

Se dice que un tramo de carretera tiene distancia de visibilidad de adelantamiento, cuando la distancia de visibilidad en ese tramo es suficiente para que, en condiciones de seguridad, el conductor de un vehículo pueda adelantar a otro, que circula por el mismo carril a una velocidad menor, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario y se haga visible al iniciarse la maniobra de adelantamiento. La distancia de visibilidad de adelantamiento deberá considerarse únicamente para carreteras de dos carriles con tránsito en las dos direcciones, donde el adelantamiento se realiza en el carril del sentido opuesto. A efectos de aplicación de este criterio, la distancia mínima de visibilidad de adelantamiento, de acuerdo a la figura 3.2.1.2, se determinará como la suma de cuatro distancias así:

$$D_a = D_1 + D_2 + D_3 + D_4.$$

Donde:

D_a = distancia de visibilidad de adelantamiento, (m).

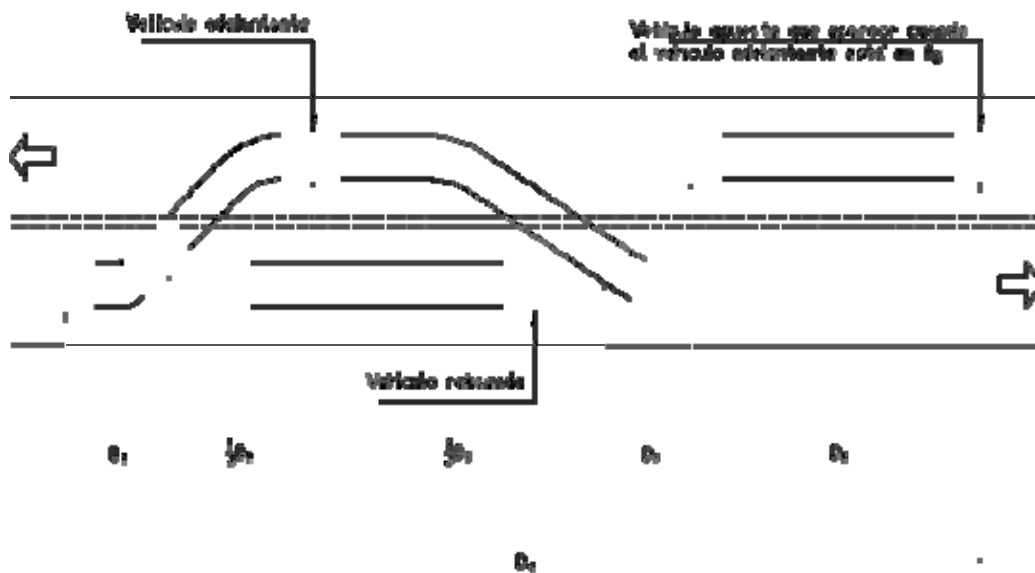
D_1 = distancia recorrida durante el tiempo de percepción y reacción (2.0 segundos) del conductor que va a efectuar la maniobra, (m).

D_2 = distancia recorrida por el vehículo adelantante durante el tiempo desde que invade el carril del sentido contrario hasta que regresa a su carril (8.5 segundos, valor experimental), (m).

D_3 = distancia de seguridad, una vez terminada la maniobra, entre el vehículo adelantante y el vehículo que viene en la dirección opuesta, recorrida durante el tiempo de despeje (2.0 segundos, valor experimental), (m).

D_4 = distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto (estimada en 2/3 de D_2), (m).

Figura 3.2.1.2 Mínima distancia de visibilidad de adelantamiento en carreteras de dos carriles dos sentidos.



Por razones de seguridad se supone que la maniobra de adelantamiento se realiza a la velocidad de diseño, y según lo anterior su distancia mínima deberá calcularse mediante la siguiente expresión:

$$D_a = 5 V_d$$

Donde:

D_a = distancia de visibilidad de adelantamiento, (m).

V_d = velocidad de diseño, (Km. /h).

Se deberá procurar obtener la máxima longitud posible en que la visibilidad de adelantamiento sea superior a la mínima calculada con la expresión anterior. Por lo tanto, como norma de diseño se debe proyectar, para carreteras de dos carriles dos sentidos, tramos con distancia de visibilidad de adelantamiento, de manera que en tramos de cinco kilómetros, se tengan varios subtramos de distancia mayor a la mínima especificada, de acuerdo a la velocidad de diseño. En el establecimiento de estos tramos deberá tenerse en cuenta la topografía, la velocidad de diseño y el volumen de tránsito futuro o esperado en el año de diseño.

Distancia de visibilidad en intersecciones.

La presencia de intersecciones rurales a nivel, hace que potencialmente se puedan presentar una diversidad de conflictos entre los vehículos que circulan por una y otra vía. La posibilidad de que estos conflictos ocurran, puede ser ampliamente reducida mediante la provisión apropiada de distancias de visibilidad de cruce y de dispositivos de control acordes. El conductor de un vehículo que se aproxima por una vía principal a una intersección a nivel, debe de tener una visibilidad libre de obstrucciones, de toda la intersección y de un tramo de la vía transversal (vía secundaria) de suficiente longitud tal que le permita reaccionar y efectuar las maniobras necesarias para evitar una colisión.

La distancia mínima de visibilidad de cruce considerada como segura, bajo ciertos supuestos sobre las condiciones físicas de la intersección y del comportamiento del conductor, se halla relacionada directamente con la velocidad de los vehículos y las distancias recorridas durante el tiempo percepción-reacción y el correspondiente de frenado. Por lo anterior, en las intersecciones a nivel deberá existir una visibilidad continua a lo largo de las vías que se cruzan, incluyendo sus esquinas, que les permita a los conductores que simultáneamente se aproximan, verse mutuamente con la debida anticipación y así evitar colisiones. Ante una situación de éstas, el conductor que circula por la vía secundaria deberá tener la posibilidad de disminuir la velocidad y parar en la intersección con la vía principal, sea que ésta disponga de señales de "PARE" o no.

Para cada caso, las relaciones entre el espacio, el tiempo y la velocidad, definen el triángulo de visibilidad requerido, libre de obstrucciones, o el establecimiento de las modificaciones

necesarias en la velocidad de aproximación a los accesos cuando se usa un triángulo de visibilidad de dimensiones menores a la requerida. El triángulo de visibilidad en la aproximación a los accesos de una intersección se muestra en la parte superior de la figura 3.2.1.3 Por lo tanto, cualquier objeto ubicado dentro del triángulo de visibilidad, lo suficientemente alto, que se constituya en una obstrucción a la visibilidad lateral, deberá ser removido.

Señalización de Intersecciones.

En toda intersección, la importancia de un camino prevalecerá sobre la del otro y, por tanto uno de ellos deberá enfrentar un signo pare o una señal Ceda el paso. La elección entre uno u otro se hará teniendo presente las siguientes consideraciones:

- ✦ Cuando exista un triángulo de visibilidad adecuada a las velocidades de diseño de ambos caminos y las relaciones entre flujos convergentes no exijan una prioridad absoluta, se usara el signo Ceda el paso. Significa que el conductor deberá reducir la velocidad hasta la detención, si fuera necesario, para ceder el derecho de vía a todo vehículo que circula por la otra vía.
- ✦ Cuando el triángulo de visibilidad obtenido no cumpla con los mínimos requeridos para la velocidad de aproximación al cruce, o bien la relación de los flujos de tránsito aconseje otorgar prioridad absoluta al mayor de ellos, se utilizara el signo Pare.
- ✦ Cuando las intensidades de tránsito en ambos caminos sean superiores a las aceptables para regulación por signos fijos, se deberá recurrir a un estudio que analice la posibilidad de separar niveles. En cruces se aceptara el uso de semáforos solo como solución inevitable.

De acuerdo a lo anterior, la distancia de visibilidad de cruce en intersecciones se debe analizar bajo dos condiciones:

Condición “A”: Intersección regulada por signo CEDA EL PASO que exige distancias de visibilidad de parada antes del cruce.

- En esta situación, las distancias de visibilidad de parada que se consideran seguras en el diseño de Intersecciones, son las mismas usadas en cualquier otro elemento del camino. Considerando la posibilidad de corregir estas distancias en caso de que las carreteras presenten pendientes mayores de 2%.
- Cuando el triángulo de visibilidad no cumple las exigencias impuestas por las velocidades de diseño de los caminos y las características del tránsito no justifican un signo PARE, es decir que se tienen obstáculos dentro del triángulo de visibilidad. Se debe ajustar la velocidad de los vehículos de la carretera de menor importancia, a un valor llamado velocidad crítica. La velocidad crítica para la vía secundaria depende de la velocidad de diseño de la carretera preferencial y de la distancia de visibilidad que el obstáculo permite sobre la carretera secundaria.

Se llama velocidad crítica de la carretera B a la velocidad única tal que la distancia d_b corresponde a la distancia de visibilidad de parada. Obtenido d_b se lee de la tabla de distancia de parada, la velocidad de diseño que corresponde a la velocidad crítica.

Se llama velocidad crítica de la carretera B a la velocidad única tal que la distancia d_b corresponde a la distancia de visibilidad de parada. Obtenido d_b se lee de la tabla de distancia de parada, la velocidad de diseño que corresponde a la velocidad crítica.

Se puede calcular la velocidad crítica V_b en función de la velocidad de diseño de la carretera A (V_a) y de las distancias a y b entre el obstáculo y la trayectoria de A y B, conocido V_a se conoce la distancia mínima de visibilidad de parada d_a . Cuando el vehículo en A está a la distancia d_a de la Intersección y los conductores en A y B pueden verse, el vehículo B está a su vez a la distancia d_b de la Intersección. Por semejanza de triángulos se obtiene que:

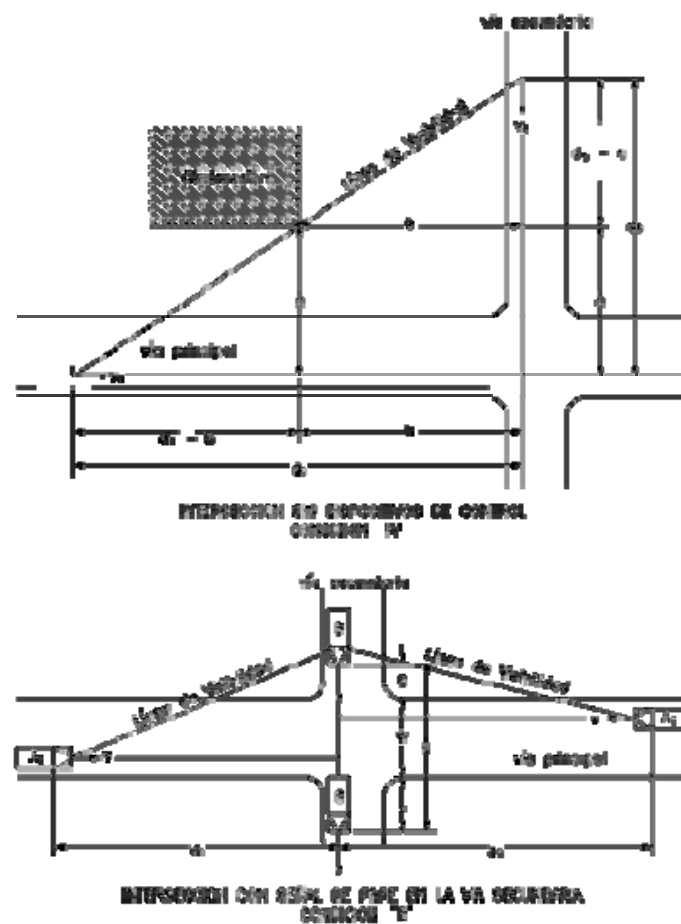
$$d_b = \frac{a \cdot d_a}{d_a - b}$$

Se debe proveer a la carretera B de la señalización adecuada que indique a los vehículos la velocidad segura de aproximación a la intersección, de manera que al pasar por el punto a distancia d_b del cruce, su velocidad no sea superior a la crítica.

Condición "B": Intersección con señal de "PARE" en la vía secundaria.

En una Intersección en que los vehículos de la carretera secundaria deben efectuar la operación de cruce desde el estado de detención total, el conductor debe tener visibilidad sobre aquella zona de la carretera principal que le permita cruzar sin riesgo, aun cuando un vehículo aparezca en el preciso instante de su partida. La distancia de visibilidad sobre la carretera preferencial debe ser mayor que el 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.

Figura 3.2.1.3 Distancia de visibilidad en intersecciones, triangulo mínimo de visibilidad.



La distancia mínima de visibilidad de cruce necesaria a lo largo de la vía principal deberá calcularse mediante la siguiente expresión:

$$d = 0.278 (V_d) (t_1 + t_2)$$

Donde:

d = distancia mínima de visibilidad lateral requerida a lo largo de la vía principal, medida desde la intersección, (m).

V_d = velocidad de diseño de la vía principal, (Km. /h).

t_1 = tiempo de percepción y reacción del conductor que cruza (adoptado en 2.0 segundos).

t_2 = tiempo requerido para acelerar y recorrer la distancia S , cruzando la vía principal, (s).

En el tiempo t_1 está incluido el tiempo necesario para que el conductor de un vehículo detenido por el "PARE" sobre la vía secundaria vea en ambas direcciones sobre la vía principal y deduzca si dispone del intervalo suficiente para cruzarla con seguridad y para que engrane su velocidad , previamente al arranque.

El tiempo t_2 necesario para recorrer la distancia S depende de la aceleración de cada vehículo. La distancia S se calcula como la suma de:

$$S = D + W + L$$

Donde:

D = distancia entre el vehículo parado y la orilla de la calzada de la vía principal (adoptada como 3.00 m).

W = ancho de la calzada principal, (m).

L = longitud total del vehículo, (m).

Por lo tanto, el valor de t_2 , se debe obtener de la fórmula:

$$t_2 = \sqrt{\frac{2(D+W+L)}{9.8(a)}}$$

Donde:

D = 3.00 m.

W = ancho de la calzada principal o anchura del total de carriles, (m).

L = 18.00 m para vehículos articulados (tracto-camiones)

10.00 m para vehículos pesados rígidos (camiones y buses)

5.00 m para vehículos livianos (autos).

a = aceleración del vehículo que realiza la maniobra de cruce, en m/s^2

0.055 para vehículos articulados

0.075 para vehículos pesados rígidos

0.150 para vehículos livianos.

3.2.3.2 Alineamiento horizontal.

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal del eje de la subcorona del camino.

Controles del alineamiento.

Las principales consideraciones que controlan el diseño del alineamiento horizontal son:

- ✦ Categoría del camino.
- ✦ Topografía.

- ✦ Velocidad de diseño.
- ✦ Seguridad.
- ✦ Pendiente longitudinal.
- ✦ Costo de construcción.

Criterios para establecer el alineamiento.

Adicionalmente a los parámetros numéricos de diseño para el alineamiento horizontal, se debe estudiar un número de controles, los cuales no están sujetos a demostraciones empíricas o a fórmulas matemáticas, pero son muy importantes para lograr carreteras seguras y de flujo de tránsito suave y armonioso. Para evitar el diseño geométrico que presenta vías inseguras e incómodas, se deben usar los siguientes criterios generales:

- ✦ El alineamiento debe ser tan directo como sea posible, ser consistente a los contornos de topografía que siguen una línea de ceros, de acuerdo con la línea de pendiente seleccionada.

Una línea flexible que se acomode al contorno natural, es preferible a una rígida con largas tangentes. Los cortes en la construcción se deben reducir al mínimo posible, y las zonas de producción especialmente agrícola deben conservarse. Las cualidades estéticas de un alineamiento curvo son muy importantes, con el fin de proporcionar en el diseño tramos que permitan maniobras de adelantamiento en carreteras de dos carriles, diseñando curvas de radios amplios y/o tangentes moderadamente largas. Debe evitarse el uso de curvas con los radios mínimos de diseño, excepto en las condiciones más críticas que plantee el desarrollo del proyecto. El ángulo central de cada curva debe ser tan reducido y los radios tan amplios como lo permita el terreno.

- ✦ En un proyecto geométrico con velocidad de diseño especificada, se debe procurar establecer curvas con velocidad específica, no muy superior a la velocidad de diseño.

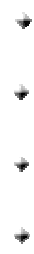
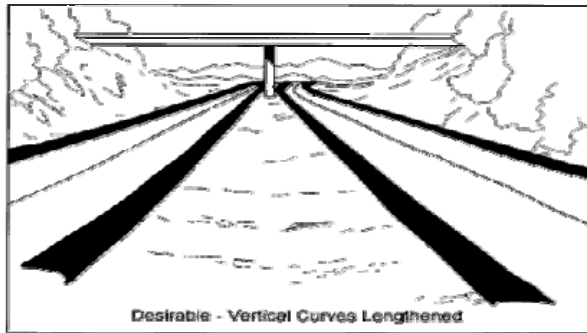
En general el ángulo de deflexión para cada curva, debe ser tan pequeño como sea posible, en la medida que las condiciones topográficas lo permitan, teniendo en cuenta, que las carreteras deben ser tan directas como sea posible.

- ✦ Los alineamientos siempre deben ser consistentes, no se debe introducir una curva pronunciada después de una larga tangente, los cambios bruscos de sectores con curvas amplias a sectores con curvas pronunciadas debe evitarse. Cuando en situaciones críticas se empleen curvas de radio mínimo, en los sectores adyacentes, para tránsito en las dos direcciones, se deben diseñar curvas que crean una transición entre los dos sectores.

En lo que respecta a curvas circulares compuestas, deben extremarse los cuidados en su elección. El uso de curvas compuestas con grandes diferencias en los radios, produce casi el mismo efecto que la combinación de una curva cerrada con tangentes de gran longitud. Para el empleo de estas curvas se debe tener en cuenta siempre que sea posible, que una curva cerrada debe ser siempre combinada con curvas espirales de transición, como la clotoide. A menos que las condiciones topográficas lo impongan, debe evitarse el uso de curvas del mismo sentido con una tangente corta entre ellas. En estas condiciones, es preferible la introducción de una curva compuesta directa o la introducción de curvas de transición espiral.

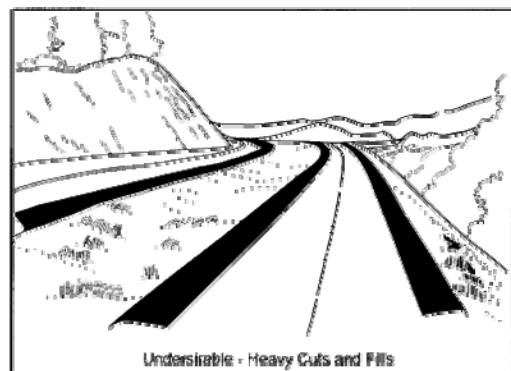
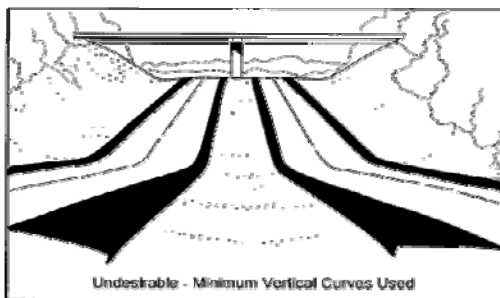
- ✦ Es necesario mediante sistemas de señalización horizontal y como medida de seguridad vial, separar la calzada de los taludes y los carriles entre sí de acuerdo con la dirección del tránsito.

Figura 3.2.3.2 b) Ejemplos de algunos diseños.

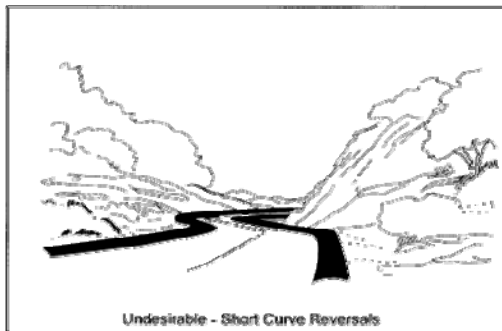
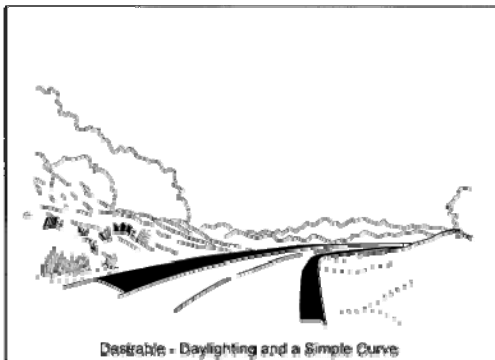


Para evitar inconsistencia o distorsión de una carretera, alineamiento horizontal debe ser cuidadosamente
En este diseño se combina el alineamiento horizontal y visibilidad y transición adecuada.

la cual origina inseguridad, el coordinado con el diseño vertical.
vertical que permite una distancia de



Mínima curva vertical usada. Diseño no deseable que dificulta la distancia de visibilidad y la transición deseada.



Curvas pronunciadas. No deseable.

Adecuada distancia de visibilidad en una curva simple

Diseño no deseable. Curvas muy cerradas.

Elementos de la alineación horizontal.

Los elementos que integran el alineamiento horizontal son:

- Las Tangentes.
- Las Curvas Circulares.
- Las Curvas de Transición.

Para el enlace de las tangentes y las curvas circulares de radio muy grande, se emplea un tercer tipo de alineación: las curvas de transición, que son alineaciones de curvatura variable con el recorrido, las cuales han adquirido un papel tan destacado que en carreteras con calzadas separadas, constituyen la alineación fundamental.

Tangentes.

Las tangentes son la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas, las cuales se definen por su rumbo y longitud. La longitud máxima de una tangente esta condicionada por la seguridad. Las tangentes largas son causa potencial de accidentes, debido a la somnolencia que produce al conductor mantener concentrada su atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo. Por tal razón, conviene limitar la longitud de las tangentes, proyectando en su lugar alineamientos ondulados con curvas de gran radio. La longitud mínima de tangente entre dos curvas consecutivas esta definida por la longitud necesaria para dar la sobre elevación y ampliación a esas curvas.

Curvas Circulares.

Las curvas circulares son los arcos del círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas; se definen por su ángulo central (deflexión) y por su radio de curvatura o radio. El grado máximo de curvatura (radio mínimo) es aquel que con la sobre elevación máxima permite a un vehículo recorrer con seguridad la curva. Los radios mínimos absolutos para una velocidad de diseño determinada, solo podrán ser usados en situaciones extremas, deberá evitarse su incorporación en tramos que superan las características

mínimas. Las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un solo arco de círculo de dos o más sucesivos, de radio diferente.

De acuerdo a lo anterior las curvas circulares se dividen en:

- ✦ **Curvas Circulares Simples.** Las cuales se definen cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular. Las curvas simples pueden ser hacia la izquierda o hacia la derecha.
- ✦ **Curvas Circulares Compuestas.** Son aquellas que están formadas por dos o más curvas circulares simples del mismo sentido y de diferente radio, o de diferente sentido y cualquier radio, pero siempre con un punto de tangencia común entre dos consecutivas. Cuando son del mismo sentido se llaman compuestas directas y cuando son de sentido contrario, compuestas inversas.

En caminos debe evitarse este tipo de curvas, porque introducen cambios de curvatura peligrosos; sin embargo, en intersecciones pueden emplearse siempre y cuando la relación entre dos radios consecutivos no sobrepase la cantidad de 2.0 y se resuelva satisfactoriamente la transición de la sobreelevación.

El proyecto de las curvas circulares.

Del análisis de la condición dinámica de equilibrio presente cuando un vehículo pasa por una curva, se ha obtenido la expresión matemática que relaciona los factores que limitan la metodología a seguir en el diseño del alineamiento horizontal, como son: el radio mínimo de curva, la tasa de sobreelevación máxima o peralte máximo, los factores de fricción y las longitudes de transición. La expresión matemática desarrollada para tomar en cuenta estos factores y la velocidad de diseño, es la siguiente:

$$R_c = V^2 / (127) (S + f)$$

Donde:

R_c : Radio mínimo de curva

V: velocidad de diseño

S: sobreelevación o peralte

f = coeficiente de fricción transversal máximo.

El peralte es la inclinación transversal, en relación con la horizontal, que se da a la calzada hacia el interior de la curva, para contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga de un vehículo que transita por un alineamiento en curva. Dicha acción está contrarrestada también por el rozamiento entre ruedas y pavimento. El valor del peralte depende de condiciones climáticas, tipo de área (urbana o rural), frecuencia de vehículos de baja velocidad y de las condiciones del terreno. El coeficiente de fricción por otra parte, está determinado por numerosos factores, depende principalmente de las condiciones de las llantas de los vehículos, el tipo y estado de la superficie de rodamiento y de la velocidad del vehículo.

Sobreanchos en Curvas.

Los sobreanchos se diseñan siempre en las curvas horizontales de radios pequeños, combinados con carriles angostos, para facilitar las maniobras de los vehículos en forma eficiente, segura, cómoda y económica. Principalmente la decisión de dar o no el sobreancho al ancho de la curva va a depender de los vehículos pesados que transiten estas calles. En las carreteras modernas con buen alineamiento, la necesidad de sobreanchos en curvas se ha disminuido a pesar de las velocidades, aunque tal necesidad se mantiene para otras condiciones de la vía.

Para establecer el sobreancho en curvas deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

- ✦ En curvas circulares sin transición, el sobreancho total debe aplicarse en la parte interior de la calzada. El borde externo y la línea central deben mantenerse como arcos concéntricos.
- ✦ Cuando existen curvas de transición, el sobreancho se divide igualmente entre el borde interno y externo de la curva, aunque también se puede aplicar totalmente en la parte interna de la calzada. En ambos casos, la marca de la línea central debe colocarse entre los bordes de la sección de la carretera ensanchada.
- ✦ El ancho extra debe efectuarse sobre la longitud total de transición y siempre debe desarrollarse en proporción uniforme, nunca abruptamente, para asegurarse que todo el ancho de los carriles modificados sean efectivamente utilizados.

Curvas de transición.

Para dar seguridad al recorrido de los vehículos desde una sección en recta ó tangente de una carretera a una determinada curva horizontal circular, los conductores desarrollan a su manera y en ocasiones invadiendo el carril vecino, una curva que podría denominarse de transición. En los nuevos diseños se ha vuelto práctica común intercalar una curva de transición, que facilite a los conductores el recorrido seguro y cómodo de la curva, manteniendo el vehículo inscrito dentro de su carril y sin experimentar la violencia de la fuerza centrífuga que es propia de la circulación por dicha curva. El requerimiento especial de una curva de transición consiste en que su radio de curvatura pueda decrecer gradualmente desde el infinito en la tangente que se conecta con la espiral (TE) – ver figura 3.2.3.2 c) 3) - hasta el final de la espiral en su enlace con la curva circular (EC). En la situación de salida de la curva circular hacia la espiral (CE), se produce el desarrollo inverso hasta el contacto de la espiral con la tangente (ET). Esta condición produce un incremento y decremento gradual de la aceleración radial, que es bastante deseable en diseño. No cabe lugar a dudas de que la utilización de curvas en espiral mejora la apariencia y la circulación en una carretera.

Se han utilizado la parábola cúbica, la lemniscata y la clotoide en el diseño de curvas de transición, siendo esta última, la más aceptada en el diseño de carreteras. Por definición, el radio en cualquier punto de la espiral varía en relación inversa con la distancia medida a lo largo de la espiral. En la figura se presentan las características geométricas de sus diferentes componentes.

La transición en espiral facilita el movimiento del timón, evitando cambios abruptos en la aceleración radial, que causa mucha incomodidad al conductor y los pasajeros, ya que la fuerza centrífuga se va incrementando hasta la curva circular y disminuye a la salida en sentido inverso, hasta alcanzar de nuevo la tangente. Esta longitud de transición es la longitud de la carretera en la cual se cambia de la sección con pendientes transversales normales que corresponde a una sección en tangente, a una sección con pendiente sobreelevada en un solo sentido y su punto inferior hacia el interior de la curva.

Existen varios métodos para calcular la longitud de la curva de transición en espiral. La longitud mínima de transición de la espiral (L_e) usando la formula de Shortt, se expresa de la siguiente forma:

$$L_e = 0.0702 \frac{V^3}{RC}$$

Donde:

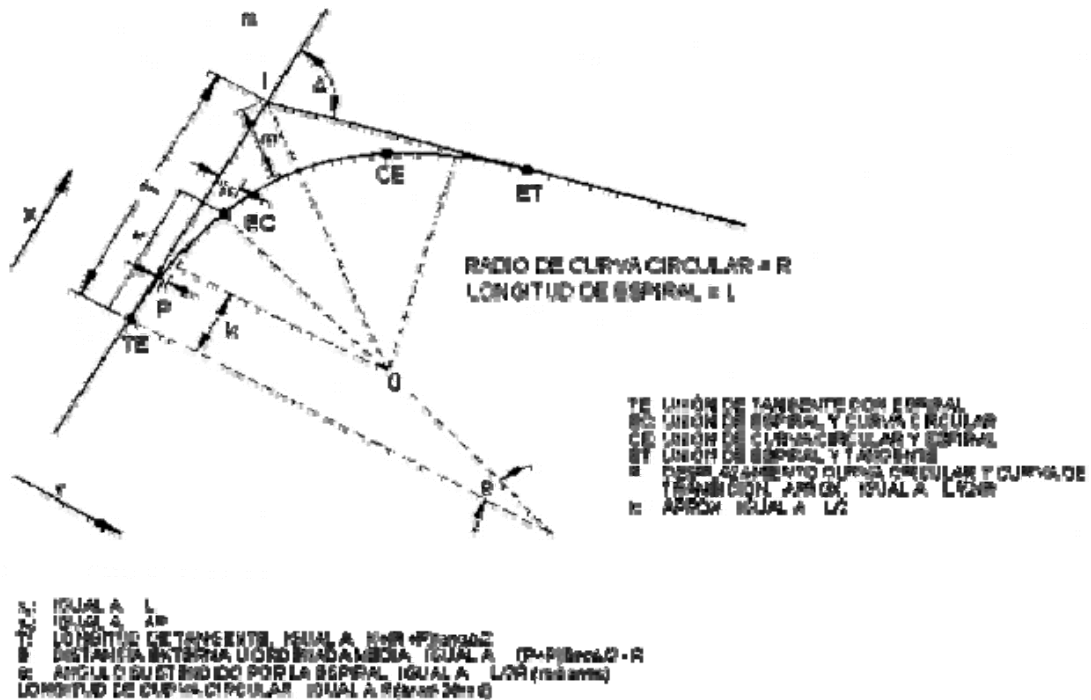
V = Velocidad en kilómetros por hora

R = Radio central de la curva, en metros

C = Tasa de incremento de la aceleración centrípeta, en m/seg³. Este valor varía entre 1 y 3 para aplicaciones en carreteras.

Finalmente el cálculo de la transición no depende de la exactitud de la aplicación de la fórmula, sino de la longitud requerida para el desarrollo de la sobreelevación máxima entre la tangente y la curva circular.

Figura 3.2.3.2 c) 3) Componentes de la curva circular y espirales.



Alineaciones compuestas.

Las combinaciones de recta, círculo y clotoide dan origen a diversas configuraciones compuestas.

Las configuraciones recomendables. Al momento de emplear alguna de estas configuraciones no se presentan objeciones ya que por el contrario ayudan a resolver con seguridad y elegancia situaciones de común ocurrencia en un trazado. Entre estas se tienen:

- Curva circular con clotoide de enlace.
- Curva de inflexión o curva en S.
- Ovoide.
- Ovoide doble.

Las configuraciones limite. Son las que constituyen casos particulares de las soluciones generales mencionadas con anterioridad, las cuales pueden ser:

- Curva circular sin curva de enlace.
- Reemplazo de la clotoide de enlace por un círculo. Esta configuración solo se utilizara en casos muy particulares impuestos por situaciones obligadas del terreno, cuando la solución normal en base a clotoide no se ajusta a los condicionamientos existentes.
- Curvas circulares contiguas. En los casos en que el trazado no consulta clotoide, puede ser que esta configuración resulte necesaria como elemento de trazado propiamente tal.

3.2.4 Alineamiento Vertical.



La coordinación del alineamiento horizontal y el perfil no debería dejarse al azar, sino que debería comenzar con el diseño preliminar, durante el cual los ajustes pueden hacerse rápidamente. El

proyectista debería estudiar tramos largos y continuos de carretera en planta y perfil, y visualizar el todo en tres dimensiones. Esta aplicación de un enfoque integral al diseño vial, donde el camino se integra en sus alrededores, separa el proyecto excelente de aquel que meramente satisface los criterios de diseño básicos (ver Figuras). La publicación *Aesthetics in Transportation* contiene una excelente descripción de este integral proceso de diseño, de la cual se extracta:

Una regla general para los proyectistas es alcanzar una “línea fluida”, con una suave y natural apariencia en la tierra, y una sensual y rítmica continuidad para el conductor. Este efecto resulta del seguimiento de los contornos naturales de la tierra, usando graciosas y graduales transiciones horizontales y verticales, y relacionando el alineamiento con las características permanentes tales como ríos y montañas.

El alineamiento de una nueva vía juega un importante papel en la minimización de los impactos sobre los alrededores. En este ejemplo, se disturbó el carácter del paisaje.

Consideraciones sobre los alineamientos horizontal y vertical.

Las mayores oportunidades para influir en los alineamientos horizontal y vertical de una carretera ocurren durante las fases de planificación e ingeniería preliminar asociadas con la nueva ubicación de una vía. Los diseños de los alineamientos tienen los efectos más dramáticos sobre los ambientes natural y humano a través de los cuales pasan. El más típico problema de diseño que enfrentan hoy los ingenieros viales es el mejoramiento de una carretera o calle existente. En muchos casos, los alineamientos básicos bien pueden haberse establecido hace 100 años. A pesar de todo, los mismos principios básicos de diseño con respecto a los alineamientos horizontales pueden aplicarse a las vías nuevas y existentes.

Importantes puntos a considerar en relación con los alineamientos horizontal y vertical son que deberían ser coherentes con la topografía, preservar las propiedades desarrolladas a lo largo del camino, e incorporar los valores de la comunidad. Los alineamientos superiores son los que siguen los contornos naturales del terreno y no afectan los recursos estéticos, escénicos, históricos y culturales a lo largo de la vía. En muchos casos pueden reducirse los costos de construcción cuando se necesita menor movimiento de suelos, y se preservan los recursos y desarrollo. Sin embargo, no siempre es posible evitar producir un impacto sobre los ambientes

natural y humano. Esto es por qué los alineamientos superiores incorporan datos recibidos por la comunicad a través de un proceso de diseño participativo. Cuando sea posible, el alineamiento debería diseñarse para realzar las vistas escénicas atractivas, tales como ríos, formaciones rocosas, parques, lugares históricos, sobresalientes edificios.

Una cantidad de factores influye en el alineamiento vertical de una carretera, incluyendo:

- ✦ Terreno natural
- ✦ Mínima distancia de visibilidad de detención para la velocidad de diseño seleccionada.
- ✦ Número de camiones y otros vehículos pesados en la corriente de tránsito.
- ✦ La básica sección transversal del camino; es decir, dos versus múltiples carriles
- ✦ Los factores ambientales naturales, tales como pantanos, y recursos históricos, culturales y comunitarios.

Un error común de los ingenieros inexpertos es proyectar primero el alineamiento horizontal y entonces tratar de sobreponer el perfil vertical. Dado que ellos deben complementarse, las geometrías de los alineamientos horizontal y vertical deben diseñarse concurrentemente. Las geometrías horizontal y vertical no coordinadas pueden arruinar las mejores partes y acentuar los puntos débiles de cada elemento. La excelencia de la combinación de sus diseños incrementa la eficiencia y seguridad, alienta una velocidad uniforme, y mejora la apariencia, casi siempre sin costo adicional. Una herramienta para ayudar en la coordinación de las geometrías horizontal y vertical es el uso de los diseños computadorizados (AUTO CAD) programas que permite a los ingenieros viales evaluar rápidamente las interrelaciones entre los alineamiento horizontal y vertical, particularmente en zonas de terreno difícil. La adecuada atención de estas básicas consideraciones de diseño ayudará a asegurar que las nuevas ubicaciones y mejoramientos de las vías existentes concuerden armoniosamente con sus alrededores.

Evitar impactos sobre el entorno adyacente natural y humano.

Se reconoce que habrá algún grado de impacto físico en los alrededores asociados con la construcción de cualquier nueva ubicación de carretera, o reconstrucción importante, o ensanchamiento de una vía existente. Sin embargo, desde la perspectiva de los alineamientos horizontal y vertical, mucho de este impacto puede y debería aliviarse. El impacto sobre el ambiente circundante puede minimizarse mediante la cuidadosa atención a los detalles durante la ubicación de la ruta y las fases preliminares de diseño. Se requiere además el consentimiento general de todas las partes interesadas para trabajar juntas hacia un objetivo común. Por ejemplo, mediante ajustes menores a los alineamientos horizontal y vertical originalmente propuestos (combinados con el uso de cortas secciones de muros de sostenimiento) a lo largo de una carretera eliminan la necesidad de adquirir cualquiera de las casas y comercios adyacentes.

Tipos de Terrenos

El alineamiento vertical de una carretera está ligada estrechamente y depende de la configuración topográfica del terreno donde se localice la obra. Se compone de líneas rectas y curvas en el plano vertical, identificándose las subidas o pendientes ascendentes con un signo positivo (+), y las bajadas con signo negativo (-), expresadas usualmente en porcentajes. Aparte de consideraciones estéticas, costos de construcción, comodidad y economía en los costos de operación de los vehículos, siempre deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

- Visibilidad y accidentalidad.
- Composición del tránsito.
- Relación entre la velocidad y sus engranajes de cambio en la operación del vehículo.

Idealmente se desea que los vehículos operen en el cambio mas alto en el alineamiento vertical, sin necesidad de cambiar hasta la detención; pero por consideraciones económicas se aceptan pendientes mayores a las ideales.

Clasificación de los Terrenos en función de las Pendientes Naturales

Tipo de Terreno	Rangos de Pendientes (%)
Llano o plano	$G \leq 5$
Ondulado	$5 > G \leq 15$
Montañoso	$15 > G \geq 30$

G= pendiente

La AASHTO identifica las tres categorías generales de terreno del cuadro anterior, en la forma que se describe seguidamente:

Terreno plano es aquel en el cual se dan condiciones topográficas favorables para los levantamientos de campo, el diseño horizontal y vertical, la construcción y reconstrucción de las obras viales, facilitándose el mantenimiento y la segura, cómoda y económica operación de los vehículos. Las distancias de visibilidad en el alineamiento horizontal y vertical pueden lograrse sin mayores dificultades.

El Terreno ondulado presenta frecuentes pendientes de subida y bajada y, ocasionalmente, ofrece algunas dificultades y restricciones en el alineamiento horizontal y vertical de las carreteras.

El ultimo tipo se identifica como terreno montañoso, e l cual ofrece dificultades y altos costos en la construcción por la frecuencia de cortes y rellenos, que se requieren para lograr alineamientos horizontales y verticales aceptables. Las pendientes longitudinales y transversales son frecuentes en este tipo de terreno.

Las pendientes de las carreteras ya construidas tienen una influencia muy relevante en la operación de los vehículos que circulan por ellas. En los automóviles, las pendientes de subida hasta 5 por ciento, no tienen influencia apreciable en su velocidad, cuando se compara con las correspondiente a terreno plano. En pendientes de subida mayores, la velocidad decrece progresivamente, y en las de bajada estos vehículos livianos sufren un pequeño aumento,

siempre comparadas con las velocidades en terreno plano. Las condiciones del sitio relacionadas con comodidad y seguridad, imponen restricciones a estas velocidades.

En vehículos pesados, la influencia de las pendientes es bastante significativa por el atraso que produce a otros vehículos, especialmente en carreteras con altos o significativos volúmenes de tránsito, ya que la velocidad de estos vehículos se reduce tanto en subida, como en bajadas.

Se ilustra en el cuadro 4.20 el comportamiento de un camión pesado de 180 Kg/kW en curvas ascendentes entre 3.5 y 9 %, notándose una reducción de velocidad entre 40 y 50 kilómetros por hora en diferentes longitudes de recorrido, cuando el vehículo entra a la pendiente a una velocidad de 90 kilómetros por hora.

Inclinación mínima.

La necesidad de una inclinación mínima en una rasante se deriva del desagüe superficial, es decir la evacuación de la lluvia que caiga sobre la calzada. Normalmente el bombeo o peralte transversal contribuye excesivamente a dicha evacuación; no obstante se recomienda prever una inclinación de la rasante no inferior al 0.5%, sobre todo donde el peralte sea pequeño, como en las proximidades de las tangentes de entrada y salida de la curva. Los siguientes casos requieren atención especial:

- En descapote, para que las cunetas (cuya rasante es normalmente paralela a la de la carretera) tenga pendiente suficiente para evacuar la escorrentía; a no ser que la rasante de las cunetas se desvincule de la carretera.
- Junto a una acera o a una barrera de hormigón, la recogida de la escorrentía se hace mediante un cauce de poca profundidad, que desagua en los sumideros.

Curvas Verticales

En términos generales existen curvas verticales en crestas o convexas y en columpio o concavas. Las primeras se diseñan de acuerdo a la más amplia distancia de visibilidad para la velocidad de diseño y las otras conforme a la distancia que alcanzan a iluminar los faros del vehículo de diseño. De aplicación sencilla, las curvas verticales deben contribuir a la estética del trazado, ser

confortables en su operación y facilitar las operaciones de drenaje de la carretera La configuración parabólica de estas curvas es la más frecuentemente utilizada.

Clasificación Funcional	Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (Km/h) y Pendiente Máxima (%)						Pendiente Mínima (%)
		32	48	64	80	96	112	
AR Autopistas Regionales	Plano	-	-	-	4	3	3	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado	-	-	-	5	4	4	
	Montañoso	-	-	-	6	6	5	
TS Troncales Suburbanas	Plano	-	8	7	6	5	-	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado	-	9	8	7	6	-	
	Montañoso	-	11	10	9	8	-	
TR Troncales Rurales	Plano	-	-	5	4	3	3	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado	-	-	6	5	4	4	
	Montañoso	-	-	8	7	6	5	
CS Colectoras Suburbanas	Plano	9	9	9	7	6	5	0.3 – 0.5
	Ondulado	12	11	10	8	7	6	
	Montañoso	14	12	12	10	9	7	
CR Colectoras Rurales	Plano	-	7	7	6	5	-	0.5
	Ondulado	11	10	9	8	6	-	
	Montañoso	16	14	12	10	-	-	

Fuente: ITE, *Geometric Design and Operational Considerations for Trucks*,1992.

Diseño de Curvas Verticales en Cresta ó Convexa

Existen dos condiciones para diseñar este tipo de curvas: La primera considera que la longitud de la curva (L) es mayor que la distancia de visibilidad (S) y la segunda se presenta cuando L es menor que S. En el primer caso se aplica la siguiente expresión para calcular la longitud mínima (L) de curva vertical:

$$L = G S^2 / 200(V h_1 + V h_2)^2$$

Donde,

G = Diferencia algebraica de pendientes (%)

S = Distancia de visibilidad

h₁ = Altura del ojo del conductor

h₂ = Altura del objeto

Reemplazando en esta fórmula la altura del ojo del conductor h₁ = 1.07 metros y del objeto h₂ = 0.15 metros, la ecuación para diseño es la siguiente:

$$L = G S^2 / 404$$

Cuando L es menor que S, la expresión matemática es la siguiente:

$$L = 2 S - 404/G$$

Estos términos tienen igual significado que los anteriormente señalados.

La información sobre distancias de visibilidad de parada presentada en el cuadro 4.6 es utilizada en el cálculo de la longitud de curvas en cresta. Se abrevian las operaciones al tomar en cuenta que la distancia de visibilidad es constante para una velocidad de diseño dada; entonces, L puede

ser relacionada con la diferencia algebraica de pendientes por medio de un factor denominado K, que en sí identifica la curva. La longitud de la curva vertical utilizando el factor K es:

$$L = K.G$$

Cuadro 4.6 distancias de visibilidad de parada

Terreno Plano

Velocidad de Diseño	Velocidad de Marcha	Tiempo de Percepción y Reacción		Coefficiente de Fricción	Distancia de Frenado	Distancia de Parada para
Km/h	Km/h	Tiempo (s)	Distancia (m)	f	(m)	(m)
30	30 - 30	2.5	20.8 - 20.8	0.40	8.8 - 8.8	30 - 30
40	40 - 40	2.5	27.8 - 27.8	0.38	16.6 - 16.6	45 - 45
50	47 - 50	2.5	32.6 - 34.7	0.35	24.8 - 28.1	57 - 63
60	55 - 60	2.5	38.2 - 41.7	0.33	36.1 - 42.9	74 - 85
70	67 - 70	2.5	43.8 - 48.6	0.31	50.4 - 62.2	94 - 111
80	70 - 80	2.5	48.6 - 55.6	0.30	64.2 - 83.9	113 - 139
90	77 - 90	2.5	53.5 - 62.4	0.30	77.7 - 106.2	131 - 169
100	85 - 100	2.5	59.0 - 69.4	0.29	98.0 - 135.6	157 - 205
110	91 - 110	2.5	63.2 - 76.4	0.28	116.3 - 170.0	180 - 246

En pendiente de Bajada y Subida

Velocidad de Diseño	Distancia de Parada en Bajadas (m)			Distancia de Parada en Subidas (m)		
	3%	6%	9%	3%	6%	9%
30	30.4	31.2	32.2	29.0	28.5	28.0
40	45.7	47.5	49.5	43.2	42.1	41.2
50	65.5	68.6	72.6	55.5	53.8	52.4
60	88.9	94.2	100.8	71.3	68.7	66.6
70	117.5	125.8	136.3	89.7	85.9	82.8
80	148.8	160.5	175.5	107.1	102.2	98.1
90	180.6	195.4	214.4	124.2	118.8	113.4
100	220.8	240.6	256.9	147.9	140.3	133.9
110	267.0	292.9	327.1	168.4	159.1	151.3

Decisión para evitar Maniobras

Velocidad de Diseño Km/h	Distancia de Decision para Evitar la Maniobra (m)				
	a	b	c	d	e
50	75	160	145	160	200
60	95	205	175	205	235
70	125	250	200	240	275
80	155	300	230	275	315
90	185	360	275	320	360
100	225	415	315	365	405
110	265	455	335	390	435

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, pp 120,125 y 127

Cuando se utiliza la distancia de visibilidad de adelantamiento como criterio de control para el diseño, las longitudes de las curvas verticales en cresta resultan mayores que las calculadas utilizando las expresiones arriba indicadas, lo que hace pensar que diseñar para estas longitudes, conduce a una considerable elevación de los costos de construcción; además, que para recomendar estas distancias, debe haber una combinación favorable entre topografía del terreno, seguridad y volúmenes de tránsito, que dé como resultado su plena justificación.

Ver las figuras 4.18 y 4.19 para los diseños de curvas verticales en cresta en función de las distancias de visibilidad de parada.

De igual manera que el caso anterior, existen dos consideraciones a tomar en cuenta cuando se usa la distancia de visibilidad de adelantamiento; la primera se presenta cuando la longitud de curva (L) es mayor que la distancia de visibilidad (S), entonces se utiliza la siguiente fórmula:

$$L = GS^2 / 946$$

La diferencia estriba en que la altura del objeto es de 1.30 metros en vez de 0.15 metros.

Cuando la longitud de curva (L) es menor que la distancia de visibilidad de adelantamiento (S); la expresión que se usa es la que sigue:

$$L = 2 S - 946/G$$

Todos los términos de estas expresiones tienen igual significado que los anteriores.

Las distancias mínimas de visibilidad para adelantamiento están presentes en el cuadro 4.7, que en conjunto con los correspondientes a las de visibilidad de parada del cuadro 4.6, se han

utilizado para preparar el cuadro 4.21, que presenta los valores de K para el cálculo de las longitudes de curvas verticales en cresta para diferentes velocidades de diseño.

DISTANCIAS DE VISIBILIDAD DE ADELANTAMIENTO

A. Distancias Mínimas de Diseño para Carreteras Rurales de dos Carriles, en metros

Velocidad de Diseño	Velocidades Km/h		Distancia mínima de adelantamiento (m)
	Vehículo que es rebasado	Vehículo que rebasa	
30	29	44	220
40	36	51	285
50	44	59	345
60	51	66	410
70	59	74	480
80	65	80	540
90	73	88	605
100	79	94	670
110	85	100	730

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 134

B. Parámetros Básicos

Velocidad promedio de adelantamiento (km/h)	50 – 65 56.2	66 – 80 70.0	81 – 95 84.5	96 – 110 99.8
Maniobra Inicial				
A= aceleración promedio (km/h/s)	2.25	2.30	2.37	2.41
t1 = tiempo (s)	3.6	4.0	4.3	4.5
d1= distancia recorrida (m)	45	65	90	110
Ocupación carril izquierdo:				
t2 = tiempo (s)	9.3	10.0	10.7	11.3
d2 = distancia recorrida (m)	145	195	250	315
Longitud Libre				
d3 = distancia recorrida (m)	30	55	75	90
Vehículo que se aproxima:				
d4 = distancia recorrida (m)	95	130	165	210
Distancia Total: d1 + d2 +d3 +d4,(m)	315	445	580	725

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 131

Controles de Diseño de Curvas Verticales en Cresta basados en las

Distancias de Visibilidad de Parada y de Adelantamiento

Velocidad de Diseño Km/h	Velocidad de marcha Km/h	Distancia de parada para diseño (m)	Tasa de curvatura vertical K, long (m) por % de G*	Distancia mínima de adelantam. para Diseño (m)*	Tasa de curvatura vertical, K, long (m) por % de G*
30	30-30	30-30	3-3	217	50
40	40-40	45-45	5-5	285	90
50	47-50	60-65	9-10	345	130
60	55-60	75-85	14-18	407	180
70	67-70	95-110	22-31	482	250
80	70-80	115-140	32-49	541	310
90	77-90	130-170	43-71	605	390
100	85-100	160-205	62-105	670	480
110	91-110	180-245	80-151	728	570

* Valores redondeados

Diseño de Curvas en Culprios o Cóncavas

Se han identificado los siguientes cuatro criterios para usarse en el cálculo de las longitudes de curvas en culprios.

El siguiente toma en cuenta básicamente una sensación subjetiva de comodidad en la conducción, cuando el vehículo cambia de dirección en el alineamiento vertical.

- El tercero considera requerimientos de drenaje.
- El último se basa en consideraciones estéticas.

Se presentan dos casos a considerar en el primer criterio, dependiendo si la distancia iluminada por los faros del vehículo es mayor o no que la longitud de la curva. Cuando la longitud de curva, L, es mayor que la distancia de visibilidad iluminada, S, se utiliza la fórmula que sigue:

$$L = G S^2 / (120 + 3.5S)$$

Donde,

L = Longitud mínima de curva vertical en culprio, m.

S = Distancia de visibilidad iluminada por los faros del vehículo, m.

G= Diferencia algebraica entre pendientes de la curva, %.

Cuando L es menor que S la fórmula utilizada es la siguiente:

$$L_{\min} = 2S - (120 + 3.5S)/G$$

Estos términos tienen igual significado que los anteriores.

Se considera una altura de los faros de 0.6 metros y un ángulo de 1° de divergencia de los rayos de luz. En el desarrollo de las fórmulas de este criterio y para su aplicación en diseño, se recomienda utilizar los rangos de distancias de visibilidad de parada, que sean aproximadamente iguales a la distancia iluminada por los faros de los vehículos cuando viajan a la velocidad de diseño.

El segundo criterio basado en la comodidad, tiene su fundamento en la suspensión de la carrocería de los vehículos, el peso que mueve, la flexibilidad de las llantas, los tipos de asientos, entre otros. Se reconoce que la operación confortable de vehículos en curvas en columpio, se logra cuando la aceleración centrífuga alcanza 0.3m/seg², que incorporado a la fórmula de diseño, resulta:

$$L = \frac{G V^2}{395}$$

Siendo el significado de los componentes de esta ecuación iguales a los utilizados con anterioridad.

Las longitudes de curvas calculadas utilizando este criterio equivalen al 50% de los correspondientes a la modalidad anterior.

El tercer criterio persigue la satisfacción de las necesidades del drenaje en las curvas en columpio. Un criterio recomendado para el diseño consiste en dotar una pendiente de 0.3 por ciento dentro de los 15 metros del punto a nivel del terreno, sus resultados son muy similares a los obtenidos de la fórmula L= KG, cuando K= 51 y la velocidad de diseño es de 100 kilómetros por hora.

Hay que aclarar que las longitudes calculadas para efecto de drenaje son máximas hasta 100 kilómetros por hora y no mínimas, como en los demás criterio de diseño de curvas verticales. Después de 100 hasta 120 Kilómetros por hora, las longitudes son mínimas, al igual que los otros criterios.

Cuando se trata de tomar en cuenta aspectos de estética en estas curvas, existe la fórmula empírica $L= 30G$, siendo L la longitud mínima y G la diferencia algebraica de pendientes. Los resultados obtenidos son similares a los que corresponden al criterio de la distancia iluminada por los faros de vehículos para velocidades de 70 – 80 kilómetros por hora.

En atención a la diferencia de longitudes de curva que se obtienen aplicando los criterios mencionados, se recomienda diseñar curvas verticales en columpio utilizando el primer criterio descrito, dando especial consideración al drenaje cuando K es mayor de 51.

A como se ha indicado en la descripción del primer criterio, la distancia de visibilidad de parada (Cuadro 4.6) es la que controla la recomendación de longitudes mínimas para curvas en columpio, considerando valores menores y mayores de este parámetro. De igual manera en que fueron calculados los valores de diseño de las curvas en cresta, también es conveniente expresar los controles de diseño de las curvas en columpio en términos de K para todos los valores de G.

Con estas bases se ha preparado el cuadro 4.22 que se ofrece seguidamente.

Controles de Diseño de Curvas Verticales en Columpio basados en la Distancia de Visibilidad de Parada, DVP

Velocidad de diseño Km/h	Rango de velocidad de marcha Km/h	Coeficiente de fricción	Valores DVP (m)		Factor K de diseño *
			Menores	Mayores	
30	30-30	0.40	30	30	4-4
40	40-40	0.38	45	45	8-8
50	47-50	0.35	60	65	11-12
60	55-60	0.33	75	85	15-18
70	63-70	0.31	95	110	20-25
80	70-80	0.30	115	140	25-32
90	77-90	0.30	130	170	30-40
100	85-100	0.29	160	205	37-51
110	91-110	0.28	180	245	43-62

* Cifras redondeadas

Carriles de Ascenso

La justificación para la construcción de un carril de ascenso en una carretera de dos carriles, debe basarse en los tres criterios siguientes:

- a. El tránsito ascendente debe ser mayor de 200 vehículos por hora: este se determina multiplicando el proyectado volumen de diseño por el factor de distribución direccional para el tránsito ascendente y dividiendo el resultado por el factor de hora pico.
- b. El tránsito ascendente de camiones debe ser mayor de 20 vehículos por hora: la cifra anterior se multiplica por el porcentaje de camiones en el sentido ascendente del tránsito.
- c. Debe además concurrir una de las siguientes causales:

Se espera que la velocidad de un camión pesado se reduzca por lo menos en 15 kilómetros por hora.

Los carriles de ascenso se diseñan de manera separada para cada sentido, de manera que resulta posible que bajo determinadas circunstancias de las condiciones del terreno, existan traslapes en los carriles de ascenso de cada lado, como en el caso de una curva vertical con fuertes pendientes en cresta, presentando la imagen de una carretera de cuatro carriles no divididos.

El carril de ascenso debe tener una transición al inicio de 25 a 1, pero no menor de 50 metros. El carril debe extenderse 30, 60 o 90 metros después de la cresta, más una longitud de transición en la relación de 50 a 1, pero que no debe ser menor de 60 metros.

El carril de ascenso debe tener el ancho normal del carril de paso y construirse de forma que pueda ser reconocido de inmediato como un carril especial. La sección de los dos carriles de la carretera debe tener marcada la línea central continúa, que indica la prohibición de las maniobras de adelantamiento.

Características mínimas de los acuerdos verticales.

Para determinar las dimensiones mínimas de un acuerdo vertical, ya sea su longitud L o su parámetro $K_v = 100 \times L / \theta$ se suele atender a dos tipos de criterios: la visibilidad que permite la apreciación visual del propio acuerdo. En todo caso se elige el que proporcione mayor longitud.

3.2.3.4 La sección transversal.

La sección transversal de un camino incluye alguno o todos los elementos siguientes:

- Calzada (la parte de la plataforma provista para el movimiento de los vehículos.
- Plataforma (la parte de una carretera, incluyendo banquetas, provista para uso vehicular)
- Mediana (la separación física o pintada provista entre las dos plataformas adyacentes de carreteras divididas)
- Vías ciclistas y peatonales
- Servicios públicos y zonas paisajísticas
- Cunetas y taludes laterales
- Ancho de zona despejada (distancia desde el borde de la calzada hasta cualquier objeto fijo o talud no atravesable)

La sección transversal influye fundamentalmente en la capacidad de la carretera, en su ocupación, en sus costos de construcción y conservación, y también en su costo de explotación (fluidez y seguridad de la circulación). Un proyecto realista debe, en general adaptarse a las condiciones existentes o previstas a corto plazo. El elemento más importante de la sección transversal es la zona destinada al paso normal de vehículos, o calzada. Esta puede ser única, o puede haber calzadas separadas para cada sentido de circulación, con el consiguiente aumento de la fluidez y la seguridad; en algunos casos urbanos de gran intensidad de circulación, se recurre a sistemas de calzadas centrales y laterales, con conexiones entre ellas. También los

márgenes de la carretera tienen una gran influencia en la seguridad de la circulación (accidentes por salida de un vehículo fuera de la plataforma). En carreteras con calzadas separadas juega un papel importante la mediana, o franja de terreno comprendida entre ambas.

Las características y dimensiones de estos elementos de la sección transversal dependen de la clase de carretera, de su entorno, de la intensidad de la circulación, etc.

La calzada.

Generalidades.

La calzada es la zona de la sección transversal destinada a una circulación segura y cómoda de los vehículos. Para ello es necesario que su superficie este pavimentada. El tipo de firme, en general, no esta relacionado con sus dimensiones. La calzada se divide en varias franjas paralelas, denominadas carriles, cada una de anchura suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

Numero de carriles.

Como se vio al estudiar la capacidad de las carreteras. El número de carriles es fundamental para determinar el nivel de servicio que se pueda conseguir. Las disposiciones que se emplean son las siguientes:

Al seleccionar los elementos y dimensiones de la sección transversal adecuados, los proyectistas necesitan considerar una cantidad de factores, incluyendo:

- Volumen y composición del tránsito vehicular que se espera use la vía (porcentaje de camiones, buses y vehículos recreacionales)
- La posibilidad de que ciclistas y peatones usen la vía.
- Condiciones climáticas (la necesidad de proveer espacio para almacenar la nieve barrida)

- La presencia de obstrucciones naturales o artificiales adyacentes a la plataforma (acantilados, árboles grandes, pantanos, edificios, líneas eléctricas)
- Tipo e intensidad del desarrollo a lo largo de la sección de carretera en diseño seguridad de los usuarios.

El más adecuado diseño para un mejoramiento vial es uno que equilibra las necesidades de movilidad de la gente al usar la vía (motoristas, peatones o ciclistas) con las restricciones físicas del corredor dentro del cual se ubica la vía.

Elementos de la sección transversal.

Usualmente, el número de carriles necesarios para una vía se determina durante la etapa conceptual de desarrollo del proyecto. Es el número de carriles necesarios para acomodar los volúmenes de tránsito previstos en un determinado nivel de servicio, adecuado para la vía. El número de carriles sólo puede crecer en enteros, es decir, una carretera de dos carriles puede ensancharse a tres o cuatro carriles. Cada carril adicional incrementa la aptitud de llevar tránsito de la vía. Conociendo las futuras demandas de tránsito, el proyectista, usando los procedimientos de análisis del Highway Capacity Manual puede proveer datos, en el proceso de toma de decisiones durante el desarrollo del proyecto, para determinar el adecuado número de carriles de viaje para el nivel de servicio deseado. Los datos de la comunidad también juegan una parte en la decisión. Una comunidad puede decidir a través del compromiso público que un menor nivel de servicio es aceptable para la situación, en lugar del normalmente provisto para proyectos de construcción nueva.

En zonas urbanas y suburbanas, usualmente las intersecciones semaforizadas son un factor predominante que controla la capacidad de la carretera o calle. Esto puede ser más amplio al determinar el número de carriles para estos tipos de vías. Por ejemplo, una vía de dos-carriles que se aproxima a una intersección puede expandirse a cuatro carriles (uno carril de giro-izquierda, dos carriles directos, un carril de giro-derecha) en la intersección misma, y luego volver a dos carriles más allá de la intersección. La necesidad de distribuir el tránsito con seguridad determinará la necesidad de cualquier expansión de la plataforma de acceso. Los

carriles agregados en la intersección pueden ser de una variedad de configuraciones para servir a los deseos de viaje del tránsito.

Ancho del carril.

El ancho de los carriles de viaje está limitado por las dimensiones físicas de los automóviles y camiones a un rango entre 2.7 y 3.6 m. Generalmente, en tanto la velocidad de diseño crece, también crece el ancho de carril, para permitir el movimiento lateral de los vehículos dentro del carril. Aunque los anchos de carril de 3.6 m son deseables en vías rurales y urbanas, hay circunstancias que necesitan el uso de carriles menores de 3.6 m de ancho. En zonas urbanas donde la zona-de-camino y el desarrollo existente se vuelven estrictos controles, es aceptable el uso de carriles de 3.3 m. Los carriles de 3.0 son aceptables en vías de baja velocidad. Los carriles de 2.7 m son adecuados en caminos de bajos volúmenes de tránsito en zonas rurales y residenciales.

Medianas.

Una consideración importante en el diseño de cualquier carretera multicarril es si se provee una mediana y, si se provee, de qué dimensiones debería ser. Las funciones primarias de las medianas viales son:

- Separar los flujos de sentido opuesto
- Proveer una zona de recuperación para los vehículos fuera de control
- Permitir espacio para los cambios de velocidad y a los vehículos que giran a la izquierda y en U.
- Minimizar el resplandor de los faros delanteros.
- Proveer ancho para carriles futuros (particularmente en zonas suburbanas).

- Proveer espacio para plantaciones paisajísticas que estén de acuerdo con las necesidades de seguridad y que mejoren la estética de la vía.
- Proveer espacio para barreras.

Según la práctica del organismo vial y los requerimientos de la ubicación específica, las medianas pueden ser deprimidas, sobreelevadas, y al ras con la calzada. Deberían tener una dimensión en equilibrio con los otros elementos de la sección transversal. El rango general del ancho de medianas es desde 1.2 m, usualmente en zonas urbanas, hasta 24 m o más, en zonas rurales.

Hombros.

Llamados también Arcenes, Banquinas etc. Aunque las dimensiones físicas de los automóviles y camiones limitan el ancho básico de los carriles de viaje, el tratamiento de esa parte de la carretera hacia la derecha de la verdadera calzada, que es el borde de la plataforma, provee al proyectista un mayor grado de flexibilidad. Esto es cierto tanto en las zonas rurales y como urbanas, aunque en cada ubicación son más adecuados diferentes elementos de diseño. El tratamiento de los hombros es importante desde varias perspectivas, incluyendo seguridad, capacidad, impacto sobre el ambiente circundante, y gastos iniciales de mantenimiento y operación. El diseño de los hombros debería equilibrar estos factores. Por ejemplo, un proyectista puede considerar el impacto del ancho de los hombros y otros elementos a los costados del camino en el entorno circundante y, al mismo tiempo, cómo estas dimensiones afectarán la capacidad. Aun con un carril de ancho máximo de 3.6 m, la ausencia de un hombro o presencia de una obstrucción en el borde del carril de viaje puede resultar en una reducción de la capacidad como del 30 por ciento, comparada con una zona donde el hombro o la zona despejada es de 1.8 m de ancho. Por otra parte, significativos recursos ambientales, escénicos o históricos pueden resultar adversamente afectados por un hombro ensanchado.

Otra consideración es el acomodamiento de los peatones y vehículos no motorizados. En muchas partes del país los hombros proveen una calzada separada para peatones, ciclistas, y otros (cuando no se proveen veredas). Las desventajas pueden ser que a menudo son menos seguras

que las pavimentadas, y fuerzan a los peatones y ciclistas a compartir el camino con los motoristas, si no se provee otra vía separada. Los hombros representan un elemento importante en los sistemas de drenaje al desviar el derrame superficial desde los carriles de viaje hasta los sistemas de drenaje. Para acomodar el drenaje de la plataforma a través de las zonas de hombros se usan varios tratamientos. En las zonas rurales y suburbanas, la técnica más común permite cruzar el drenaje superficial a través la banquina e ir directamente hacia las zanjas de drenaje que corren paralelas al borde de la plataforma. Además de las dimensiones de las hombros, los proyectistas tienen que elegir los materiales. Los hombros pueden revestirse en anchos parciales o totales.

Algunos de los materiales comúnmente usados incluyen grava, conchillas, piedra partida, aditivos minerales o químicos, tratamientos bituminosos superficiales, y varias formas de pavimentos asfálticos o de hormigón. En varios Estados, particularmente en los países del Norte y Europa donde los climas son fríos donde la remoción de la nieve no es un tema, se proveen superficies de pasto o césped sobre terraplenes de suelo compactada. Las ventajas de las banquetas de pasto son que proveen un sistema de detención natural del agua de lluvia y son estéticamente placenteras.

Cordones.

Usados primariamente en ambientes urbanos y semiurbanos, los cordones pueden servir alguna o todas las funciones siguientes:

- Control de drenaje
- Delineación de los bordes de la plataforma
- Reducción de zona-de-camino
- Estética
- Delineación de sendas peatonales
- Reducción de operaciones de mantenimiento
- Ayuda en el desarrollo de los costados del camino.

Básicamente hay dos tipos de cordones: barrera y montable.

La flexibilidad en el uso de cualquier tipo es una práctica herramienta para del proyectista vial al definir la sección transversal de un proyecto de mejoramiento. Sin embargo, no se recomiendan los cordones tipo barrera para proyectos con velocidades de diseño arriba de los 65 km/h. Pueden construirse de una variedad de materiales, incluyendo hormigón, asfalto, y piedra partida. La Figura 6.3 ilustra una variedad de los cordones barrera y montable comúnmente usados.

Pendiente transversal.

Para evacuar la lluvia de la calzada es necesario que esta tenga inclinación transversal. En carreteras con calzada única y doble sentido de circulación, lo normal es que haya una arista en el eje, y dos planos inclinados hacia los bordes (bombeo): la sección transversal se representa por dos rectas que se cortan en el centro de la calzada. En carreteras con calzadas separadas, se puede emplear una disposición como la anterior en cada una de las calzadas; pero es mas frecuente que cada una de ellas tenga una sola pendiente, con el punto alto en el borde contiguo a la mediana. Para conseguir el desagüe aceptable, es preciso que la pendiente transversal sea superior al 1%. En pavimentos muy bien ejecutados, este valor podría ser suficiente; pero es preferible utilizar una pendiente del orden del 2%. En pavimentos con mayores irregularidades, se necesitaran mayores pendientes, hasta un 4%; por encima de este limite, la suspensión de los vehículos no los absorbe, y hace falta un cierto esfuerzo en la dirección para contrarrestar la tendencia a salirse de la calzada. Además, donde hay un bombeo se forma un ángulo en el centro de la calzada que, si es excesivo, puede hacerse muy brusco el paso de un carril a otro en adelantamiento. Por todo ello, con pavimentos de calidad como los de mezcla bituminosa u hormigón, se utilizan pendientes transversales del 2% en recta. Para firmes granulares con tratamientos superficiales mediante riegos de gravilla, el valor de la pendiente transversal esta comprendido entre el 2 y el 4 por ciento.

Transición del peralte.

La transición de la pendiente transversal de la calzada, entre la recta y la curva circular, se hace girando la sección transversal, en todo o en parte, alrededor del punto del eje longitudinal. El peralte suele seguir una ley lineal, generalmente a lo largo de la curva de transición. Una elevación del borde exterior de la curva contribuye a destacar al presencia de esta, pero puede resultar antiestética, por el contrario, una depresión del borde interior puede crear un punto bajo, cuyo desagüe hay que prever. Debido a estas consideraciones, en las curvas a veces se cambia el punto de la sección transversal que define el trazado en alzado. En todo caso, hay que desvanecer el bombeo (o la inclinación transversal en recta, de sentido contrario al del peralte) dentro de la propia alineación recta.

Carriles adicionales, auxiliares y especiales.

En ciertos tramos se añaden carriles a la calzada para fines específicos.

- ✦ En rampas largas e inclinadas, se pueden disponer carriles adicionales.
- ✦ En nudos se emplean carriles auxiliares para que los vehículos puedan modificar su velocidad, fuera de la calzada principal: esta situación se presenta típicamente en las entradas y salidas de autopistas y autovías. Donde los vehículos deben detenerse (por ejemplo, para esperar un hueco en el tráfico opuesto y girar a la izquierda) pueda ser necesario disponer un *carril de espera*.

También se disponen carriles auxiliares:

- Para equilibrar el número de carriles y mantener la continuidad de los de paso al pasar por un enlace.
- Para mejorar el acceso a una glorieta.
- Para mejorar localmente la fluidez de una intersección semaforizada.

- ✦ En zona urbana, se suele destinar un carril en el borde derecho de la calzada para el estacionamiento de vehículos, generalmente en línea. Su anchura depende del tipo de vehículo que vaya a estacionarse; los pesados necesitan, al menos 2.5 mt. Mientras que bastara con 1.8 mt. Si solo son vehículos.
- ✦ También en zona urbana, en calzada de varios carriles por sentido, es frecuente reservar el carril exterior al transporte público, señalizándolo. Su anchura normalmente de 3.0 mt. En consonancia con su carácter urbano.

Drenaje superficial.

Cunetas

Una cuneta es una zanja longitudinal, exterior al hombre, y en su caso la berma. Su rasante es paralela a la de carretera, salvo que se ciña más al terreno, o se aumente su inclinación para mejorar la capacidad de desagüe. Su diseño debe tener en cuenta los siguientes criterios:

- ✦ Salvo que consideraciones económicas o el espacio disponible lo impidan, hay que dar prioridad a la seguridad de los vehículos que se pueden salir de la plataforma y llegar a la cuneta, la inclinación de los cajeros de las cunetas triangulares y trapezoidales.
- ✦ Las dimensiones y pendiente longitudinal de la cuneta deben asegurar que, al paso del caudal que corresponda al periodo de retorno adoptado
- ✦ El nivel de la lamina libre no rebasa al de la plataforma, salvo en carreteras de muy baja intensidad de circulación, en las que se puede admitir una elevación de hasta 30cm. Valorando la interrupcion de la circulación por esta causa.
- ✦ La velocidad del agua no causa erosiones ni aterramientos.
- ✦ Donde se tema que filtraciones procedentes de la cuneta puedan perjudicar al firme, el nivel de la lámina libre no debe rebasar el de la explanada, excepto donde se disponga un drenaje profundo.

Taludes.

En un terraplén, la gravedad del accidente de un vehículo que rebase su arista depende de la pendiente del talud. Si este es muy escarpado (pendiente superior a 1/2). El vehículo perderá el contacto con el suelo y sufrirá un impacto al pie de talud, cuya fuerza dependerá de la altura de este. Con inclinaciones menores, el vehículo descenderá por el talud; pero si la pendiente es superior a 1/3 o 1/4 volcara casi con seguridad. Por ello, desde el punto de vista de la seguridad, conviene que los taludes tengan una inclinación menor de 1/3.

3.3 Hidrología y drenaje.

3.3.1 Objetivos.

El drenaje en una carretera busca eliminar el exceso de agua superficial sobre la franja del camino, restituir la red de drenaje natural, la cual puede verse afectada por el trazado y evitar que el agua subterránea pueda comprometer la estabilidad de la base, de los terraplenes o cortes del camino. Para cumplir estos fines se requiere:

- Estimar la magnitud y frecuencia del escurrimiento producido por las tormentas.
- Conocer el drenaje superficial natural del terreno y restituir aquellos drenajes interceptados por el camino.
- Determinar las características del flujo de agua subterránea, y
- Estudiar el efecto que la carretera tiene sobre los canales y cursos de agua existentes, cuyo trazado deba ser modificado.

3.3.2 Hidrología.

3.3.2.1 Factores que determinan el escurrimiento.

Es importante tener conocimiento acerca de los factores que determinan el escurrimiento, a fin de estar conscientes de las limitaciones de los procedimientos para estimar el caudal. El tamaño de la cuenca es uno de los factores que definen el comportamiento de esta, el escurrimiento proveniente de una cuenca pequeña depende de las condiciones del terreno y vegetación de la cuenca, en cambio, en una cuenca grande, el efecto de atenuación y almacenamiento en la red hidrográfica juega un rol significativo. Desde el punto de vista práctico las cuencas de tamaño importante están controladas por estaciones de medida de caudal, mientras en las pequeñas es necesario recurrir a métodos aproximados para la estimación de escurrimientos. El escurrimiento de una cuenca es el resultado de dos grupos de factores: aquellos que dependen del clima y aquellos que representan la fisiografía de la cuenca.

Los factores climatológicos incluyen los efectos de la lluvia, nieve y evapotranspiración. En la precipitación en forma de lluvia, es necesario considerar la intensidad, magnitud, duración, distribución en el tiempo, distribución espacial y probabilidad de ocurrencia de la tormenta. En la evapotranspiración influyen factores climatológicos (temperatura, humedad, radiación solar, viento), estado de crecimiento de los cultivos y tipos de vegetación. Entre los factores fisiográficos de la cuenca se distinguen aquellos que son características de la cuenca y los que representan el sistema hidrográfico. La cuenca influye en el escurrimiento a través de su geometría (tamaño, forma, pendiente, densidad de drenaje, distribución de alturas) y a través de factores físicos, tales como, uso del suelo, condiciones de infiltración, tipo de suelo, características geológicas, presencia de lagos, etc. Las principales características del sistema hidrográfico que determinan el escurrimiento son su capacidad de conducción (sección, forma, pendiente, rugosidad) y su capacidad de almacenamiento.

Todos estos elementos varían en espacio y tiempo, es difícil contar con relaciones simples que permitan estimar el escurrimiento con precisión si solo se consideran algunos de los factores más importantes. Por tanto, es conveniente emplear varios procedimientos de estimación, a fin de tomar las decisiones adecuadas.

3.3.2.2 Estimaciones de caudales.

Las obras de drenaje en una carretera abarcan desde pequeñas alcantarillas y cunetas longitudinales hasta obras de drenaje y puentes de gran costo. Cada una de estas obras requiere de algún tipo de análisis hidrológico cuya extensión y alcance dependerá de la importancia de la obra. Algunos de los procedimientos empleados en la estimación de caudales se presentan a continuación.

Análisis de observaciones directas en el punto de interés.

Las observaciones y registros de terreno pueden ser: mediciones de caudal en una estación pluviométrica medidas de marcas de agua de crecidas importantes, geometría, pendiente y estimación de rugosidad de los cursos de agua; y análisis del comportamiento de obras existentes. Una vez se cuenta con registros de agua de crecidas, se construyen curvas de frecuencia de crecidas; lo cual se puede abordar por medio de un ajuste gráfico de los puntos observados. La información que se usa para este análisis de frecuencia esta constituida por la crecida máxima diaria observada en cada uno de los años de registro. Denominándose a la muestra en este caso, serie anual. Para utilizar este análisis de frecuencia es deseable contar con un mínimo de 20 años de registros. En situaciones de registros más cortos se recurre al uso de las llamadas series parciales, las cuales se forman seleccionando todas las crecidas mayores que un cierto límite fijado arbitrariamente. Los resultados utilizando series anuales o parciales son prácticamente coincidentes para periodos de retorno superiores a 10 años.

Ajuste gráfico. El método de obtención de la curva de frecuencia de crecidas mediante un ajuste gráfico es un procedimiento sencillo. El procedimiento consiste en ordenar los datos de las crecidas seleccionadas en orden decreciente en magnitud y asociar a cada crecida un periodo de retorno. Luego se grafican los valores de las crecidas versus periodos de retorno calculados, en un gráfico de probabilidades.

Análisis regional de crecidas.

A menudo la información registrada es escasa, de forma que no es posible aplicar el procedimiento de análisis de frecuencia descrito. En estos casos, combinando estadísticamente información registrada en varias estaciones es posible obtener una curva de frecuencia de crecidas que sea aplicable en toda una región. Así se logra determinar la magnitud de la crecida asociada a un período de retorno dado para un lugar sin registros. Este Procedimiento, permite disminuir los errores de muestreo que pueden ocurrir en los registros individuales, dar a la información un alcance regional y realizar estudios de frecuencia en lugares sin observaciones.

Hidrogramas unitarios sintéticos.

Otros procedimientos para estimar los caudales máximos, suponiendo conocida una lluvia efectiva de diseño son los basados en el hidrograma unitario, los cuales son aplicables a cuencas con superficies menores de 5.000 km² y con escurrimientos permanentes. El hidrograma unitario de una cuenca, se define como el hidrograma resultante de una lluvia efectiva unitaria (1 cm), de intensidad constante, distribución espacial homogénea y de una duración determinada. Puede obtenerse analizando los registros de crecidas del lugar y siguiendo los procedimientos usuales descritos en los textos de hidrología. Sin embargo, ante la ausencia de registros fluviométricos, pueden determinarse las características del hidrograma unitario, estableciendo una analogía con otras zonas con registros. Así se han derivado expresiones empíricas para estimar el hidrograma unitario en función de la geometría y topografía de la cuenca.

Método Racional.

Metodología.

Este método es utilizable en cuencas pequeñas, generalmente, menores de 1.000 hás., aún cuando se ha utilizado con éxito en áreas de hasta 3.000hás. El caudal máximo para un determinado período de retorno se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{ciA}{3.6}$$

Donde:

Q = caudal en m³/seg.

C = coeficiente de escurrimiento de la cuenca.

A = área aportante en km².

i = intensidad de la lluvia de diseño en mm/hr.

La intensidad de la lluvia de diseño corresponde a la de duración igual al tiempo de concentración del área y de frecuencia o período de retorno seleccionado como adecuado para la obra en cuestión. El tiempo de concentración puede estimarse por formulas empíricas aproximadas las cuales se proporcionan en libros de hidrología y se adoptada una frecuencia o período de retorno de diseño de la obra. Por medio de estos valores se puede obtener la intensidad de la lluvia de diseño de la familia de curvas intensidad-duración-frecuencia aplicable en la zona en estudio. Las curvas intensidad-duración-frecuencia de precipitaciones son familias de curvas que en abscisas llevan la duración de la lluvia, en ordenadas la intensidad y en forma paramétrica el periodo de retorno. Son el resultado de un análisis probabilístico de las lluvias máximas anuales de diferentes duraciones. Los coeficientes de escurrimiento dependen de las características del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración, etc. Y se necesita un criterio técnico adecuado y experiencia para seleccionar un valor representativo.

El método racional se ha utilizado ampliamente para la determinación de caudales de diseño en carreteras, debido a su simplicidad y lógica. El método supone que el coeficiente de escurrimiento se mantiene constante para distintas tormentas, lo cual es estrictamente válido solo para áreas impermeables. Se asume que el periodo de retorno de la lluvia de diseño es igual al del caudal máximo. En general, se piensa que la situación más crítica para el diseño es aquella en que la duración de la lluvia coincide con el tiempo de concentración. Esta restricción puede obviarse buscando la combinación de lluvias y áreas aportantes que den el mayor producto.

3.3.3 Drenaje de la plataforma.

3.3.3.1 Objetivos y alcances del drenaje superficial.

En este contenido se incluyen los distintos tipos de obras necesarias para recoger y eliminar las aguas que se acumulan en la plataforma de la carretera, las que pueden provenir de: aguas lluvias que caen directamente sobre la franja de expropiación de la carretera, aguas superficiales que provienen de áreas vecinas fuera de la franja de expropiación (sin incluir agua de canales), que no son interceptadas y llegan al camino; aguas superficiales que llegan a la carretera en los cruces de caminos. El objetivo en el diseño de obras de drenaje de la plataforma es mantener los carriles de tránsito libres de inundación para la frecuencia de la precipitación de diseño.

3.3.3.2 Cunetas, canales longitudinales y bajadas de agua.

Cunetas prefabricadas.

Las cunetas y demás obras de drenaje de la plataforma se proyectarán para satisfacer las finalidades señaladas en el párrafo referente al objetivo y alcance que persigue el drenaje de la plataforma.

Canales longitudinales.

Los canales longitudinales serán de distinto tipo según su ubicación: Canales Interceptores o Contrafosos (llamados también "de coronación"). Estos pueden ser:

Canales interceptores en cortes. Si las aguas recogidas por los taludes de cortes que viertan hacia el camino dan lugar a la erosión o a deslizamiento de los mismos se proyectará un

contrafoso o zanja protectora sobre la coronación del corte para recoger las aguas que bajan por las pendientes naturales y conducir las hacia la quebrada o descarga mas próxima del sistema general de drenaje.

Canales interceptores en terraplenes. Si es de temer la erosión de los terraplenes al caer por sus taludes las aguas superficiales procedentes de calzadas y bermas, debe proyectarse una cuneta formada por la berma revestida y una solera para conducir las aguas superficiales hasta los puntos de desagüe.

- Cunetas Laterales. Son cunetas triangulares que se utilizan en los bordes exteriores de la calzada para recoger el agua superficial procedente de la misma y de las áreas tributarias adyacentes, pueden ser revestidas o sin revestir.

Bajadas de agua. Su finalidad es proteger contra la erosión los taludes de terraplenes y cortes, transfiriendo a cauces ubicados al pie de estos taludes las aguas recogidas por canales laterales e interceptores. Los tipos mas aceptados de bajadas de agua son:

- Bajadas de tubo. Las tuberías metálicas pueden adaptarse a cualquier pendiente. Se emplearán las bajadas de tubos en taludes con declives de razón $(H/V) \geq 4/1$. El diámetro del tubo se determinará en base a la magnitud del caudal.
- Bajadas de Agua en Canaleta. Se emplean conductos de metal corrugado de sección transversal rectangular provista también de un embudo de entrada. Estos se adaptan mejor en taludes con declives de razón 2:1 o menores.
- Vertederos. Estos podrán ser proyectados con carácter permanente o provisorio. Los vertederos permanentes pavimentados solo deben usarse en faldeos con declive de razón 4: 1 o menores.

Los vertederos provisionales se utilizan en terraplenes o cortes de construcción reciente practicados en suelos frágiles con declives de 6:1 o menores, están destinados a preservar dichos taludes de la erosión. Consiste en un revestimiento superficial del talud por el que escurren las aguas; revestimiento que puede estar constituido por una capa de concreto asfáltico de un espesor no mayor de 4 cm.

3.3.3.3 Canales.

Un canal es un conducto en que el agua escurre o fluye con una Superficie libre sobre la cual la presión es igual a la presión atmosférica y en los cuales el flujo se origina debido a la pendiente longitudinal del canal. En consecuencia, el término incluye el escurrimiento en ríos, esteros, canales, acequias y también, en tubos y túneles que escurren parcialmente llenos.

Clasificación de los canales.

Por su origen.

- Canales naturales: incluyen todos los cauces de agua que existen naturalmente sobre la tierra variando en tamaño desde pequeños arroyos y ríos hasta esteros.
- Canales artificiales: Son aquellos construidos o desarrollados por esfuerzo humano tales como: canales de riego, canales de navegación, alcantarillas, cunetas, etc.

Por su sección transversal y pendiente longitudinal.

- Canales prismáticos: Son los canales construidos con una pendiente uniforme y sección transversal constante.
- Canales no prismáticos: Son los canales de sección transversal y pendiente variable.

Por la geometría de la sección transversal.

- Canales triangulares, canales rectangulares, canales trapezoidales, semicirculares, circulares.

3.4 Intersecciones.

Las intersecciones son zonas comunes a dos o más carreteras que se cruzan al mismo nivel y en las que se incluyen las calzadas que pueden utilizar los vehículos para el desarrollo de todos los movimientos posibles. Las intersecciones son elementos de discontinuidad en cualquier red vial, por lo que representan situaciones críticas que hay que tratar específicamente, ya que las maniobras de convergencia, divergencia o cruce no son usuales en la mayor parte de los recorridos. Tanto en las intersecciones como en las vías, pero con mayor razón en las intersecciones, se trata de obtener condiciones óptimas de seguridad y capacidad, dentro de posibilidades físicas y económicas limitadas.

3.4.1 Elementos por considerar.

3.4.1.1 Datos funcionales.

Se refieren al tipo de vías que confluyen en la intersección, clasificación, tipo de control de accesos, velocidad, preferencia de paso, y todas aquellas características de funcionalidad que estén contempladas en el planeamiento en desarrollo que puedan afectar la intersección.

3.4.1.2 Datos físicos.

Se refieren a la topografía, así como a las restricciones existentes para extender la superficie, tales como usos del suelo, características geológicas y geotécnicas, edificaciones, plantaciones, instalaciones, servicios, tipo de drenaje, etc. Lo recomendable es poder contar con planos detallados y en escalas 1:500, en zonas rurales, y 1:200, en zonas urbanas.

3.4.1.3 Datos de tránsito.

Incluyen los volúmenes de tránsito, su composición y su evolución a lo largo del día, análisis de cada movimiento en las horas pico para determinar la capacidad en el correspondiente ramal, vehículo tipo para el que se proyecta la intersección, velocidad en los accesos. En las zonas urbanas y suburbanas se deben tener en cuenta el flujo peatonal y los paraderos del sistema de transporte público con su correspondiente información (frecuencia, tiempo de parada, condiciones actuales, posibles modificaciones, etc.).

3.4.1.4 Movimientos peatonales.

3.4.1.5 Accidentes.

Este factor es muy importante para estudiar la remodelación de una intersección en vías existentes.

3.4.1.6 Relación con otras intersecciones.

Es importante que las diversas intersecciones en una vía obedezcan a cierta uniformidad en su tratamiento, para no desorientar al conductor.

3.4.2 Bases del diseño de intersecciones.

De acuerdo a lo establecido en el libro de la AASHTO, el principal objetivo del diseño de una intersección tiene que ver con la reducción de conflictos potenciales entre los vehículos

automotores, camiones, bicicletas, y vías, en tanto se facilita la conveniencia de que la gente cruce la intersección con facilidad y comodidad. El diseño de una intersección puede variar ampliamente en términos de tamaño, forma, número de carriles de viaje y de giro. Básicamente, hay tres tipos de intersecciones a nivel, determinados por el número de ramas que se interceptan, topografía, esquemas de tránsito y el tipo de operación deseado. Cada camino que se irradia desde una intersección es llamado *rama*. La mayoría de las intersecciones tiene cuatro ramas, número que por razones de seguridad y operación generalmente se acepta como el máximo recomendado.

Hay tres tipos básicos de intersecciones:

- Intersección *T* (tres ramas de acceso) que pueden ser canalizadas o no.
- Intersección de cuatro ramas con y sin canalización.
- Intersección multirramas (cinco o más ramas de acceso).

Las intersecciones pueden ser canalizadas o no, La intersección sin canalizar es el tipo más común de intersección en carreteras y no requiere un tratamiento especial. Mientras una intersección canalizada es aquella en la que los movimientos de los vehículos se localizan por vías definidas mediante isletas, dibujadas o materializadas. En general, una intersección canalizada se localiza en el cruce de las carreteras principales, o cuando hay altos volúmenes de tránsito, incluidos los giros a la izquierda, en los que una intersección no canalizada no garantiza seguridad ni es suficiente. En cada proyecto se deben tener en cuenta una serie de principios básicos, o criterios para la canalización, así:

- Preferencia de los movimientos principales. Deben tener preferencia los movimientos principales sobre los secundarios. Esto implica limitar los movimientos secundarios con señales adecuadas, reducir el ancho de la vía o eliminar movimientos poco importantes.
- Reducción de las áreas de conflicto. Las grandes superficies pavimentadas incitan a los vehículos y a los peatones a realizar movimientos desordenados, con aumento de la accidentalidad y disminución de la capacidad de la intersección. Esas grandes áreas son características de las intersecciones oblicuas y hacen que éstas sean poco recomendables.

- ✦ Perpendicularidad de las trayectorias cuando se cortan. Las intersecciones en ángulo recto son las que presentan un mínimo de áreas de conflicto, disminuyen la gravedad de los choques y facilitan las maniobras, dado 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 60° y 120°.
- ✦ Paralelismo de las trayectorias cuando convergen o divergen. Para el efecto los alineamientos se deben hacer con ángulos del orden de 10° a 15°, siempre evitando la reducción de velocidad en la vía principal e intercalando vías de aceleración y de desaceleración.
- ✦ Separación de puntos de conflicto. Con una canalización adecuada se separan los puntos de conflicto y el conductor no necesita atender simultáneamente a varios vehículos.
- ✦ Separación de los movimientos. Cuando el volumen horario de diseño (VHD) es importante, 25 vehículos por hora, en intersecciones rurales, es conveniente dotarlas de una vía propia de sentido único, completándola con un carril de aceleración o desaceleración, si fuere necesario. Las islas que se dispongan con este objeto pueden llegar a ser imprescindibles para la colocación de señales.
- ✦ Control de los puntos de giro. La canalización permite también evitar giros en puntos no convenientes, empleando isletas que los hagan imposibles o muy difíciles. Con isletas elevadas se obtiene mayor seguridad que si se emplean marcas en el pavimento.
- ✦ Visibilidad. La velocidad de los vehículos que ingresan en la intersección debe limitarse en función de la visibilidad y tipo de regulación de paso, llegando incluso a la parada.
- ✦ Funcionalidad y sencillez en el diseño. El proyecto debe ser claro y simple para que, una vez implantado, el conductor no dude al decidir efectuar una maniobra. El proyecto debe ser sencillo, en forma tal que sea fácilmente entendido por los automovilistas y se pueda analizar fácilmente.

A manera de ilustración se presentan algunos casos de intersecciones canalizadas:

- ✦ Intersección tipo T. Se muestra en la 3.4.2 a, es una solución muy simple para un empalme de una carretera secundaria, con una principal. Las trayectorias se cortan en ángulos prácticamente rectos, se mejoran las condiciones de visibilidad y se facilita el paso de peatones. En general, las intersecciones tipo T, siendo de tres ramales, presentan entre éstos ángulos de 60°.
- ✦ Si la solución exige ensanchamiento de la calzada, éste debe hacerse siempre que sea posible hacia ambos lados, con el fin de obtener transiciones más cortas y un trazado más agradable.
- ✦ Intersección tipo Y. Es aquella que siendo de tres ramales, presenta entre dos de ellos un ángulo inferior a 60°. En la figura 3.4.2 b, se indican dos soluciones sencillas para el empalme de una carretera secundaria con una principal.
- ✦ Intersección tipo Cruz. La 3.4.2 c, muestra una solución de empalme de una carretera secundaria con una principal. Si el tránsito de la secundaria es pequeño, se tiene una canalización simple. Si el intercambio de tránsito entre ambas carreteras es relevante, cabe la solución con carriles de aceleración y desaceleración.

Figura 3.4.2 a. INTERSECCIONES TIPO “T”.

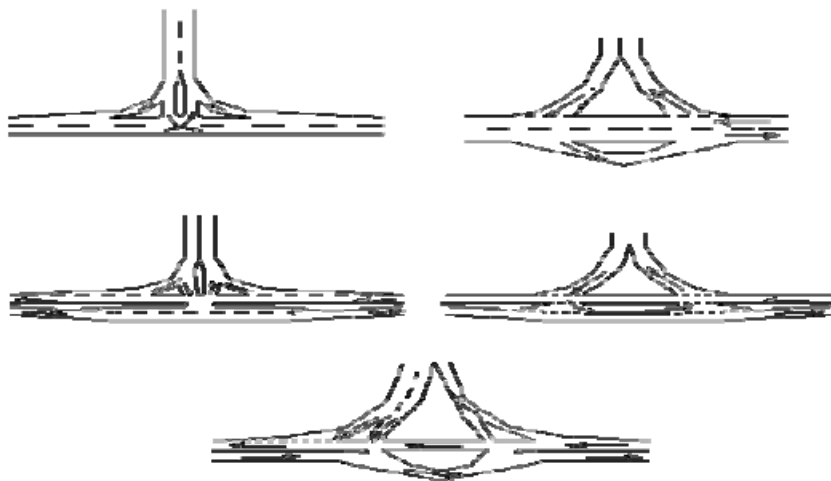


Figura 3.4.2 b. INTERSECCIONES TIPO “Y”.

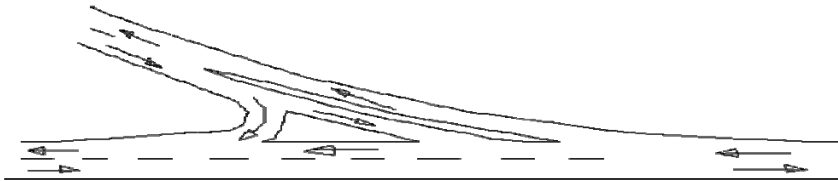
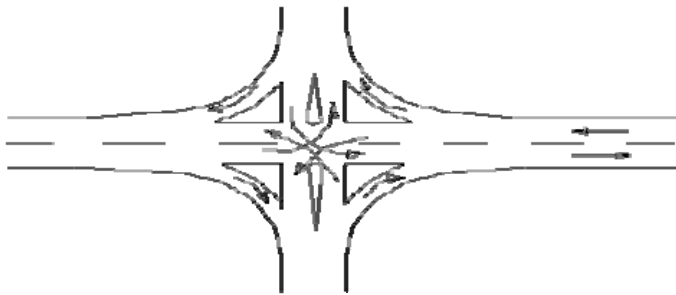


Figura 3.4.2 c. INTERSECCIONES TIPO CRUZ.



3.4.3 Elementos de diseño.

Como en el caso de otros aspectos del proceso de diseño vial, para proveer calidad operacional y seguridad en las intersecciones los proyectistas pueden usar en combinación un amplio rango de elementos de diseño, que incluyen:

- ✦ Isletas de tránsito para separar los movimientos conflictivos de los vehículos.
- ✦ Clausuras o realineamientos de calles para simplificar el número y orientación de los movimientos de tránsito en una intersección.

- ✦ Separación de carriles de giro a izquierda y derecha para aminorar la velocidad o detener a los vehículos en una intersección.
- ✦ Medianas e isletas canalizadoras para dar refugio, fuera de la calzada vehicular, a los peatones y ciclistas.

Las guías primarias de diseño para las intersecciones se presentan a manera de resumen de la manera siguiente:

3.4.3.1 Orientaciones Básicas para el Alineamiento y el Perfil Longitudinal.

Como regla general, el alineamiento de una intersección a nivel debe ser en tangente y las pendientes tan suaves como ello sea posible. Aunque las condiciones del terreno son las que dictan la última palabra, es bajo esas condiciones ideales que los conflictos entre vehículos, peatones y ciclistas se reducen, pues al usuario se le da tiempo para percibir, discernir y realizar las maniobras necesarias para pasar por la intersección, ocasionando un mínimo de interferencias. Las distancias de visibilidad, por otra parte, deben ser iguales o mayores que los mínimos recomendados para determinadas condiciones. Por consideraciones de economía en los costos y seguridad en las operaciones, las carreteras deben interceptarse en ángulo recto o lo más cercano a dicho ángulo (hasta un ángulo de 75 grados se considera generalmente deseable, un ángulo de 60 grados puede ser una variación máxima permisible). Las intersecciones en ángulos agudos, requieren amplias áreas para las maniobras de giro, o sea que incrementan las áreas de exposición a los peligros, y tienden a limitar la visibilidad, sobre todo de los conductores de vehículos pesados de carga.

La práctica de realinear las intersecciones en ángulo agudo a un ángulo recto o cercano a recto, tiene beneficios importantes para el diseño y su funcionamiento. La situación ideal se presenta cuando el realineamiento permite que en el camino secundario se alcancen velocidades de operación iguales o equiparables a las de la carretera principal. Desde luego que la introducción de curvas cerradas para lograr estos propósitos debe evitarse a toda costa, pues el efecto resultante es que los vehículos tienden a modificar el recorrido invadiendo el carril contiguo y generando conflictos potenciales o incrementándolos, al mismo tiempo que se pierde la

efectividad de la señalización vertical y horizontal en la intersección por falta de tiempo para descubrirla y atender sus indicaciones. Las intersecciones en curvas agudas, por otra parte, deben evitarse en tanto sea posible, para evitar la reducción de las visibilidades y las complicaciones de la sobreelevación y de los ensanchamientos en curva.

Por lo que se refiere al perfil longitudinal, se insiste en conservar las distancias de visibilidad a lo largo de las dos carreteras y de la intersección misma, por lo que debe evitarse la combinación de gradientes que hacen difícil el control de los vehículos. En el diseño de la propia intersección, las pendientes deben ser suaves, como lo deben ser también en el espacio diseñado para el almacenamiento de los vehículos detenidos en carriles de almacenamiento. Las distancias calculadas para aceleración y parada de automóviles en pendientes de tres por ciento o menos, difieren muy poco de las distancias a nivel. Pendientes mayores de tres por ciento requieren ajustes en los factores de diseño para producir condiciones equiparables a la situación a nivel. Pero en todo caso, las pendientes en las intersecciones no deben exceder el 6 por ciento de gradiente longitudinal.

3.4.3.2 Medianas.

Las medianas, ya sean elevadas o pintadas, proveen una separación física entre los flujos de tránsito opuestos. También proveen una zona de refugio a los peatones para esperar en los lugares de cruce. Las medianas son una forma estándar de canalización en los caminos rurales y en intersecciones de calles urbanas con cuatro o más carriles.

Hay dos funciones principales de las medianas específicamente ubicadas en las intersecciones:

- ✦ Separar flujos de tránsito opuestos.
- ✦ Proveer almacenamiento a los vehículos que giran a la izquierda, en *U* y a los que cruzan, y proteger a los peatones.

Otra importante beneficio de una mediana en una zona urbana es que ofrece un lugar verde para los árboles y plantas de bajo crecimiento. Sin embargo, es necesaria una cuidadosa consideración para seleccionar la adecuada ubicación y tipo de plantas. Particularmente en las

medianas angostas, las plantas pueden crear problemas de mantenimiento, y los árboles causar obstrucciones visuales, si no se los ubica cuidadosamente. Los estudios de campo y los análisis de accidentes proveen hallazgos similares sobre los efectos operacionales y de seguridad del ancho de la mediana en las intersecciones. En las intersecciones rurales no semaforizadas, los accidentes y los comportamientos indeseables de conducción disminuyen en tanto el ancho de las medianas crece. En contraste, en las intersecciones suburbanas semaforizadas y no semaforizadas, los accidentes y el comportamiento indeseable de conducción crecen en tanto el ancho de mediana crece. En otras palabras, en las intersecciones rurales no semaforizadas, las medianas más anchas son preferibles a las angostas, a menos que se prevea semaforización o desarrollo suburbano.

En las intersecciones suburbanas, la mediana no debería ser más ancha que lo necesario para acomodar el tratamiento de giro izquierda en ella, necesario para servir los volúmenes de tránsito, actual y futuro.

3.4.3.3 Justificaciones y diseño del carril de giro izquierda.

Los carriles de giro izquierda proveen mayor seguridad y eficiencia en las intersecciones semaforizadas y no semaforizadas.

En las primeras, las justificaciones de carril de giro izquierda se basan en la magnitud de los movimientos de giro, experiencia de accidentes, y relaciones de capacidad general. Los valores de diseño para los abocinamientos de acceso a giro izquierda, de bahías de giro, y longitudes de carril de almacenamiento se basan en el carril de desaceleración, almacenamiento en el carril, o una combinación de ambos. En las intersecciones semaforizadas, la longitud de la bahía de almacenamiento requerida es función de la longitud del ciclo de semáforo.

Un ejemplo de mejoramiento simple de la seguridad es la adición de un carril pintado de giro izquierda en una intersección rural. Esta acción reduce los accidentes.

Los carriles de giro izquierda pueden mejorar la seguridad y la capacidad.

3.4.3.4 Justificaciones y diseño del carril de giro derecha.

En algunas intersecciones, en función de los volúmenes de giro derecha, historia de accidentes, velocidad y disponibilidad de zona de camino, los carriles de giro derecha pueden ser adecuados.

Como en los de giro izquierda, el abocinamiento y longitud de diseño se basan en la desaceleración, requerimientos de almacenamiento, o ambos.

3.4.3.5 Diseño del Radio de Esquina.

El diseño de un radio de esquina de intersección se basa en la selección de un razonable vehículo tipo para la ubicación específica. Los vehículos de diseño pueden variar desde grandes (combinaciones camión-remolque) a pequeños (autos privados). El diseño del radio de esquina para los vehículos grandes requiere intersecciones más abiertas y mayor costo, y tales intersecciones son más difíciles de marcar, semaforizar y operar. Además, a mayor dimensión del radio, mayor distancia a través de la intersección desde un lado al otro de la calle. Esto puede dificultar más el cruce de los peatones, particularmente gente mayor o con dificultades de movilidad. Inversamente, el diseñar el radio de esquina para los vehículos pequeños puede crear problemas operacionales si un número significativo de vehículos más grandes tuviera que usar la intersección. La Tabla 3.4.3.5 presenta algunas guías generales para ayudar en la selección del adecuado vehículo de diseño para varios tramos de carretera.

Tabla 3.4.3.5 a. Guías para la selección de los vehículos de diseño en las intersecciones.

Tipo de Carretera	Vehículo de Diseño
Carreteras rurales.	
Arterias primarias	WB – 15
Arterias secundarias	WB – 15 o W – 12
Colectores	SU – 30

Locales	SU – 30
Calles urbanas	
Terminal rama autopista	WB – 15
Artérias primarias	WB - 15 o WB - 12
Artérias secundarias	WB – 15 o WB – 12
Colectores	B – 12 o SU – 9
Calles residenciales/locales	SU – 9 o P

Fuente: Intersection Channelization Design Guide, 1985.

Nota: WB15 = combinación semirremolque grande; WB12 = semirremolque intermedio;

SU9 = camión simple; B12 = ómnibus simple; P=vehículo de pasajeros.

El radio verdadero o diseño de cordón de giro pueden determinarse en una de cuatro formas. Los diseños de radio circular simple son los más comúnmente encontrados en calles colectoras y locales de baja velocidad, y en zonas de centros urbanos. Las metodologías de diseño alternativas incluyen el uso de curvas compuestas simétricas de tres-centros, curvas compuestas asimétricas de tres-centros, o curvas de radio simple con abocinamientos. Estos diseños se ajustan mejor a las trayectorias de los vehículos que giran, de allí la provisión de operaciones más eficientes. La Tabla 3.4.3.5 b, ilustra algunas de las características operacionales asociadas con un rango de dimensiones de radios de esquina de intersección para curvas de radio simple. Esta puede usarse como una guía para determinar el radio de diseño adecuado.

Tabla 3.4.3.5 b. Características de operación de los radios de esquina de intersecciones

Radio de esquina	Características operacionales
< 1.5	No adecuado ni para vehículos de diseño P.
3	Giro de velocidad lenta para vehículos P.
	Giro de velocidad lenta para vehículos SU con invasión menor de carril.
12	Giro de velocidad moderada para vehículos P.
	Giro de velocidad baja para vehículos SU con invasión menor de carril.
15	Giros de velocidad moderada para todos los vehículos hasta WB – 15.

3.4.3.6 Isletas de tránsito.

Las isletas de tránsito o canalizadoras son una de las herramientas más importantes del diseño de intersecciones. Pueden ser pintadas directamente en la superficie del pavimento, o elevadas. Las canalizadoras pintadas o al ras pueden usarse en carreteras de alta velocidad para delinear los carriles de giro, en ubicaciones constreñidas, o donde nieva. Las isletas elevadas con adecuados canales o ramas con cordones, destinadas a acomodar a los usuarios de sillas de ruedas u otros dispositivos relacionados, deberían usarse donde la función primaria de la isleta sea proteger a los peatones, ubicar dispositivos de control de tránsito o prohibir indeseables movimientos de tránsito. Hay dos tipos básicos de isletas de esquina que separan los vehículos que giran a la derecha y las isletas de mediana o divisorias que separan los flujos de tránsito opuestos en un acceso a intersección. Aunque en general las isletas proveen un refugio seguro a los peatones, en particular las isletas de esquina que separan a los vehículos que giran a la derecha pueden dificultar el cruce de peatones, ya que tienden a ensanchar la distancia de cruce. También, si no

están claramente diseñadas, pueden dificultar a los peatones maniobrar a través de la intersección, ver a los vehículos que vienen para girar a la derecha, y saber dónde cruzar.

3.4.3.7 Dispositivos de control de tránsito.

Los dispositivos de control de tránsito se instalan para diseñar el derecho-de-paso en las intersecciones y proveer el movimiento más seguro y eficiente de todo el tránsito, incluyendo peatones y ciclistas. Para determinar el adecuado control de intersección deben cumplirse las normas establecidas en la última edición del manual publicado por la FHWA.

3.4.3.8 Nuevos conceptos de diseño de intersecciones.

En los años recientes se desarrolló un nuevo concepto de diseño de intersecciones para proveer opciones a las tradicionales *T*, de cuatro ramas y multiramas. Este concepto de diseño es llamado *rotonda*. Crecientemente las rotondas modernas se reconocen como diseños alternativos de los tradicionales semáforos. Mejoran la seguridad y eficiencia de vehículos automotores, peatones y ciclistas. La rotonda moderna se diseña para aminorar la velocidad del tránsito que entra y permitir a todo el tránsito fluir libre y seguramente a través del empalme. Los vehículos que entran deben ceder el derecho de paso a los vehículos ya en el anillo. Una deflexión en la entrada fuerza a los vehículos a aminorar la velocidad. No se usan semáforos, y los peatones cruzan las calles en cruces marcados.

Fig 3.4.3.8.1 Las rotondas modernas pueden reducir las demoras y aumentar la seguridad.



Todos los vehículos son forzados a aminorar la velocidad y prestar atención cuando entran en una rotonda moderna.

Capacidad de una intersección rotatoria.

Las rotondas se componen de tramos de entrecruzamiento y por lo tanto el análisis de capacidad debe hacerse haciendo uso de conceptos que involucren a estos tramos. La capacidad de los tramos de entrecruzamiento de una rotonda se estudia para condiciones de movimiento continuo de vehículos como es el caso de una intersección sin semáforo. La capacidad de una intersección sin semáforo supone que una de las vías que se cruzan tiene siempre prioridad sobre las demás y por consiguiente la capacidad de esta carretera principal debe calcularse como si no existiera intersección: es decir, como el caso de tránsito en condiciones ininterrumpidas. De acuerdo a lo anterior, si por el contrario las rotondas estuvieran controladas por semáforos, su funcionamiento sería semejante al de intersecciones canalizadas de cuatro o más ramales bajo el mismo control. Por consiguiente a igual capacidad de ambos tipos de intersecciones con semáforos, el diseño de una rotonda es poco práctico por ocupar más espacio.

Longitud del tramo de trenzado o entrecruzamiento.

Un tramo de trenzado se define como aquella zona que se entrecruzan distintas corrientes de tránsito que siguen un mismo sentido de circulación. Cuando situaciones de este tipo se presentan en intersecciones de carreteras, el diseño del tramo en cuestión depende fundamentalmente de la velocidad de circulación y de la intensidad del tránsito que lo utiliza. La longitud y ancho del tramo de trenzado determinan la facilidad de maniobra de los vehículos a través del mismo y consecuentemente su capacidad. El ancho del tramo de trenzado, expresado en número de carriles, se determina empleando la siguiente fórmula:

$$N = V_{w1} + KV_{w2} + V_{01} + V_{02} / VS;$$

Donde:

N: numero de carriles de todas las ramas de la zona de entrecruzamiento.

V_{01} y V_{02} : representan los volúmenes de tránsito directo (Veh/hora)

V_{w1} : volumen mayor de tránsito de trenzado (Veh/hora)

V_{w2} : volumen menor de tránsito de trenzado (Veh/hora)

K: es un factor de la influencia del entrecruzamiento, cuyo rango varia de 1.0 a 3.0.

VS: volumen de servicio correspondiente a la calidad de flujo deseado (tabla 3.4.3.8 a. 1)

Esta formula se puede simplificar haciendo:

$$V_{w1} + V_{w2} + V_{01} + V_{02} = V \text{ (volumen total de tránsito del tramo de trenzado).}$$

Con lo cual queda:

$$N = V + (K - 1) V_{w2} / VS$$

Al aplicar esta ecuación, el valor de Vs debe corregirse por ancho de carril y por el efecto de camiones y buses, para que se reflejen las condiciones prevalecientes. La longitud del tramo de trenzado obtenida de la lamina y el ancho obtenido por la formula son los valores mínimos que aseguran las condiciones de operación deseadas. Los volúmenes de servicio por carril, expresados en vehículos ligeros por hora, para diferentes calidades de flujo del tramo de trenzado, se indican en la tabla.

Tabla 3.4.3.8 a.1. Volúmenes de servicio máximo según calidad de flujo (Veh ligero/hora*carril)

Calidad de flujo	V.S.
I	2,000
II	1,900
III	1,800
IV	1,700
V	1,600

Relación entre la calidad de flujo en un tramo de trenzado y los niveles de servicio básicos para carreteras de tránsito ininterrumpido.

El tratamiento de los tramos de trenzado se ha hecho en base a diferentes grados de calidad de flujo. Esto es equivalente a lo que se denomina niveles de servicio en el tratamiento de capacidad de carreteras con tránsito ininterrumpido. Del mismo modo como se definen estos niveles de servicio también se definen los grados de calidad de flujo y además existe una relación entre aquellos y estos. Esto es importante porque normalmente los tramos de trenzado corresponden a sectores de carreteras. En la tabla se muestra la relación entre calidad de flujo de tramo de trenzado y niveles de servicio.

Tabla 3.4.3.8 a.2. Relaciones entre los niveles de servicio en el camino y la calidad del flujo en tramos de trenzado.

CALIDAD DE FLUJO (a)				
Nivel de servicio	Autopistas y carreteras de carriles múltiples		En caminos de	En arterias urbanas y
	En la carretera	En los entronques	Dos carriles	suburbanas
A	I - II	II - III	II	III - IV
B	II	III	II - III	III - IV
C	II - III	III - IV	III	IV
D	III - IV	IV	IV	IV
E	IV - V	V	V	V
F	No satisfactorio			

Elementos de diseño en rotondas.

Velocidad de diseño de las rotondas.

En una rotonda los vehículos deben operar a velocidad uniforme para efectuar los entrecruzamientos desde los distintos accesos, sin conflictos serios. La velocidad de diseño de una rotonda debe seleccionarse previamente y empalmar todos los elementos del trazado uniformemente a dicha velocidad; esto no debe diferir mucho de lo normal de los accesos a la intersección, ya que de lo contrario se obliga a una reducción importante de la misma, el peligro se incrementa y la utilidad de la rotonda como intersección desaparece. Por otra parte, trazados para movimientos de giro de altas velocidades no son recomendables porque requieren de tramos

de entrecruzamiento muy grandes, resultando distancias de recorrido excesivas para los vehículos. Las experiencias obtenidas en zonas urbanas indican que las rotondas con velocidades de 25a 40 K.P.H. son eficaces; en zonas rurales, tales velocidades no resultan satisfactorias para carreteras con velocidades de diseño de 60a 120 K.P.H., sino que es preciso que la velocidad de diseño de la rotonda, sea igual o no mucho menor que la velocidad media de operación de los accesos.

Trazado de la Isla Central.

El diseño de la isleta central depende de la velocidad de diseño de la rotonda, del numero y ubicación de las ramas de intersección y de las longitudes de entrecruzamiento requeridas. La isla central puede ser totalmente circular, forma que da el área y el perímetro mínimo, y con la cual todos los segmentos de la rotonda pueden trazarse para la misma velocidad de diseño. Sin embargo, esta forma, o la de un polígono regular solo es apropiada cuando los accesos son equivalentes en el perímetro y presentan intensidades de tránsito análogas. En la mayor parte de los casos no se dan estas circunstancias y entonces la forma de la isla debe acomodarse a las necesidades de la planta y de los distintos tramos de entrecruzamiento de la rotonda, lo que frecuentemente exige diseños alargados o isla en forma de ovalo.

Trazado de los Accesos.

El buen funcionamiento de una rotonda depende en gran parte de un trazado adecuado de los accesos, el tránsito afluente puede salir con eficacia y seguridad cuando su velocidad media de operación es aproximadamente igual a la de diseño de la rotonda. Para ello puede ser necesario ir reduciendo gradualmente la velocidad de los accesos, rectificando su trazado en las proximidades de la intersección. Las salidas deben diseñarse para que proporcionen la misma velocidad de diseño de la rotonda y de preferencia algo mayor, con lo que se permite un despeje rápido de la misma y se facilita la tendencia natural de los conductores a aumentar su velocidad al salir de una intersección

Pendientes transversales de la calzada o peraltes.

Aunque la relación entre el radio, la velocidad y la pendiente transversal de la calzada citada anteriormente es aplicable a rotondas, generalmente existe dificultad para proporcionar las pendientes deseadas. Esto es debido a la curvatura opuesta entre la calzada de la rotonda y las entradas y salidas, además de la limitación práctica de la diferencia de pendientes para minimizar el balanceo lateral de los vehículos al cruzar la línea de coronación, especialmente aquellos que tengan su centro de gravedad muy alto. Para que la diferencia algebraica de las pendientes transversales de la calzada de la rotonda sea pequeña, deben ajustarse entre sí las sobreelevaciones de las ramas y de la calzada de la rotonda.

Distancia de visibilidad y pendientes (rasantes).

La visibilidad en los accesos a una rotonda deberá ser suficiente para que el conductor pueda percatarse de la presencia de las islas central y canalizadoras. La distancia de visibilidad en el principio de la isla canalizadora deberá exceder la distancia de visibilidad de parada para la velocidad de proyecto del camino de acceso. Si es posible, esa distancia deberá tener como mínimo 180 m. La inclinación de la rasante a través de la rotonda debe ser lo más cercana posible a la horizontal, con objeto de proporcionar a los conductores facilidad de maniobra, sin encontrarse afectados por una reducción de velocidad a causa de cambios bruscos de rasante. El valor máximo debe limitarse a $\pm 3\%$.

Aspecto estético del trazado.

El desarrollo de un buen aspecto estético y a la vez efectivo de una rotonda, debe formar parte del proyecto de trazado de la misma, ya que ayuda al conductor a apreciar la existencia de la intersección y por consiguiente a ajustar su velocidad y trayectoria.

Señalización, demarcación de pavimento e iluminación.

Las rotondas requieren señales informativas y preventivas, etc., reflectantes o de preferencia iluminadas; ellas desempeñan un papel preponderante en la seguridad del tránsito, en especial cuando es necesaria una reducción de velocidad en los accesos.

3.5 Intercambios e intersecciones a desnivel.

Se han mencionado con anterioridad los tipos básicos de intersecciones a nivel las cuales pueden tener varias formas dependiendo del número de ramas que ellas tengan, que pueden ser de tres o cuatro ramas; pero además atendiendo a la importancia así como los volúmenes de tránsito que las carreteras atiendan, a la intersección se le puede agregar islas tanto para dividir las corrientes de tránsito contrario como también para encauzarlo. Del mismo modo se tienen los tipos básicos de intersecciones a desnivel como son: los cruces a desnivel para separar corrientes de tránsito y los intercambios. Cada una desempeña su propio papel, que está determinado en función de los volúmenes de tránsito de diseño, de la distribución direccional de los diversos movimientos del tránsito, de los costos, de la topografía y la disponibilidad de derechos de vía. De los tipos básicos de estas intersecciones la categoría superior es ocupada por el intercambio debido a las técnicas de diseño que se emplean para su construcción.

La idea de la separación de niveles con su dotación de rampas, surge como una opción justificada al presentarse el caso de que la intersección a nivel ya no cuente con suficiente capacidad para alojar los movimientos de tránsito, lo cual se ve reflejado en un aumento en los tiempos de espera y en las incomodidades que van creciendo a medida que las vías incrementan su movimiento vehicular.

3.5.1 Justificación para la separación de niveles o la construcción de intercambios.

Los intercambios presentan características de funcionamiento que los hacen muchísimo más cómodos y seguros que los cruces a nivel. Sin embargo, el alto costo inicial de este tipo de obras

exige una justificación previa que permita adoptar la decisión adecuada. Para hacer justificable este tipo de proyectos, se debe recurrir al análisis de diversos factores que deben ser cuidadosamente examinados y ponderados con propiedad; para así determinar el grado de adaptabilidad del intercambio a las condiciones existentes. En orden de prioridad, las condiciones más importantes para la construcción de intercambios tienen que ver con los volúmenes de tránsito y su operación, las condiciones del lugar, la eliminación de embotellamientos o congestiones del tránsito, el tipo de camino, los aportes a la seguridad vial y los aspectos económicos.

- ✦ Insuficiente capacidad de intersecciones a nivel. En aquellos casos de carreteras en que una o ambas tengan un alto volumen de tránsito y cuyo cruce a nivel implique un punto de sensible menor capacidad relativa ó cuando los volúmenes de demanda excedan la capacidad de las intersecciones a nivel, se justifica la separación de niveles siempre que no exista manera de solucionar el problema mediante mejoras del cruce a nivel.

Además la presencia de un número considerable de autobuses y vehículos pesados hace deseable un intercambio, ya que la eliminación de paradas y reducciones de velocidad para este tipo de vehículos, ayuda a conservar la capacidad de los caminos que se intersectan.

- ✦ Condiciones del lugar. En ciertas ocasiones las condiciones topográficas de algunos sitios, presentan ciertas características, que hace incosteable cualquier otro tipo de intersección diferente a un intercambio y que además cumpla con las especificaciones.

En terrenos ondulados los intercambios suelen acomodarse bien al terreno, los caminos directos pueden proyectarse con mejores características a niveles separados y al mismo tiempo se simplifica el proyecto de las rampas. En terreno plano estos diseños resultan simples, pero la separación de niveles requiere pendientes desfavorables a la operación de los vehículos, a la vez que para obtener un paisaje adecuado surge la necesidad de renivelar toda la zona del intercambio. Cuando la solución a nivel sea una rotonda de grandes dimensiones, puede reducirse el costo de adquisición del derecho de vía proyectando un intercambio.

- ✦ Tipo de camino. Con el objeto de disponer en futuros proyectos de este tipo, de tránsito continuo o de un control de acceso total entre dos terminales dadas de una carretera, se

vuelve justificable la construcción de intercambios en los caminos que intersectan al camino principal.

- ✦ Aportes a la seguridad vial. Independientemente de los volúmenes de tránsito, una alta incidencia de accidentes en una intersección a nivel puede justificar el proyecto de un intercambio. La separación de niveles para los tránsitos directos disminuye la posibilidad de accidentes entre ellos, prevaleciendo una pequeña posibilidad de accidentes fuera de la calzada si el ancho de la estructura es reducido. Un intercambio reduce los conflictos entre el tránsito directo y el que da vuelta, substituyéndolos por los menos peligrosos de incorporación y separación en las zonas de entrecruzamiento.
- ✦ Factores económicos. El análisis económico de los beneficios obtenidos mediante la construcción de un intercambio en relación con los costos de construcción y manutención del mismo, puede ser un indicador adecuado para justificar este tipo de obras. En efecto, las Intersecciones próximas a la congestión, implican mayores costos de operación, tiempo perdido en espera y accidentes. Una separación de niveles reduce los dos primeros, aún cuando los recorridos sean mayores que en el cruce a nivel, y prácticamente elimina los accidentes.

3.5.2 Tipos usuales de intercambios.

Los intercambios pueden tomar diferentes formas y en pocas oportunidades es posible hablar de soluciones únicas, sin embargo la forma que estos adopten dependerá principalmente de ciertas variables como son: el número de ramas que a él concurran, por los volúmenes probables del tránsito directo y del que de vuelta, por la topografía y por las estructuras existentes. Se puede hacer una clasificación general de estos ya sea atendiendo a sus formas ó en función de los ramas, que pueden ser tres o cuatro, la clasificación más usual de los intercambios es de acuerdo con el número de ramas. Pudiendo adaptarse estos tanto a intersecciones de tres como de cuatro ramas.

3.5.2.1 Tipos de rampas.

Las rampas constituyen los elementos fundamentales de los intercambios. Ellas interconectan las vías involucradas de una intersección a desnivel. Generalmente las especificaciones para el alineamiento horizontal y vertical de las rampas son menores que aquellas para los caminos que se intersectan, pero en algunos casos pueden ser iguales. Pueden adoptar una gran variedad de formas, ser unidireccionales ó sea un camino de un sentido de circulación o bidireccionales, empalmar por uno u otro lado de las calzadas, tener o no condición de parada y servir giros a la izquierda o a la derecha. Atendiendo principalmente a sus formas se subdividen en: Rampas directas, semidirectas, diagonales y rampas tipo gaza.

Rampas Directas.

Son aquellas que mantienen el mismo sentido de curvatura a lo largo de su desarrollo y permiten a los conductores efectuar las vueltas con un movimiento directo. Estas rampas atienden giros a la izquierda o a la derecha y tienen empalmes de salida y entrada situados ambos a la derecha o a la izquierda en una y otra carretera. Como ejemplo de este tipo de rampas se tienen las vías que

conforman al intercambio en trompeta de la figura 3.5.2.2, en estas rampas directas los movimientos de salida y entrada de una a otra carretera se realizan por la derecha. No se consideran como rampas directas aquellas que, aun cumpliendo con el concepto anterior tengan condición de parada en algún punto de su desarrollo, o permitan giros a la izquierda en la carretera de destino, o desarrollen un giro superior a los 200g. Las rampas directas, por su breve desarrollo y la simplicidad de sus geometrías, son deseables para movimientos mayoritarios, debiendo procurarse un trazado que permita velocidades del orden de aquellas correspondientes a las carreteras intersectadas.

Rampas semi-directas.

Este tipo de rampas pueden servir giros a la izquierda o a la derecha, con salida y entradas también por la izquierda o la derecha. El caso de rampa representado bajo la letra “c”, con salida por la derecha. Esta configuración es típica de los intercambios tipo trompeta, cuando se completa con una rampa como la indicada bajo la letra d (3.5.2.1 literal a).

Las rampas diagonales

Casi siempre son de un sentido y usualmente tienen movimientos de vuelta y izquierdos y derechos en los extremos próximos al camino secundario, puede estar constituida en gran parte por una tangente, o bien por una curva inversa; los intercambios del tipo diamante, generalmente tienen cuatro rampas en diagonal. Un ejemplo se presenta en la figura 3.5.2.1 literal b.

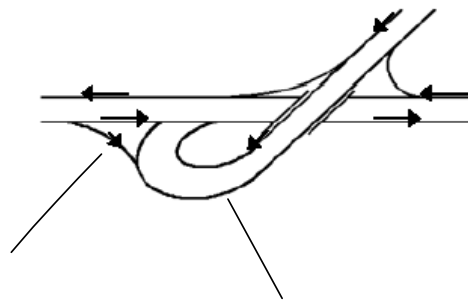
Las rampas tipo gaza.

Permite la vuelta a la izquierda sin cruces con el tránsito en sentido contrario, ya que los conductores efectúan este movimiento de vuelta más allá de la estructura de separación de niveles, dando vuelta a la derecha y girando aproximadamente 270° para entrar al otro camino. Este ejemplo se representa en la figura 3.5.2.1 literal c.

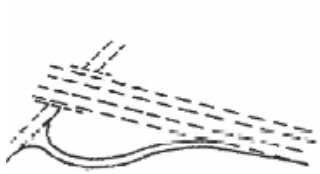
Figura 3.5.2.1 Tipos de rampas.

a. Combinación aro y rampa semidirecta.

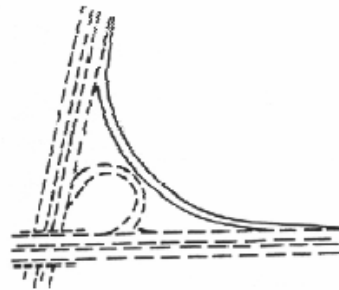
Configuración típica de los intercambios tipo trompeta.



a)



b). Rampa diagonal



c). Combinación de gaza o aro con una rampa diagonal externa.

Representa una forma básica de los intercambios en trébol.

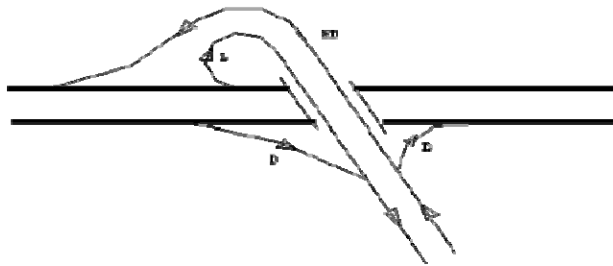
Otra configuración se obtiene cuando se combina una gaza y una rampa diagonal externa, en un cuadrante, como la de la figura 3.5.2.1 literal c; esta combinación representa la forma básica de los intercambios en trébol. Por las características geométricas de este tipo de rampas, que

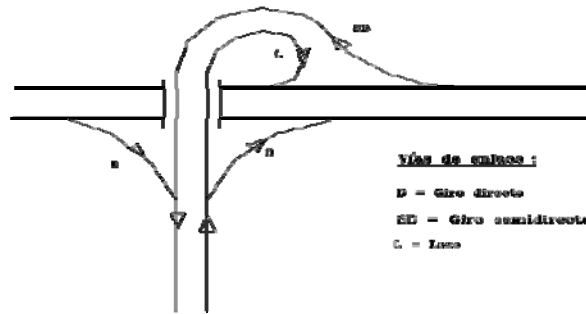
generalmente obligan a velocidades de diseño bajas, estas deben preferirse para volúmenes reducidos, debiendo recurrirse a los otros tipos de rampas si los volúmenes son importantes.

3.5.2.2 Intercambios adaptables a intersecciones a nivel de tres ramas.

Un intercambio adaptable a una intersección de tres ramas es característico de las situaciones en las que una carretera se incorpora a otra, perdiendo desde ese punto su continuidad. Si los giros, que son solo cuatro, se resuelven mediante rampas directas o semidirectas, se tienen los casos de intercambios direccionales. Si se utilizan gazas o lazos se tiene el tipo trompeta. La principal es la trompeta, intersección de tres ramales en la que los giros a la derecha y a la izquierda se resuelven por medio de ramales directos, semidirectos y vías de enlace. La intersección a diferente nivel en forma de trompeta, como la mostrada en la figura 3.5.2.2 es aconsejable para conectar una carretera transversal a una principal.

Figura 3.5.2.2. Intercambios de tres ramas. Intercambios en trompeta.





✦ De los dos esquemas el preferido es el de la parte inferior de la figura.

3.5.2.3 Intercambios adaptables a intersecciones a nivel de cuatro ramas.

Los intercambios adaptables en intersecciones de cuatro ramas se construyen donde se entrecruzan dos carreteras importantes, que necesitan redistribuir sus corrientes de tránsito en operaciones de cruce, separación, integración y entrecruzamiento, admitiéndose como soluciones por su mayor adaptación al medio, los intercambios tipo diamante y trébol parcial.

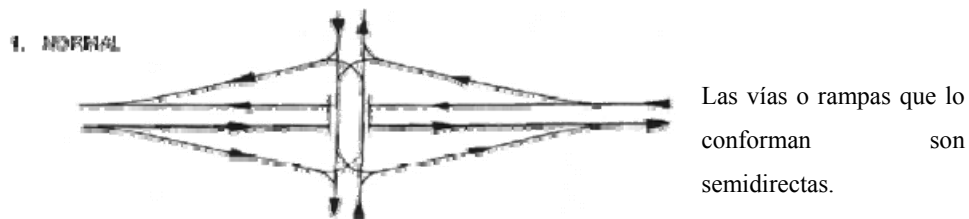
Los Diamantes.

El intercambio tipo diamante esta formado por cuatro rampas del tipo semidirecto, cada uno de los cuales permite un giro a la izquierda y un giro a la derecha. Los giros a la izquierda se desarrollan a nivel a través de los flujos de paso por la vía secundaria. Son los más apropiados donde existen severas limitaciones en derecho de vía, ya que sus exigencias de espacio para acomodar las rampas diagonales requeridas en cada cuadrante son mínimas, de ahí que sean extensamente utilizados en áreas urbanas y en zonas suburbanas, por causar las menores

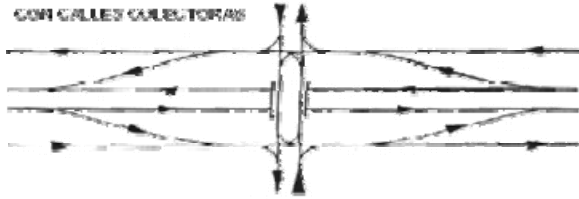
afectaciones a las propiedades colindantes. Desde la vía principal, el flujo de salida o de entrada hacia o desde las rampas diagonales tiene que ser libre y puede realizarse a velocidades relativamente altas. En la vía secundaria y en tanto los volúmenes de tránsito no sean elevados, se podrán realizar de manera relativamente fácil las maniobras de giros a derecha o izquierda hacia o desde las rampas diagonales. Para incrementar la seguridad de estas operaciones, se recomienda algún tipo de canalización de las corrientes, recomendación que se vuelve obligada cuando los volúmenes de tránsito en estos puntos alcanzan magnitudes mayores. Estas canalizaciones, incluyendo la mediana central, pueden ser demarcadas en el pavimento o, preferiblemente, ser delimitadas mediante bordillos montables.

En la figura 3.5.2.3 a, se presentan dos esquemas de soluciones tipo diamante clásico o normal en los que todos los giros a la izquierda se resuelven mediante intersecciones completas. En la figura “2” se han agregado al esquema básico presentado en “1” el caso con vías colectoras-distribuidoras ó calles marginales (vs) de un solo sentido de circulación, las cuales se encuentran a lo largo de la carretera principal. A las calles marginales se integran las rampas diagonales unos 100 metros ó mas antes y después de la intersección, para dar lugar a los giros en la intersección con el camino secundario. Las rampas diagonales son todas de 4.2 metros de ancho de carril, con pendientes menores del uno por ciento.

Figura 3.5.2.3 a. Intercambios tipo diamante clásico.



2. CON CALLES COLECTORAS



Conformado por rampas semidirectas y calles distribuidoras (vs).

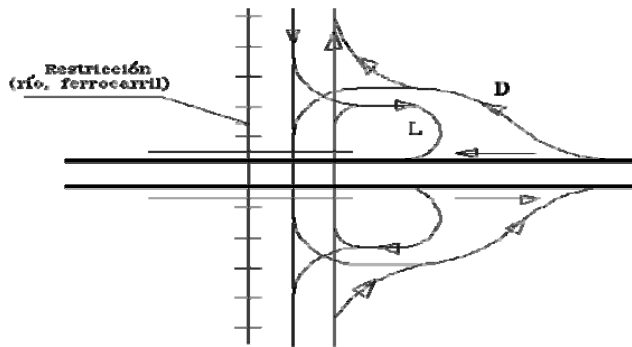
Intercambio tipo trébol parcial.

Son aquellos en los que algunos giros a la izquierda tienen movimiento continuo. Un trébol parcial se justifica cuando los movimientos que tienen condición de parada son minoritarios y las intersecciones en la carretera secundaria no presentan problemas. Dos rampas tipo gaza o en forma de lazo eliminan los movimientos mayoritarios de giro a la izquierda, a la vez que en esos mismos lazos se da servicio a los giros a la derecha que no se desarrollan en los otros dos cuadrantes. En rampas semi-directas exteriores a los lazos se realizan los cuatro movimientos de giro que quedan por resolver.

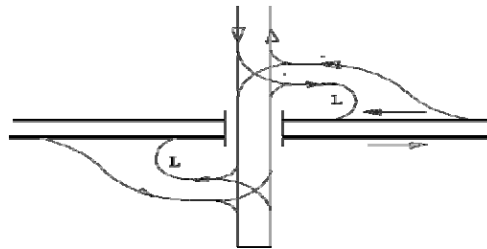
La figura 3.5.2.3 b, muestra algunas de las posibles combinaciones de trébol de cuatro hojas, con soluciones parciales de dos lazos con rampas semi-directas u otras combinaciones de lazos con rampas directas y semi-directas; que se acomodan a las condiciones del sitio y pueden brindar soluciones satisfactorias, siempre y cuando las rampas se acomoden de tal manera que los giros de entrada y salida no interfieran o lo hagan en grado mínimo, con las corrientes de tránsito sobre el carril de la vía principal. Un criterio fundamental es que los movimientos principales de giro se realicen con salidas y entradas por la derecha.

Figura 3.5.2.3 b. Intercambios tipo trébol parcial.

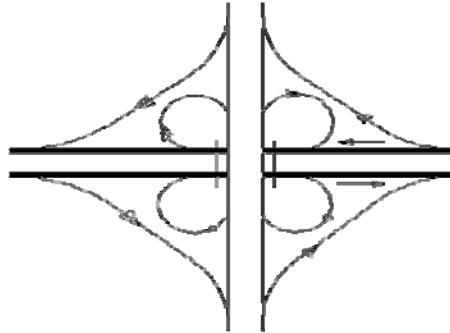
Trébol parcial (cuadrantes contiguos).



Trébol parcial (cuadrantes opuestos).



Trébol completo.



3.5.2.4 Las estructuras para la separación de niveles.

La primera consideración que se debe tomar en cuenta para determinar si la carretera principal debe pasar por arriba o por debajo de la estructura de separación de niveles en un intercambio, esta relacionada con la adaptación del diseño a la topografía del terreno, adaptación que tendrá aun mejores resultados en caso de que el diseño elegido sea fácil de construir y mantener, además de ser estéticamente agradable y funcional. En caso de tener el paso inferior por las estructuras de separación de niveles, del tránsito principal; presenta al conductor la ventaja de ofrecer una visibilidad inmediata del puente del intercambio y de las entradas y salidas de las diferentes rampas que lo complementan.

Ancho de las estructuras de separación de niveles en los intercambios.

La recomendación más general en lo que se refiere al ancho de la sección transversal del puente o los puentes de un intercambio, es que esta sección debe ser igual al ancho de la corona de la carretera en sus accesos al puente o los puentes, particularmente si se trata de una autopista, para que transmita al conductor la confortable sensación de amplitud y seguridad que requiere en sus operaciones.

3.5.3 Diseño geométrico de intercambios.

3.5.3.1 Alineamiento horizontal y vertical y sección transversal.

Las normas generales para el alineamiento horizontal y vertical deben apegarse en lo posible a las que se aplican a los caminos abiertos. Se debe evitar cualquier curva horizontal o vertical pronunciada, también debe evitarse que las curvas horizontales se inicien muy cerca de curvas verticales pronunciadas ya sea en cresta o en columpio. Las pendientes de los caminos que se interceptan en ningún caso deben exceder los valores máximos establecidos para las condiciones de camino abierto. Con objeto de tener una buena operación y la capacidad adecuada en un intercambio, puede hacer necesario efectuar unos cambios en el alineamiento y la sección transversal de las rampas. En una carretera dividida las vueltas directas a la izquierda pueden hacer necesaria una ampliación de la sección de manera que el ancho de faja separadora central y carril de cambio de velocidad sean los adecuados. Cuando una carretera de dos carriles pasa a través de un intercambio es probable que ocurran vueltas a la izquierda equivocada; por lo que para condiciones de alta velocidad o volúmenes grandes, será necesario proyectar una sección dividida en el área del intercambio para evitar esta maniobra.

Cuando una o ambas carreteras que se interceptan en un intercambio son de dos carriles y el tipo adecuado de rampas incluye vueltas directas a la izquierda, todas las operaciones son las mismas que los de una intersección a nivel de tres ramas. Los caminos divididos de cuatro carriles pueden llevar suficiente tránsito para justificar la eliminación de vueltas a la izquierda a nivel. Para asegurarse que los conductores que desean dar vuelta a la izquierda utilicen la rampa apropiada, se debe proponer una guarnición tipo vertical en la faja separadora central.

3.5.3.2 Distancia de visibilidad.

Las distancias de visibilidad en las carreteras a través de un intercambio puede estar limitada por el alineamiento vertical y horizontal, en el primer caso la distancia de visibilidad de parada que se requiere es la mínima al igual que en el caso de las intersecciones. Las limitaciones de visibilidad horizontal producida por estructuras como son: pilares, estribos y barandas (en pasos superiores) suelen ser más importantes que las que se originan por las características en

elevación, por este motivo se vuelve mas conveniente que en estas zonas el trazado sea mas amplio.

3.5.3.3 Criterios de diseño para rampas.

Definiciones

Todos los tipos de configuraciones, disposiciones y tamaños de segmentos de carreteras para salir de una rama a otra dentro de un intercambio, se conocen bajo el nombre genérico de rampas. Una rampa consta de dos extremos y de un tramo de vía entre ambos o brazo. El extremo que se une con una carretera secundaria puede contemplar giros a la izquierda con condición de parada. En tal caso se tiene una intersección a nivel en un extremo de la rampa. En cambio el otro extremo unido con la vía principal siempre será unidireccional y con los carriles de cambio de velocidad que correspondan al caso proyectado, pudiendo los vehículos acceder o salir de ellos por sus lados izquierdo o derecho. El tramo comprendido entre los extremos o brazo, puede estar formado por cualquier combinación de alineaciones que sirvan razonablemente al propósito de hacer cambiar de dirección a los vehículos.

Estas alineaciones quedan condicionadas por la elección de una velocidad de diseño para la rampa, la que a su vez depende de un conjunto de circunstancias del proyecto.

Velocidad de diseño en rampas.

Cualquier operación de giro en un intercambio supone inconvenientes para el usuario. Para el caso, las maniobras de salida de una vía y entrada a la otra sin ningún problema, se encuentra sujeto o depende tanto de una adecuada señalización como de un trazado conveniente; otra situación se presenta cuando el conductor tiene que reducir su velocidad por la existencia de rampas con características geométricas inferiores a la de la carretera por la que circulaba; ver alargado su trayecto por las longitudes de dichas rampas, o en fin cuando se presentan todas estas circunstancias al mismo tiempo. Estas dificultades, inherentes a prácticamente todos los dispositivos que permiten cambios de dirección, quedan compensados en un intercambio bien planificado por la eliminación de riesgos, por los aumentos de la capacidad de operación y, por consiguiente, por los beneficios económicos que resultan para los usuarios.

El diseño ideal de una rampa, desde el punto de vista de la operación, es aquel que permite mantener la velocidad a los vehículos que se intercambian, en el caso de hacerlo entre dos carreteras de velocidades de diseño iguales, y aumentarla o disminuirla de acuerdo a los valores de dichas velocidades de diseño si ellas son distintas entre si. Todo esto con un mínimo de aumento del recorrido. Esto rara vez es posible, principalmente por las grandes extensiones que serían necesarias para desarrollar rampas con velocidades de diseño altas, las que por otra parte podrían significar incrementos de recorridos que no justifiquen operacionalmente tales diseños.

A partir de todas estas limitaciones mencionadas, se ha vuelto practica habitual permitir una velocidad de diseño en las rampas reducida con respecto a los valores ideales. En resumen la elección de la velocidad de diseño de las rampas va a depender principalmente de los tipos de rampas mencionadas al inicio, de las velocidades específicas de las carreteras y; muy importante, atendiendo a si las rampas son de salida o de entrada con respecto de la carretera principal. Esto último se considera porque el caso de una rampa de salida desde una carretera de velocidad mayor hacia otra vía o punto de velocidad inferior, no es igual al caso contrario.

Ancho de las rampas.

El ancho de diseño de las rampas, que incluye los hombros o su equivalente como área despejada fuera de la vía de circulación, varía según el tipo de operación de la rampa, la curvatura y los volúmenes de tránsito, pero sobre todo de la composición del tránsito. En lo que se refiere a los hombros, cuando estos son pavimentados, deben tener un ancho uniforme a lo largo de toda la rampa. Los hombros están previstos para proveer refugio fuera de la vía de circulación para los vehículos dañados o para auxiliar a los conductores extraviados, por eso se recomienda que se diseñen con el espesor total del pavimento de la pista de rodamiento.

Alineamiento de las rampas.

El eje en planta de la rampa de intercambio, al igual que en el caso de la rama de una intersección o de una carretera, estará constituido por una secuencia de alineaciones rectas y curvas empalmadas entre sí mediante curvas circulares o clotoidales y en el caso que sea necesario y que se cumpla que la tangente sea continua a lo largo de su desarrollo. Para el trazado en planta de las rampas se toman en cuenta los siguientes criterios:

- ✦ Los factores y radios mínimos de curvas en intersecciones para varias velocidades de proyecto, los cuales son aplicables directamente al proyecto de rampas.
- ✦ Las curvas compuestas y de transición son las adecuadas para obtener la forma deseada de las rampas, para satisfacer las condiciones de ubicación y para acomodar las trayectorias naturales de los vehículos.

Carriles para giros en rampas.

Los carriles para vueltas derechas o izquierdas en rampas de intercambios presentan las mismas características descritas para intersecciones.

Proyecto del alineamiento vertical.

Efecto de las pendientes.

Las pendientes de las rampas deben ser tan suaves como sea posible para facilitar la maniobra de pasar de una rama a otra de la intersección. Las pendientes en las rampas pueden ser mayores que aquellas pendientes de los caminos que se intersectan, pero no existe una relación precisa entre ellas.

Curvas verticales en rampas.

El trazado en elevación de las rampas de un intercambio es similar al de las ramas de gran desarrollo de una intersección.

3.6 Seguridad vial.

La seguridad en las carreteras es un tema que tiene íntima relación con la tecnología automotriz, como la tiene también con la educación vial y, sin lugar a dudas, con las prácticas del diseño, la construcción y el mantenimiento de las carreteras. A futuro, hay que intervenir en la adopción y aplicación de mejores normas de diseño, donde de manera deliberada y sistemática se incorporen los conceptos de seguridad desde la fase de planificación hasta la operación de las carreteras, con la esperanza de que futuros avances en la educación vial contribuyan por su parte a generar cambios positivos y resultados más estimulantes en materia de seguridad. A futuro, también, es necesario aplicar las conocidas técnicas de la ingeniería de tránsito para investigar los accidentes, determinando la causa aparente de los mismos, la falla operacional causante y la magnitud del problema. Principalmente interesa llevar la estadística de accidentes por su ubicación física y por las personas naturales y morales que intervienen en ellos, para llevar un control gráfico de la frecuencia de ocurrencia de los accidentes de mayor gravedad e impacto.

A través del diseño es posible contribuir en diferentes maneras al mejoramiento de la seguridad vial, debiéndose en todo caso tener presentes los siguientes criterios básicos que se enuncian sin referencia a su prelación:

- ✦ El diseño de una carretera debe ser consistente, esto es, que deben evitarse los cambios abruptos en las características geométricas de un segmento dado, manteniendo la coherencia de todos los elementos del diseño con las expectativas del conductor promedio.

La administración de los accesos a las carreteras, particularmente en las intersecciones, es a menudo esencial para la segura y eficiente operación de dichas carreteras, sobre todo cuando enfrentan condiciones de altos volúmenes de tránsito. La administración de los accesos es la práctica de controlar dichos accesos desde las propiedades adyacentes a la vía, determinando la localización, número, espaciamiento y diseño de los puntos de acceso, lo cual involucra la consideración de las maniobras de giro y cruce que deberán incorporarse en el diseño de la geometría de las intersecciones.

- ✦ En el diseño debe prestarse la debida atención a las necesidades de los peatones, de los ciclistas y de los motociclistas, que circulan por las carreteras en volúmenes significativos.
- ✦ Debe realizarse todo esfuerzo para minimizar los puntos de conflicto en las carreteras, lo cual contempla el diseño de rutas separadas para peatones, ciclistas y motociclistas; la construcción de barreras e islas para la canalización de las corrientes y el uso de los dispositivos apropiados para el control del tránsito.
- ✦ En el diseño de los pavimentos de las carreteras es esencial facilitar la efectiva interacción entre la superficie de rodamiento y las llantas de los vehículos para el control y el frenado de los mismos.

Lo anterior se refiere al hecho de que el pavimento debe estar seco ya que este proporciona la fricción necesaria para la conducción segura, por el contrario un pavimento húmedo puede reducir la fricción entre la llanta y la superficie de rodamiento lo cual explica la necesidad de hacer que el agua superficial escurra rápidamente la superficie de la calzada

- ✦ Es conveniente desarrollar y aplicar un sistema dinámico de administración de la seguridad de las carreteras, en donde se combine el conocimiento de factores como el tránsito, la localización y distribución de accidentes, etc. para la planificación y adopción de las medidas conducentes al mejoramiento de la seguridad en el transporte vial.

3.6.1 Seguridad en carreteras urbanas y suburbanas.

El tema de seguridad vial reclama más atención en las áreas urbanas y suburbanas que en las rurales, en razón de que el mayor historial de accidentes generados por la circulación vehicular ocurre en dichas áreas, donde por consiguiente deben concentrarse los esfuerzos para eliminar los puntos de mayor ocurrencia de conflictos y minimizar sus efectos negativos sobre los usuarios de las carreteras. En el contexto del mejoramiento de la seguridad vial en las áreas urbanas y suburbanas, cabe puntualizar a continuación algunos aspectos que merecen especial consideración desde el punto de vista del diseño.

3.6.1.1 Hombros y Bordillos.

Los hombros deben continuarse en las vías urbanas y suburbanas para su uso eventual por vehículos dañados y para maniobras de giro en intersecciones, como área de seguridad para la maniobra de vehículos fuera de control y como espacio para la circulación de motocicletas y bicicletas. Los factores a considerar en la escogencia de una sección cerrada, limitada con bordillo y cuneta, o de una sección abierta, con los hombros propiamente dichos pero sin bordillos, son la disponibilidad de derecho de vía, el grado del desarrollo frontal a la carretera, la necesidad de estacionamientos o aceras, la frecuencia de los puntos de acceso y consideraciones relacionadas con el drenaje de la vía.

3.6.1.2 Aceras.

Las aceras deben separarse de la pista principal con una barrera física o mediante una franja de amortiguamiento de un metro de ancho como mínimo, que incremente la seguridad de la circulación peatonal. En los puentes deben proveerse aceras protegidas por barreras resistentes al impacto vehicular para la circulación de peatones.

Medianas.

En las áreas urbanas y suburbanas se utilizan dos tipos de medianas, aquellas que son delimitadas por bordillos y las que están integradas al mismo nivel de la vía, con formas definidas por las marcas en el pavimento.

Las primeras son preferidas en condiciones de elevados volúmenes de tránsito, velocidades moderadas y altos niveles de desarrollo marginal, destacándose por su menor incidencia relativa en la generación de accidentes peatonales.

El segundo tipo de medianas, que no son recomendadas en vías con más de cuatro carriles, ofrece ventajas para la realización de giros a izquierda, para facilitar el acceso a las propiedades colindantes, para separar las corrientes opuestas de tránsito, etc.

3.6.1.3 Intersecciones.

Como elementos determinantes para el buen funcionamiento y la seguridad de las carreteras urbanas y suburbanas, las intersecciones deben recibir especial atención en su diseño geométrico, en total congruencia con la naturaleza, el volumen y la composición vehicular de las operaciones conflictivas de cruce, convergencia, separación y entrecruzamiento de las corrientes de tránsito, que se presentan típicamente en tales puntos claves. La política de administración de los accesos es una técnica efectiva para reducir los conflictos en las intersecciones, por lo que debe verse como un recurso complementario al mejoramiento del diseño de las mismas. El paso de una intersección de diseño simple a la canalización de las diferentes corrientes de tránsito que sirve, es el recurso técnico recomendado con frecuencia para mitigar los problemas, guiar los diversos movimientos y reducir o mitigar los conflictos potenciales entre motoristas y peatones, en suma, mejorar la seguridad de la circulación. Una intersección apropiadamente canalizada señala con toda claridad el curso de los movimientos, resulta fácil de utilizar por todos los usuarios y establece una deseable continuidad en los flujos, para incrementar la eficiencia del tránsito.

3.6.1.4 Las Carreteras o Calles Marginales o Frontales.

Estas calles tienen como principal propósito separar el tránsito principal de mayor velocidad relativa, del tránsito más lento de tipo local que tiene origen o destino a lo largo de la vía, incrementando de esa manera la capacidad y la seguridad de la corriente principal. Desde el punto de vista de la seguridad y la facilidad del tránsito, las carreteras o calles marginales deben diseñarse en la medida de lo posible, para la circulación en un solo sentido.

3.6.1.5 Soportes de Señales y Postes de Servicio Público.

Existe una visión diferente en las carreteras urbanas y suburbanas, por comparación con las carreteras rurales, en relación a la conveniencia o inconveniencia de la utilización de señales de tránsito con soportes cuya base cede al impacto de un vehículo, pues se pueden presentar

situaciones que conviene evaluar antes de tomar una determinación en ese sentido. Se deben evaluar las velocidades de operación, el ancho de las franjas marginales a la pista, la historia de accidentes de los sitios y los volúmenes de peatones, entre otros aspectos.

3.6.2 El Mantenimiento de las Carreteras y la Seguridad Vial.

Dentro de este contexto merece especial consideración el mantenimiento que se da a las marcas en el pavimento, y las señales de tránsito, que deben ser colocadas según lo establecido en manuales de carreteras vigentes. Las marcas borradas por el uso y las señales destruidas, dañadas, faltantes o carentes de elementos reflectivos pueden limitar la información necesaria para los conductores y provocar accidentes severos de indeseables consecuencias.

3.6.3 Instalación de Servicios dentro del Derecho de Vía de una Carretera.

Puesto que la seguridad de la operación, el mantenimiento y la apariencia de una carretera, puede ser alterada por la manera en que dentro de su derecho de vía son instalados los servicios públicos que en ocasiones se vuelven privados, como decir energía eléctrica, telecomunicaciones, televisión por cable, agua potable y aguas servidas, etc., es normalmente facultad de la autoridad vial determinar bajo que condiciones se deben instalar dichos servicios, a fin de que interfieran en la menor forma posible con la función esencial del servicio de transporte que brindan las carreteras.

3.6.4 Los puentes y otras estructuras principales.

Guías generales para el diseño geométrico de puentes.

Los criterios geométricos para los puentes nuevos o a reemplazar tratan primariamente con el ancho del tablero y su relación con los caminos de acceso. Es importante la temprana coordinación de diseño al establecer el ancho de un puente nuevo o de reemplazo, y al determinar sus alineamientos horizontal y vertical. Los ingenieros viales, arquitectos, y arquitectos paisajistas, como también los miembros de la comunidad, pueden dar datos para

ayudar al proyectista a determinar las características geométricas adecuadas y la apariencia general del puente. En vías urbanas colectoras y arteriales, AASHTO recomienda que el ancho mínimo libre para puentes nuevos sea el mismo que el ancho cordón a cordón de las calles de acceso. Además de determinarse el ancho de calzada, se debe considerar la necesidad de los peatones y tránsito no vehicular sobre el puente. Esto podría incluir una berma amplia, aceras elevadas, o ambos.

Elementos de diseño de puentes.

Además de determinar la geometría de un puente, se deben considerar muchos elementos de diseño. Para el diseño del tablero, los componentes principales incluyen el ancho de la calzada, bermas, acomodaciones de peatones, otros componentes incluyen barandas, instalaciones de iluminación y otros detalles de diseño. Los componentes principales para el diseño del puente incluyen: las pilas, perfil lateral, estribos y muros. Además, las barandas de puente y otras instalaciones seleccionadas para la parte superior del puente. Entre algunos tipos de barandas para puentes estandarizadas se incluyen barandas de acero, barreras de hormigón, aluminio, estéticos tubos de acero, hormigón revestido estéticamente con mampostería de piedra, etc.

La solución para diseñar un nuevo puente visualmente atractivo y sensible al contexto es ser flexible y trabajar con la comunidad desde el comienzo para obtener opiniones del público. Profesionales de otras disciplinas, tales como arquitectos, también pueden ayudar, especialmente si se involucran tempranamente en el diseño de la estructura. Es importante considerar cómo el uso de los criterios geométricos afectara el diseño del puente, y considerar la relación del diseño del puente con su entorno.

4 CAPITULO IV. PROCESO Y GUIAS DE DISEÑO PARA PROYECTOS VIALES.Criterios de diseño.

4.1 Velocidad.

4.1.1 Objeto.

Para un buen diseño geométrico es importante destacar que toda norma debe ir acompañada del buen criterio y juicio explícito del diseñador y que el diseño de una carretera debe ser consistente, o sea, que deben evitarse los cambios abruptos en las características geométricas de un segmento dado, manteniendo la coherencia de todos los elementos del diseño con las expectativas del conductor promedio.

La velocidad constituye el elemento básico para el diseño geométrico de carreteras y se emplea como parámetro de cálculo de la mayoría de los diversos componentes del proyecto.

La velocidad debe ser estudiada, regulada y controlada con el fin de que ella origine un perfecto equilibrio entre el usuario, el vehículo y la carretera, de tal manera que siempre se garantice la seguridad.

El diseño geométrico de una carretera se debe definir en relación directa con la velocidad a la que se desea circulen los vehículos en condiciones aceptables de comodidad y seguridad.

Por lo tanto, el objetivo principal del diseño geométrico de una carretera deberá ser el de proveer el servicio (oferta) para satisfacer el volumen de tránsito (demanda), de una manera segura, cómoda y económica, con una velocidad adecuada, que supuestamente hayan de seguir la mayoría de los conductores.

4.1.2 Definiciones.

Para propósitos de aplicación de los criterios de diseño de las carreteras se deben tener en cuenta los siguientes conceptos relacionados con la velocidad.

4.1.3 Velocidad de diseño.

Se debe realizar un considerable esfuerzo para establecer una velocidad de diseño lo más alta y práctica posible para mantener el grado deseado de seguridad, movilidad y eficiencia de acuerdo a las restricciones de calidad ambiental, económicas, y de impacto político y social. Se define como la máxima velocidad segura y cómoda que puede ser mantenida en una sección determinada de una vía, cuando las condiciones son tan favorables, que las características geométricas del diseño de la vía predominan.

Todos aquellos elementos geométricos de los alineamientos horizontal, de perfil y transversal, tales como radios mínimos, pendientes máximas, distancias de visibilidad, peraltes, anchos de carriles y bermas, anchuras y alturas libres, etc., dependen de la velocidad de diseño y varían con un cambio de ella.

Al proyectar un tramo de carretera, hay que mantener un valor constante para la velocidad de diseño. Sin embargo, los cambios drásticos y sus limitaciones mismas, pueden obligar a usar diferentes velocidades de diseño para distintos tramos.

Se debe considerar como longitud mínima de un tramo la distancia correspondiente a dos kilómetros, y entre tramos sucesivos no se deben presentar diferencias en las velocidades de diseño superiores a los 20 km/h.

Una adecuada selección de la velocidad de diseño permite obtener un diseño geométrico balanceado, lo que ayuda a usar en los diferentes componentes del diseño valores por encima del mínimo, siempre que sea práctico. Algunos de ellos como curvaturas, sobreelevaciones y distancias de visibilidad están directamente relacionados y varían apreciablemente con la velocidad de diseño. La velocidad de diseño para arterias urbanas está comprendida dentro de un rango que varía de 50 a 100 km/h.

De acuerdo a lo indicado en el Cuadro 1 de la Referencia 2, de SIECA.

Referencia	Normas AASHTO 2004
Clasificación	Arterial urbana
Velocidad de proyecto (km/h)	80
Radio mínimo (m)	230,00
Distancia de visibilidad de parada (m)	130,00
Parámetro K (en cresta)	
Parámetro K (en columpio)	18
Pendiente máxima (%)	6,00

Pendiente mínima en corte (%)	0,5
Sobreelevación máxima (%)	8,00
Parámetro mínimo de la espiral (A)	120
Ancho de Carril Libre (m) Variable entre	3,50 y 3,65
Ancho Cordón - Cuneta (m)	0,55
Vehículo de proyecto	(AASHTO Tabla 2-1)
Combinación	SU y WB-15
Hombros (m)	2,50

Parámetros de Diseño en Rampas y Redondeles Tabla -----

Referencia	Normas AASHTO 2004
Clasificación Arterial urbana	Arterial Urbana
Velocidad de proyecto (km/h)	40
Radio mínimo (m)	45,000
Distancia de visibilidad de parada (m)	46,000
Parámetro K (en cresta)	4
Parámetro K (en columpio)	9
Pendiente máxima (%)	6.0 (subiendo) y 8 bajando
Pendiente mínima en corte (%)	0.5
Sobreelevación máxima (%)	8.0
Parámetro mínimo de la espiral (A)	NO
Ancho de Carril Libre (m) Variable entre	-----
Ancho Cordón - Cuneta (m)	5,00

Vehículo de proyecto	Variable entre 3.5 y 3.65
Combinación	0.55
Hombros (m)	Combinación SU y WB-15

4.1.4 Velocidad específica.

La velocidad específica de un elemento de diseño, es la máxima velocidad que puede mantenerse a lo largo del elemento considerado aisladamente, en condiciones de seguridad y comodidad, cuando encontrándose el pavimento húmedo y las llantas en buen estado, las condiciones metereológicas, del tránsito y las regulaciones son tales que no imponen limitaciones a la velocidad.

4.1.5 Velocidad de marcha

Denominada también velocidad de cruceo, es el resultado de dividir la distancia recorrida entre el tiempo durante el cual el vehículo estuvo en movimiento, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito, la vía y los dispositivos de control. Es una medida de la calidad del servicio que una vía proporciona a los conductores, y varía durante el día principalmente por la variación de los volúmenes de tránsito.

Para obtener la velocidad de marcha en un viaje normal, se debe descontar del tiempo total de recorrido, todo aquel tiempo en que el vehículo se hubiese detenido por cualquier causa.

4.1.6 Velocidad de operación.

En el diseño geométrico de carreteras, se entiende como velocidad de operación de un determinado elemento geométrico, la velocidad segura y cómoda a la que un vehículo aislado circularía por él, sin condicionar la elección de la velocidad por parte del conductor ningún factor relacionado con la intensidad de tránsito, ni la meteorología, es decir, asumiendo un determinado nivel de velocidad en función de las características físicas de la vía y su entorno, apreciables por el conductor.

4.2 Velocidades de diseño.

Dado que en la selección de una adecuada velocidad de diseño se ven involucradas distintas variables pero no obstante las normas de diseño de distintos países establecen rangos de las velocidades a partir del tipo de vía y la configuración del terreno, recomendamos entonces las siguientes velocidades de diseño de la tabla 1.0, las cuales han sido tomadas de la clasificación para diseño realizada por el Ministerio de Obras Publicas.

Tabla 1.0 Velocidades de diseño según tipo de carretera y terreno.

Tipo de carretera	Tipo de terreno	Velocidad de diseño (KPH)
Clasificación especial	Plano	90
	Ondulado	70
	Montañoso	50
Clasificación primaria	Plano	90 (
	Ondulado	70
	Montañoso	50
Clasificación secundaria	Plano	80
	Ondulado	70
	Montañoso	50

Fuente: Clasificación de carreteras, Ministerio de Obras Publicas; Unidad de Planificación Vial.

Según la clasificación anterior las carreteras primarias están compuestas por todas aquellas troncales y accesos a capitales de departamento que cumplen con la función básica de integrar las principales zonas de producción y de consumo del país y de este con los demás países.

Las Vías secundarias o de segundo orden son aquellas que unen cabeceras municipales entre si y que provienen de una cabecera municipal y conectan con una principal.

Las velocidades anteriores representan valores medios de rangos, por lo que valores máximos y mínimos de velocidades de acuerdo a lo establecido en el manual de Centroamérica oscilan entre los 110 hasta los 30 KPH, de acuerdo a las condiciones mas restrictivas presentes en El Salvador. Además incluimos la tabla 2.0 en la cual se proporcionan valores de velocidad de diseño en términos del tipo de terreno y de los volúmenes de tránsito.

Tabla 2.0 Velocidades de diseño en KPH, en función de los volúmenes de tránsito y la topografía del terreno

Tipo de Terreno	Volúmenes de tránsito diario o TPDA, en vpd			
	>20,000	20,000-10,000	10,000-3,000	3,000-500
Plano	110	90	80	70
Ondulado	90	80	70	60
Montañoso	70	70	60	50

Fuente: Manual de Centroamérica.

4.3 Velocidades de operación y de marcha.

Para la determinación de las velocidades de operación deberán tomarse datos de velocidades puntuales en la mitad de las curvas horizontales y de las rectas que tengan suficiente longitud.

Así, se pueden obtener las sucesivas velocidades de operación o velocidades realmente prácticas como resultado o efecto operacional de la geometría de la vía.

La estimación de las velocidades reales de operación deberá apoyarse en el uso de un determinado modelo matemático, que tenga en cuenta todos o algunos de los parámetros involucrados, relacionados con las características físicas o geométricas de la carretera y su entorno, tales como: radio de las curvas, peraltes, longitud, tipo de vía, ancho de calzada, ancho de bermas, pendiente longitudinal, topografía, entorno urbanístico, etc.

Con respecto a la velocidad de marcha V_m y cuando no se disponga de un estudio real de ella en campo bajo las condiciones prevalecientes a analizar, se tomarán como valores teóricos los comprendidos entre el 90% y el 95% de la velocidad de diseño, tal como se muestran en la

Tabla 3.0.

tabla 3.0 Velocidades de marcha teóricas en función de la velocidad de diseño (SIECA)

Velocidad de diseño (KPH)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Velocidad de marcha o de Ruedo (KPH)	30	40	47	55	67	70	77	85	91

Radio mínimo

El radio mínimo es un valor para la curvatura de la vía, para una velocidad de proyecto dada y se determina a partir del valor máximo de la sobreelevación establecida para el proyecto y del máximo factor de fricción lateral de diseño.

Se calcula mediante la fórmula:

$$R_{\text{mín.}} = V^2 / (127(0,01 * e_{\text{máx.}} + f_{\text{máx.}}))$$

Donde:

$R_{\text{mín.}}$ = radio mínimo en metros.

$e_{\text{máx.}}$ = sobreelevación máxima.

$f_{\text{máx.}}$ = factor de fricción lateral máximo.

4.4 Distancias de visibilidad de parada.

La suma de la distancia recorrida por el vehículo durante el tiempo de reacción y el de frenado hasta detenerse se conoce como distancia de visibilidad de parada.

Se puede calcular de dos formas: sin tomar en cuenta el efecto de la gradiente longitudinal de la vía y tomando en cuenta su efecto.

Sin el efecto de la gradiente longitudinal:

$$d = 0,278 * V * t + 0,039 * V^2 / a$$

Donde:

d = distancia de visibilidad de parada en metros.

t = tiempo de reacción para frenar = 2,5 segundos.

V = velocidad de proyecto en km/h.

a = tasa de desaceleración en $m/s^2 = 3,4 m/s^2$.

Las distancias de visibilidad de parada calculada para varias velocidades bajo las condiciones asumidas se muestran a continuación en la Tabla No. 4.

Tabla No. 4.

Velocidad de Proyecto (km/h)	Distancia de reacción para frenar (m)	Distancia de Frenado (m)	Distancia de Visibilidad de parada calculada. (m)	Distancia de Visibilidad de parada para diseño. (m)
20	13.9	4.6	18.5	20
30	20.9	10.3	31.2	35
40	27.8	18.4	46.2	50
50	34.8	28.7	63.5	65
60	41.7	41.3	83	85
70	48.7	56.2	104.9	105
80	55.6	73.4	129.0	130
90	62.6	92.9	155.5	160
100	69.5	114.7	184.2	185
110	76.5	138.8	215.3	220
120	83.4	165.2	248.6	250
130	90.4	193.8	284.2	285

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª. Edición.

Con el efecto de la gradiente longitudinal:

$$d = V^2 / (254 * ((a/9,81) \pm G))$$

Donde:

d = distancia de visibilidad de parada en metros.

t = tiempo de reacción para frenar = 2,5 segundos.

V = velocidad de proyecto en km/h.

a = tasa de desaceleración en $m/s^2 = 3,4 m/s^2$.

G = gradiente longitudinal de la vía en valor decimal.

Cuando se tengan carreteras con pendientes de rasante con valores absolutos superiores al 3%, tanto en ascenso (+p) como en descenso (-p), se deberán realizar las correcciones necesarias a las distancias de visibilidad de parada dadas en la tabla anterior para tramos a nivel.

Por ello incluimos los valores corregidos en la tabla 4.0 literal b) todos obtenidos del manual de diseño de Centroamérica.

Nota: el parámetro K= razón de la curvatura vertical = longitud de la curva vertical (L) dividida entre la diferencia algebraica de las gradientes en % (A). $K = L/A$

a) En pendiente de bajada y subida.

Velocidad de diseño	Distancia de parada en bajadas			Distancia de parada en subidas		
	(m)			(m)		
KPH	3%	6%	9%	3%	6%	9%
30	30.4	31.2	32.2	29.0	28.5	28.0
40	45.7	47.5	49.5	43.2	42.1	41.2
50	65.5	68.6	72.6	55.5	53.8	52.4
60	88.9	94.2	100.8	71.3	68.7	66.6
70	117.5	125.8	136.3	89.7	85.9	82.8
80	148.8	160.5	175.5	107.1	102.2	98.1
90	180.6	195.4	214.4	124.2	118.8	113.4
100	220.8	240.6	256.9	147.9	140.3	133.9
110	267.0	292.9	327.1	168.4	159.1	151.3

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª. Edición.

4.5 Distancia de visibilidad de adelantamiento.

La expresión a emplear para el calculo de la distancia de visibilidad de adelantamiento la cual se resume: $D_a = 5 V_d$.

En la tabla 5.0 se indican los valores mínimos recomendados para la distancia de adelantamiento, calculados con la anterior expresión para carreteras de dos carriles dos sentidos.

Tabla 5.0 Mínima distancia de visibilidad de adelantamiento para carreteras de dos carriles dos sentidos

Velocidad de diseño V_d (KPH)	Mínima distancia de visibilidad de adelantamiento D_a (m)
30	150
40	200
50	250
60	300
70	350
80	400
90	450
100	500

Se deberá procurar obtener la máxima longitud posible en que la visibilidad de adelantamiento sea superior a la mínima de la tabla. Por lo tanto, como norma de diseño se debe proyectar, para carreteras de dos carriles dos sentidos, tramos con distancia de visibilidad de adelantamiento, de manera que en tramos de cinco kilómetros, se tengan varios subtramos de distancia mayor a la mínima especificada, de acuerdo a la velocidad de diseño.

Como una guía en la Tabla 6.0, se recomienda la frecuencia con la que se deben presentar las oportunidades de adelantar o el porcentaje mínimo habilitado para adelantamiento en el tramo de acuerdo a la velocidad de diseño.

Tabla 6.0 Oportunidades de adelantar por tramos de cinco kilómetros

Velocidad de diseño V_d (KPH)	30 - 50	60-80	90-100
Longitud mínima con distancia de visibilidad de adelantamiento (%)	20%	30%	40%

4.6 Evaluación de la visibilidad de un proyecto en planos.

La distancia de visibilidad es un elemento que debe tenerse en cuenta desde el principio del proyecto, dada la importancia que tiene tanto en la seguridad como en la capacidad de la futura carretera.

Las distancias de visibilidad, tanto de parada como de adelantamiento, se pueden medir directamente utilizando aplicaciones informáticas o específicas, anotándolas a intervalos frecuentes, usualmente cada 20 ó 25 metros, sobre los planos planta-perfil.

En carreteras de dos carriles con dos sentidos de circulación, deben medirse las distancias de visibilidad de parada y adelantamiento; en carreteras de dos calzadas separadas es suficiente el análisis de visibilidad de parada. Para efecto de la medición de las distancias de visibilidad se deben considerar las siguientes alturas:

* Altura de los ojos del conductor, medida sobre la superficie del pavimento: 1.15 metros.

* Altura del objeto que debe ver el conductor y que obliga a parar: 0.15 metros.

* Altura del objeto en la maniobra de adelantamiento, que cubre la altura de la mayoría de los autos: 1.35 metros.

4.7 Longitud de curvas verticales en cresta.

Las longitudes mínimas de las curvas verticales basada en el criterio de la distancia de visibilidad de parada generalmente son satisfactorias desde el punto de vista de seguridad, comodidad y apariencia.

Las ecuaciones básicas para determinar la longitud mínima de las curvas verticales en cresta en términos de la diferencia algebraica de las gradientes longitudinales y la distancia de visibilidad de parada son las siguientes:

- Cuando S es menor que L:

$$L = A \cdot S^2 / (100 \cdot (\sqrt{2 \cdot h_1} + \sqrt{2 \cdot h_2})^2)$$

- Cuando S es mayor que L:

$$L = 2 \cdot S - (200 \cdot (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2 / A)$$

Donde:

L = longitud de la curva vertical en m.

S = distancia de visibilidad en m.

A = diferencia algebraica de las gradientes en %.

h1 = altura del ojo sobre la superficie de la vía en m.

h2 = altura del objeto sobre la superficie de la vía en m.

Si la altura del ojo y la altura del objeto son 1080 mm y 600 mm respectivamente, tal como se usan cuando interviene la distancia de visibilidad de parada, las ecuaciones se transforman en la siguiente forma:

- Cuando S es menor que L:

$$L = A \cdot S^2 / 658$$

- Cuando S es mayor que L:

$$L = 2 \cdot S - 658 / A$$

Donde:

L = longitud de la curva vertical en m.

S = distancia de visibilidad en m.

A = diferencia algebraica de las gradientes en %.

Los valores del parámetro K para el diseño de las curvas verticales en cresta basado en la distancia de visibilidad de parada están contenidos en la Tabla No. 5 que se muestra a continuación:

TABLA N° 5

Valores de diseño para curvas verticales en cresta usando la distancia de visibilidad de parada

Velocidad de proyecto (Km./h)	Distancia de visibilidad de parada (m)	Parámetro K (calculado)	Parámetro K (para diseño)
20	20.0	0.6	1.0
30	35.0	1.9	2.0
40	50.0	3.8	4.0
50	65.0	6.4	7.0
60	85.0	11.0	11.0
70	105.0	16.8	17.0
80	130	25.7	26.0
90	160	38.9	39.0
100	185	52.0	52.0
110	220	73.6	74.0
120	250	95.0	95.0
130	285	123.4	124.0

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

Nota: el parámetro K = razón de la curvatura vertical = longitud de la curva vertical (L) dividida entre la diferencia algebraica de las gradientes en % (A). $K = L/A$

4.8 Pendiente máxima.

Las pendientes (gradientes) seleccionadas para una arteria urbana tienen un efecto relevante en su operación funcional, ya que pendientes empinadas afectan la velocidad de los vehículos pesados y por ende la capacidad global de la carretera.

Por otro lado, el uso de pendientes fuertes tiende a crear conflictos de operación en las intersecciones, especialmente durante condiciones atmosféricas adversas.

Por las razones anteriores, es recomendable establecer pendientes planas dentro de lo posible y que sean prácticas como para crear condiciones de drenaje superficial longitudinal adecuadas en tramos de relleno con bordillos.

Las pendientes máximas recomendadas para arterias urbanas se muestran a continuación en la

Gradientes Máximas para Arterias Urbanas

Tabla No. 7,

Tipo de terreno	Gradiente máxima en % para la velocidad de diseño especificada en km/h					
	50	60	70	80	90	100
Plano	8	7	6	6	5	5
Ondulado	9	8	7	7	6	6
Montañoso	11	10	9	9	8	8

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

4.9 Pendiente mínima en corte.

Cuando una carretera está confinada lateralmente en gran parte de su longitud y se tengan que usar cunetas para el desagüe pluvial longitudinal, la definición de la pendiente mínima cobra gran importancia.

Igualmente, cuando se usan bordillos en los lados o barandas de protección sólidas (media Tall Wall o media New Jersey) como es el caso de este proyecto, una pendiente longitudinal mínima adecuada es también importante.

Conforme a lo establecido en la Referencia 1, una gradiente mínima de 0,5% es de uso típico, pero se pueden usar pendientes longitudinales mínimas de 0,30% cuando se construye un pavimento de alta calidad, soportado por una subrasante muy firme y con pendientes laterales y longitudinales establecidos con gran precisión.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, resulta conveniente para el diseño geométrico de la vía principal, de las rampas y redondeles limitar los valores de las pendientes a un mínimo de 0,5%.

4.10 Sobreelevación máxima.

Como etapa fundamental para iniciar el diseño geométrico de un proyecto, una vez establecida la clasificación funcional de la carretera, se deben definir los parámetros velocidad de proyecto y sobreelevación máxima.

Los valores máximos de este último están condicionados por los siguientes factores: condiciones climáticas, tipo de terreno (plano, ondulado o montañoso), desarrollo del suelo (rural o urbano) y la frecuencia de vehículos de circulación muy lenta (que podrían verse afectados por valores muy altos de sobreelevación).

Debido a lo anterior, es justificable que no se puede establecer un solo valor generalizado para cualquier proyecto. Sin embargo, si es recomendable el uso de un valor uniforme en una región con clima y un desarrollo del suelo homogéneo.

El mayor valor de sobreelevación a usar es 10%, pero en algunos casos se puede recomendar el valor de 12% que representa valor máximo práctico a usar en caminos de grava de bajo volumen.

Por otro lado, cuando la intensidad del tráfico y un gran desarrollo en la zona adyacente a la carretera tienden a limitar el uso de velocidades altas, es frecuente y recomendable la utilización de valores bajos de sobreelevación máxima con valores entre 4% y 6%.

4.11 Uso de espirales de transición.

Es prácticamente obligatorio para cierto tipo de carreteras y bajo ciertas condiciones, como es el caso de este proyecto, intercalar una curva de transición entre la tangente (tramo recto) y la curva circular, que facilite a los conductores un recorrido seguro y cómodo de la curva circular, manteniendo el vehículo inscrito dentro de su carril y sin experimentar el impacto brusco de la fuerza centrípeta.

Para esta situación, la curva de transición más recomendable es la espiral de Euler o clotoide.

La longitud mínima de la espiral de transición a usar en el diseño geométrico de carreteras viene dada por la siguiente expresión, la cual está basada en el incremento de la razón de cambio de la aceleración lateral o centrípeta:

$$L_{s,\text{mín.}} = (0,0214 \cdot V^3) / (R \cdot C)$$

Donde:

L = longitud mínima de la espiral en m.

V = velocidad (de proyecto) en km/h.

R = radio de curvatura en m.

C = incremento de la razón de cambio de la aceleración lateral en m/s^3 .

El valor recomendable de c es $1,2 \text{ m/s}^3$.

El uso de espirales de transición no debe generalizarse a todos los radios posibles en el proyecto de una carretera. Se recomienda su uso sólo para aquellos en los cuales se obtienen beneficios apreciables en cuanto a seguridad y operación de la vía.

Dichos radios se establecen para valores mínimos de la razón de cambio de la aceleración lateral que varían desde 0,4 m/s² hasta 1,3 m/s². El valor superior de este rango corresponde al máximo radio de curvatura para los cuales una reducción de posibles colisiones ha sido observada.

Por este motivo, se recomienda que el radio máximo para el cual se debe optar por el uso espirales de transición, debe fundamentarse en una razón de aceleración lateral mínima de 1,3 m/s², los cuales se muestran en la Tabla No. 8

Radios Máximos para uso de Espirales

Velocidad de Diseño	Radio Máximo para uso de espirales
20	24
30	54
40	95
50	148
60	213
70	290
80	379

90	480
100	592
110	716
120	852
130	1000

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

Longitudes Máximos para uso de Espirales

Velocidad de Diseño (km/h)	Longitud de la Espiral
20	11
30	17
40	22
50	28
60	33
70	39
80	44
90	50
100	56
110	61
120	67
130	72

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

4.12 Gálibo para vehículos.

Para estructuras nuevas o reconstruidas en arterias urbanas, debe preverse un claro vertical mínimo o gálibo de 4,90 m. en todo lo ancho de la calzada.

El gálibo debe contemplar futuros recarpeteos de la superficie de ruedo por debajo de la estructura.

4.13 Ancho de carril libre.

De acuerdo a la AASHTO recomienda anchos de carril que varían entre 3,0 y 3,6 m. (que para efectos prácticos es igual al ancho de 3,65 m., dependiendo de las restricciones, del tráfico y de la velocidad de proyecto requerida.

Un ancho de 3,6 m. es el valor deseable para arterias urbanas, cuando sea práctico su uso.

Por razones de que este proyecto se ubica en tramos con el derecho vía restringido, no se puede establecer un ancho de carril uniforme, por lo que se han establecido y mantenido los anchos de 3,50 m y 3,65 m, los cuales tienen variaciones sin trascendencia con respecto al valor deseable de 3,60 m y no deben generar ninguna preocupación en cuanto a la capacidad, funcionalidad y operación de la carretera.

4.14 Vehículo de proyecto.

En el diseño conceptual se estableció como vehículo de proyecto desde el punto de vista geométrico a la combinación del vehículo T3S2 con el BUS. Según la Tabla No. 2-2 de la Referencia1, para definir el radio de giro interno mínimo el vehículo crítico es el SU (camión sencillo) y para definir el radio de giro mínimo para diseño es el vehículo WB-15, los cuales son muy frecuentes en las carreteras centroamericanas y pueden decirse como vehículos característicos para el diseño del tronco principal del proyecto, las rampas en las intersecciones

Características del Vehículo SU (camión sencillo):

- Radio de giro mínimo para diseño: 12,8 m.
- Radio de giro sobre línea centro: 11,6 m.
- Radio mínimo interno: 8,6 m.

Características del Vehículo WB-15 (semiremolque intermedio):

- Radio de giro mínimo para diseño: 13,7 m.
- Radio de giro sobre línea centro: 12,5 m.
- Radio mínimo interno: 5,2 m.

Los diagramas de giro de cada vehículo se pueden consultar en la Tabla 2-2 para todos los vehículos, Figura 2-4 para el vehículo SU y en la Figura 2-14 para el vehículo WB-15, de la Referencia 1 y se presentan a continuación como la Tabla No. 10 y los Gráficos No. 1 y 2.

Radios de Giros Mínimos para los Vehículos de Diseño

Design Controls and Criteria

Metric

Design Vehicle Type	Passenger Car	Single-Unit Truck	Intercity Bus (Motor Coach)		City Transit Bus	Conventional School Bus (65 pass.)	Large ² School Bus (84 pass.)	Articulated Bus	Intermediate Semi-trailer	Intermediate Semi-trailer
Symbol	P	SU	BUS-12	BUS-14	CITY-BUS	S-BUS11	S-BUS12	A-BUS	WB-12	WB-15
Minimum Design Turning Radius (m)	7.3	12.8	13.7	13.7	12.8	11.9	12.0	12.1	12.2	13.7
Center-line ¹ Turning Radius (CTR) (m)	6.4	11.6	12.4	12.4	11.5	10.6	10.8	10.8	11.0	12.5
Minimum Inside Radius (m)	4.4	8.6	8.4	7.8	7.5	7.3	7.7	6.5	5.9	5.2
Design Vehicle Type	Interstate Semitrailer		"Double Bottom" Combination	Triple Semi-trailer/trailer	Turnpike Double Semi-trailer/trailer	Motor Home	Car and Camper Trailer	Car and Boat Trailer	Motor Home and Boat Trailer	Farm Tractor w/One Wagon
Symbol	WB-19*	WB-20**	WB-20D	WB-30T	WB-33D*	MH	P/T	P/B	MH/B	TR/W
Minimum Design Turning Radius (m)	13.7	13.7	13.7	13.7	18.3	12.2	10.1	7.3	15.2	5.5
Center-line ¹ Turning Radius (CTR) (m)	12.5	12.5	12.5	12.5	17.1	11.0	9.1	6.4	14.0	4.3
Minimum Inside Radius (m)	2.4	1.3	5.9	3.0	4.5	7.9	5.3	2.4	10.7	3.2

- Note: Numbers in table have been rounded to the nearest tenth of a meter.
- * = Design vehicle with 14.63-m trailer as adopted in 1982 Surface Transportation Assistance Act (STAA).
 - ** = Design vehicle with 16.16-m trailer as grandfathered in with 1982 Surface Transportation Assistance Act (STAA).
 - ¹ = The turning radius assumed by a designer when investigating possible turning paths and is set at the centerline of the front axle of a vehicle. If the minimum turning path is assumed, the CTR approximately equals the minimum design turning radius minus one-half the front width of the vehicle.
 - ² = School buses are manufactured from 42-passenger to 84-passenger sizes. This corresponds to wheelbase lengths of 3.35 m to 6.1 m, respectively. For these different sizes, the minimum design turning radii vary from 8.78 m to 12.01 m and the minimum inside radii vary from 4.27 m to 7.74 m.
 - ³ = Turning radius is for 150-200 hp tractor with one 5.64 m long wagon attached to hitch point. Front wheel drive is disengaged and without brakes being applied.

Exhibit 2-2. Minimum Turning Radii of Design Vehicles

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

Características de giros mínimos para vehículos SU

AASHTO—Geometric Design of Highways and Streets

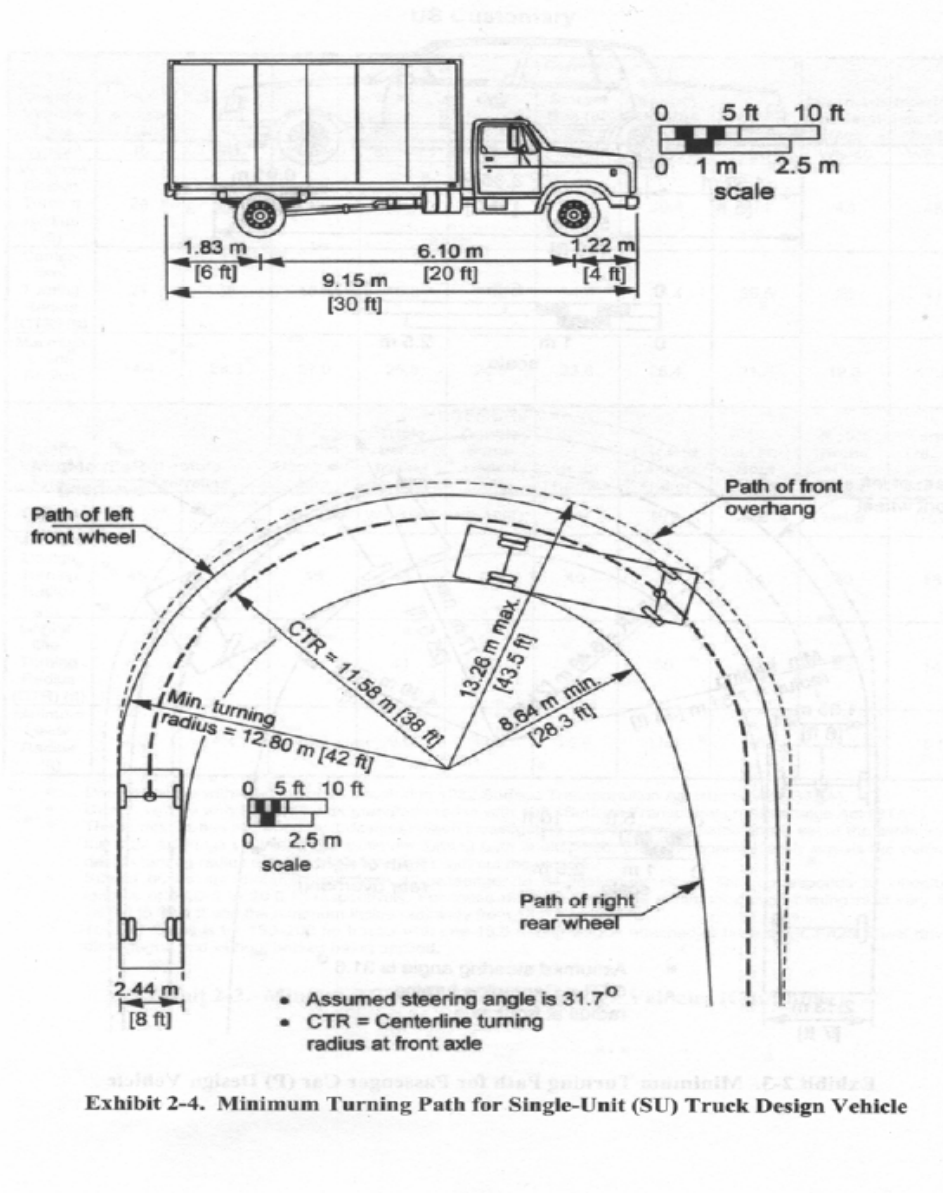


Exhibit 2-4. Minimum Turning Path for Single-Unit (SU) Truck Design Vehicle

4.15 Hombros.

Los hombros son necesarios en cualquier carretera y no existe razón para que en las arterias urbanas no lo sean ya que ellos contribuyen a mejorar la seguridad por una serie de razones, las cuales se describen en la página No. 314, capítulo 4 de la referencia 1.

Para una arteria urbana el ancho deseable de espaldón externo es de 3,00 m, pero por restricciones en el ancho del derecho de vía se adoptó un valor de 2,50 m, el cual una vez revisado el diseño conceptual, se considera adecuado y permite incrementar la seguridad de la circulación de los vehículos.

La sobreelevación de los acotamientos se definió de acuerdo a lo dispuesto en el Capítulo 3, páginas No. 312 a 318 de las Normas AASHTO 2004, 5ª Edición, quedando establecidos los siguientes criterios:

- En secciones transversales con bombeo normal (2,5 %), la pendiente transversal de los acotamientos es del 4,00 %.
- En secciones transversales con sobreelevación, la pendiente transversal del hombro en el lado de la calzada con sobreelevación negativa tiene el mismo valor que esta última.
- En el lado de la calzada con sobreelevación positiva, la pendiente transversal del acotamiento es menor hasta un valor mínimo del 4,00 % (positivo o negativo), respetando que la diferencia algebraica entre los valores del hombro y la calzada no supere el 6,00 %.

Una de las funciones más importantes de los hombros es proveer espacios para acomodar los vehículos que ocasionalmente sufren desperfectos u otras emergencias durante su recorrido, para lo cual no es conveniente que los hombros tengan la misma sobreelevación, sobretodo cuando los valores son cercanos o iguales a la sobreelevación máxima, ya que ésta se necesita para contrarrestar la aceleración centrípeta y los vehículos estacionados en los hombros no la requieren.

Por otro lado, tampoco es conveniente que exista mucha diferencia (en pendiente) entre ambas sobreelevaciones, por lo que dicha diferencia algebraica se está limitando a un máximo de 6,00 %, lo cual permite en ocasiones drenar el hombro hacia fuera, quitándole su contribución en Escorrentía a la superficie de ruedo, obteniendo por esto mayor seguridad en la circulación de los vehículos, sobretodo cuando los acotamientos tienen un ancho considerable como en este proyecto que es de 2,50 metros.

4.16 Definición de las secciones tipo.

Tomando como referencia las secciones tipo propuestas en el diseño conceptual y el levantamiento topográfico detallado de campo, se analizan las restricciones existentes en cuanto a derecho de vía disponible, estructuras, desarrollos urbanísticos y otros para comprobar si dichas secciones propuestas serán suficientes.

4.17 Diseño del alineamiento planimétrico.

El objetivo principal del contratista fue desarrollar el diseño en planta de la vía principal y los demás componentes, tales como rampas, redondeles, calles auxiliares, que forman el conjunto del proyecto. El trabajo en esta etapa comprendió las acciones (revisiones, estudios, mediciones,

etc.) necesarias para asegurar que el desarrollo de la obra pueda efectuarse en forma planificada, a fin de garantizar en tiempo, forma y calidad, la ejecución de las obras de construcción previstas en el inicio de los trabajos y en las distintas etapas de la fase constructiva.

La sección encargada del diseño del proyecto debe supervisar en forma permanente el replanteo de la línea central del diseño conceptual para tomar decisiones adecuadas y rápidas en campo, en cuanto a posibles cambios, para no atrasar las actividades de diseño geométrico, estudios geotécnicos, diseño de estructuras (puentes y drenajes) subsiguientes.

La sección encargada de la geotecnia del proyecto debe revisar frecuentemente las condiciones del suelo en los tramos de replanteo, con el fin de proponer cambios en el alineamiento horizontal si se encontraban condiciones adversas desde el punto de vista geotécnico.

El diseño en planta definitivo se elaboró con base en la línea del diseño conceptual replanteada y ajustada de acuerdo a las condiciones de campo encontradas, sobre todo en aquellos tramos con restricciones importantes de tipo geométrico y geotécnico.

4.18 Etapas en el Diseño de una Intersección.

Es prácticamente imposible describir un proceso de definición geométrica de intersecciones que sea valido para todos los casos posibles. Sin embargo, a continuación se irán describiendo una serie de pasos que siguen un orden más o menos general, y se harán algunas consideraciones al respecto:

- a) Si hay cambios de trazado de una o más de las vías que se intersectan, se resuelven los trazados en planta o elevación de éstas, teniendo en cuenta los condicionamientos que tales trazados impondrán a los demás elementos de la Intersección.
- b) Si hay mediana, islas centrales, carriles de desaceleración y espera para giros a la izquierda, es oportuno definirlos transversalmente para prever un ancho de plataforma específico y la ubicación de los ejes que empalmarán con los de los distintos ramales de giro. La ubicación exacta de islas y carriles, en sentido longitudinal, podrá afinarse más adelante.
- c) Para decidir la ubicación de la Intersección se comprueba la visibilidad de la misma y se decide su señalización en función de ciertos parámetros de definición geométrica al imponer o permitir velocidades específicas. Las consideraciones relacionadas con este problema de la visibilidad deben hacerse, en el caso de haber cambios de trazado en planta, conjuntamente con esta nueva definición.
- d) Luego se definen los ejes en planta de los ramales de giro, cuidando que empalmen correctamente con los elementos geométricos que les correspondan de las vías o de otros ramales.

e) Una intersección, al ser una superficie sin las características lineales de las carreteras y caminos, y por aparecer concentradas en ella una gran cantidad de elementos geométricos interdependientes, necesita ser precisada completamente en planta antes de empezar a considerarse otros aspectos de su trazado. Por otra parte, esta definición en planta no se puede realizar sin ir describiendo simultáneamente con el trazado de los ejes de las vías, los anchos de las calzadas, de las bermas y de los carriles auxiliares. Estos anchos de calzadas, carriles y bermas están relacionados, desde el punto de vista de trazado en planta, con los radios de curvatura elegidos y con el tipo de tránsito que se quiera atender.

Es el momento de precisar la definición, de los elementos centrales de las vías principales, en el sentido longitudinal (posición exacta de la abertura de mediana, islas y carriles auxiliares), cuyas dimensiones y posiciones en sentido transversal, ya han sido determinadas.

Este proceso se ejecuta, por lo general, en forma previa a cualquier consideración relativa a las inclinaciones transversales o longitudinales, que deberán tener dichos elementos, aunque deberán atenderse peculiaridades en cada caso para anticipar algún posible condicionamiento al trazado en planta que pudiera surgir de las futuras exigencias de la elevación.

f) Las islas han quedado con esto prácticamente definidas. Hay que comprobar sus dimensiones y definir sus singularidades: soleras, retranqueos de vértices y diseños en terminales.

g) Se plantea la solución en elevación: si se definirán perfiles longitudinales de los ejes de los ramales, si se definirán plataformas deducidas de alguna calzada principal, o si se combinaran ambos criterios, siempre teniendo en cuenta el problema del drenaje de las superficies involucradas.

h) Así como la definición, en elevación generalmente se hace una vez que el diseño en planta de toda la Intersección está resuelto, las inclinaciones transversales de sus ramales y superficies anexas sólo se podrá completar cuando se hayan determinado los criterios que regirán la elevación de las plataformas involucradas, puesto que dichos criterios pueden determinar completamente las inclinaciones transversales de los elementos de la Intersección, o por lo menos condicionarlos en ciertas zonas.

i) Se comprueba el drenaje de las superficies resultantes.

j) Se estudia la señalización, iluminación, protección, obras de drenaje, desagüe, reposición de propiedades y servicios afectados.

Con el propósito de definir la geometría de una intersección y atendiendo las consideraciones anteriores, el proceso de diseño comprende las siguientes etapas:

- Distancias de visibilidad en intersecciones.
- Diseño de Curvas en Intersección o Radio de Esquina.
- Sobreelevación de curvas en Intersecciones.
- Características geométricas de carriles especiales.
- Características de las zonas con medianas interrumpidas.
- Trazado en planta de las islas de la intersección.

4.19 Distancias de visibilidad.

La distancia de visibilidad es uno de los elementos mas importantes en la seguridad de un camino y su existencia posibilita una operación eficiente.

Las distancias mínimas de visibilidad que se consideran seguras en una intersección, están relacionadas directamente con la velocidad de los vehículos y las distancias recorridas durante tiempos normales de percepción, reacción y frenado, bajo ciertas hipótesis de condiciones físicas y de comportamiento de los conductores.

Para obtener los valores de las distancias de visibilidad para cada caso particular, involucrado en el diseño de intersecciones y de acuerdo a la teoría del capítulo III en el cual desarrollamos este contenido; se recomienda lo siguiente:

(1) Para la condición “A”, literal a; la distancia de visibilidad mínima de parada se considera segura en el diseño de intersecciones.

En la tabla N° 4.4.2. (1), se indican las distancias de visibilidad de parada en función de la velocidad de diseño; que se consideran seguras en el diseño de intersecciones. Son las mismas usadas en cualquier otro elemento de camino.

Tabla N° 4.4.2. (1).

Distancia de visibilidad de parada en cruces e intersecciones (en terreno plano).

Velocidad de Diseño	Velocidad de Marcha	Tiempo de Percepción y Reacción		Coeficiente de Fricción	Distancia de Frenado	Distancia de Parada para
		Tiempo (s)	Distancia (m)			
30	30 - 30	2.5	20.8 - 20.8	0.40	8.8 - 8.8	30 - 30
40	40 - 40	2.5	27.8 - 27.8	0.38	16.6 - 16.6	45 - 45
50	47 - 50	2.5	32.6 - 34.7	0.35	24.8 - 28.1	57 - 63
60	55 - 60	2.5	38.2 - 41.7	0.33	36.1 - 42.9	74 - 85
70	67 - 70	2.5	43.8 - 48.6	0.31	50.4 - 62.2	94 - 111
80	70 - 80	2.5	48.6 - 55.6	0.30	64.2 - 83.9	113 - 139
90	77 - 90	2.5	53.5 - 62.4	0.30	77.7 - 106.2	131 - 169
100	85 - 100	2.5	59.0 - 69.4	0.29	98.0 - 135.6	157 - 205
110	91 - 110	2.5	63.2 - 76.4	0.28	116.3 - 170.0	180 - 246

(2) Cuando se tienen obstáculos dentro del triángulo de visibilidad, lo cual corresponde al caso planteado en el literal b) de la condición “A”, la distancia se obtiene mediante la expresión descrita en la teoría del capítulo III; es decir se calcula la velocidad crítica en la carretera secundaria y después se toma el valor de la distancia de la tabla N° 4.4.2. (1).

(3) Intersección con señal de “Pare” en la vía secundaria. La distancia de visibilidad que se considera segura en esta situación, se calcula por medio de la expresión planteada en la condición “B”. El valor de t_1 es de 2.0 segundos de acuerdo a lo establecido en los diferentes manuales de diseño geométrico de carreteras y el tiempo t_2 , el cual depende de la distancia recorrida durante la aceleración (S) se calcula por medio de la expresión:

$$t_2 = \sqrt{\frac{2(D+W+L)}{9.8(a)}}; \text{ Para caminos con carriles de 3.65 m de ancho. Los valores de los otros términos de la}$$

ecuación se describieron en el Capítulo III.

Finalmente se evalúa: $d = 0.278 (V_d) (t_1 + t_2)$, en metros.

4.20 Diseño de Curvas en Intersección o Radio de Esquina.

El diseño de un radio de esquina se basa en la selección de un razonable vehículo tipo, para una ubicación específica del proyecto.

En la tabla 3.2.3.7. c. 5. 1. se presentan algunas guías generales para ayudar en la selección del adecuado vehículo de diseño para varios tramos de carretera.

Esto constituirá el dato de partida para el dibujo de la esquina de la intersección.

4.21 (1) Trazados Mínimos de Curvas en Intersecciones sin Canalizar.

En caso de que se pretenda proyectar curvas en espacios reducidos, se deberá usar como base del diseño la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto. Esta trayectoria estará comprendida entre las huellas dejadas por la llanta delantera externa y trasera interna de un vehículo circulando a una velocidad de 15 Km/h. Las curvas de la orilla interna de la calzada que se adaptan a la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto, se les considera como de diseño mínimo.

En resumen la tabla N° 4.4.3.1. (1). Contiene los radios y desplazamientos que se recomiendan para diferentes deflexiones y para cada tipo de vehículo de proyecto.

En intersecciones a 90° con carriles proyectados para el tránsito de automóviles, los camiones pueden dar vuelta invadiendo los carriles adyacentes.

Para ángulos de giro menores de 90° , los camiones pueden dar vuelta invadiendo menos los carriles adyacentes que en vueltas a 90° . Para deflexiones de más de 90° ; se deberá modificar el diseño mínimo para automóviles en tal forma que se asegure que todos los camiones que van a dar vuelta permanezcan dentro de los carriles del camino.

Para deflexiones de 120° o más, se pueden usar curvas compuestas requeridas para vehículos livianos; pero en cuyo caso, el desplazamiento de la curva central debe aumentarse de 0.75 m hasta 3.00 m como máximo para vueltas a 180° .

Todos estos diseños se recomiendan para situaciones con espacios reducidos del lugar, para realizar los proyectos. Pero cuando se disponga de espacio suficiente, es preferible por regla general un proyecto basado en camiones o autobuses.

Tabla N° 4.4.3.1. (1).

Trazados mínimos absolutos para curvas en intersecciones sin canalizar.

Vehículo de proyecto	Deflexión (ángulo de giro) en grados	Radio de la curva simple (metros)	Curvas compuestas simétricas (curva compuesta de tres centros)		Curvas compuestas asimétricas	
			Radio (m)	Desplazamiento radial (m)	Radio (m)	Desplazamiento radial (m)
Automóvil	30	18	-	-	-	-
Camión		30	-	-	-	-
Semirremolque		60	-	-	-	-
Automóvil	45	15	-	-	-	-
Camión		23	-	-	-	-
Semirremolque		53	60 – 30 – 60	1.0	-	-
Automóvil	60	12	-	-	-	-
Camión		18	-	-	-	-
Semirremolque		45	60 – 23 – 60	1.7	60 – 23 – 84	0.6 – 2.0
Automóvil	75	11	30 – 8 – 30	0.6	-	-
Camión		17	36 – 14 – 36	0.6	-	-
Semirremolque		-	45 – 15 – 45	2.0	45 – 15 – 69	0.6 – 3.0
Automóvil		9	30 – 6 – 30	0.8	-	-

Camión	90	15	36 – 12 – 36	0.6	-	-
Semirremolque		-	54 – 18 – 54	1.8	36 – 12 – 60	0.6 – 3.0
Automóvil		-	30 – 6 – 30	0.8	-	-
Camión	105	-	30 – 11 – 30	1.0	-	-
Semirremolque		-	56 – 14 – 56	2.5	45 – 12 – 64	0.6 – 3.0
Automóvil		-	30 – 6 – 30	0.6	-	-
Camión	120	-	30 – 9 – 30	1.0	-	-
Semirremolque		-	54 – 12 – 54	2.6	45 – 11 – 67	0.6 – 3.6
Automóvil		-	30 – 6 – 30	0.5	-	-
Camión	135	-	30 – 9 – 30	1.2	-	-
Semirremolque		-	48 – 11 – 48	2.7	40 – 9 – 56	1.0 – 4.3
Automóvil		-	23 – 6 – 23	0.6	-	-
Camión	150	-	30 – 9 – 30	1.2	-	-
Semirremolque		-	48 – 11 – 48	2.1	36 – 9 – 55	1.0 – 4.3
Automóvil	180	-	15 – 5 – 15	0.2	-	-
Camión	Vuelta en U	-	30 – 9 – 30	0.5	-	-
Semirremolque		-	40 – 8 – 40	3.0	30 – 8 – 55	2.0 – 4.0

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994

*El ancho de los carriles es de 3.65 m.

* La tabla recomienda curvas sencillas de radio único para ángulos de giro pequeños (<75°) ya que el desarrollo es corto y no cabe la posibilidad práctica de curvas de enlace que mejoren el trazado. Para ángulos mayores de 75° se recomienda el uso de curvas de tres centros.

4.22 (2) Trazados Mínimos de Curvas en Intersecciones Canalizadas.

Por otra parte cuando las intersecciones se proyectan para que circulen vehículos pesados, o para que den vuelta automóviles a una velocidad de 25 Km/h o mayor, la calzada puede llegar a ser excesivamente ancha para un control adecuado del tránsito. Para evitar esto, deben incluirse islas para guiar al tránsito que sigue de frente y al que da vuelta. Los elementos básicos para el trazado de ramales de giro canalizados son:

- a) La alineación del borde interior del pavimento.
- b) El ancho del carril de giro. Que no debe ser menor de 4.25 m en la parte central de la curva.
- c) El tamaño mínimo aceptable para la isla de canalización.

El diseño mínimo de ramales de giro para vueltas a 90°; que cumple con los requisitos mencionados, esta basado en la isleta mínima y el ancho mínimo de calzada de 4.25 m. En este caso se requiere un arco circular con radio de 18.25 m en la orilla interna de la calzada o una curva compuesta de radios 45, 15 y 45 m con desplazamiento de 1.0 m. este diseño permite no solamente que los automóviles den vuelta a una velocidad de 25 Km/h, si no también que la trayectoria de la rueda externa de camiones o buses tenga un radio de giro de mas o menos 20 m y pase a 0.30 m de la orilla de la isleta y de la orilla interna de la calzada.

Aumentando el ancho de la calzada a 5.50 m en la parte central de la curva y usando la misma curva compuesta, pero con un desplazamiento de 1.50 m se obtiene un mejor proyecto. Este

diseño permite que los autobuses pueden utilizar un radio de giro de 21.0 m con espacios libres amplios y hace posible las vueltas de semirremolques invadiendo ligeramente los carriles adyacentes. En todos los casos las isletas deben colocarse a 0.50 m aproximadamente de la prolongación de la orilla interna de la calzada en tangente.

En la tabla 4.4.3.1.(2) se entregan los valores a usar en giros mínimos canalizados. Estas dimensiones han sido determinadas en forma semejante a las de las vueltas en ángulo recto. Criterio que ha sido usado tanto en intersecciones canalizadas como no canalizadas.

Tabla N° 4.4.3.1. (2).

Trazados mínimos absolutos para ramales de giro en intersecciones canalizadas

Deflexión en grados.	Tipo de proyecto	Curva compuesta de tres Centros (simétrica)		Ancho de la calzada o ramal (metros)	Tamaño aproximado de la isla (m ²)
		Radios (m)	Desplazamiento (m)		
75	A	45 – 23 – 45	1.0	4.2	5.5
	B	45 – 23 – 45	1.5	5.4	5.0
	C	55 – 28 – 55	1.0	6.0	5.0
90	A	45 – 15 – 45	1.0	4.2	5.0
	B	45 – 15 – 45	1.5	5.4	7.5
	C	55 – 20 – 55	2.0	6.0	11.5
	A	36 – 12 – 36	0.6	4.5	6.5

105	B	30 – 11 – 30	1.5	6.6	5.0
	C	55 – 14 – 55	2.4	9.0	5.5
120	A	30 – 9 – 30	0.8	4.8	11.0
	B	30 – 9 – 30	1.5	7.2	8.5
	C	55 – 12 – 55	2.5	10.2	20.0
135	A	30 – 9 – 30	0.8	4.8	43.0
	B	30 – 9 – 30	1.5	7.8	35.0
	C	48 – 11 – 48	2.7	10.5	60.0
150	A	30 – 9 – 30	0.8	4.8	130.0
	B	30 – 9 – 30	2.0	9.0	110.0
	C	48 – 11 – 48	2.1	11.4	160.0

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, manual de Centroamérica. Para velocidades de 25 Km/h ó mayor.

Clasificación para Diseño:

A.- Principalmente vehículos ligeros; permitiendo ocasionalmente diseños para vehículos pesados como es el caso del camión o autobús con espacios restringidos para dar vuelta.

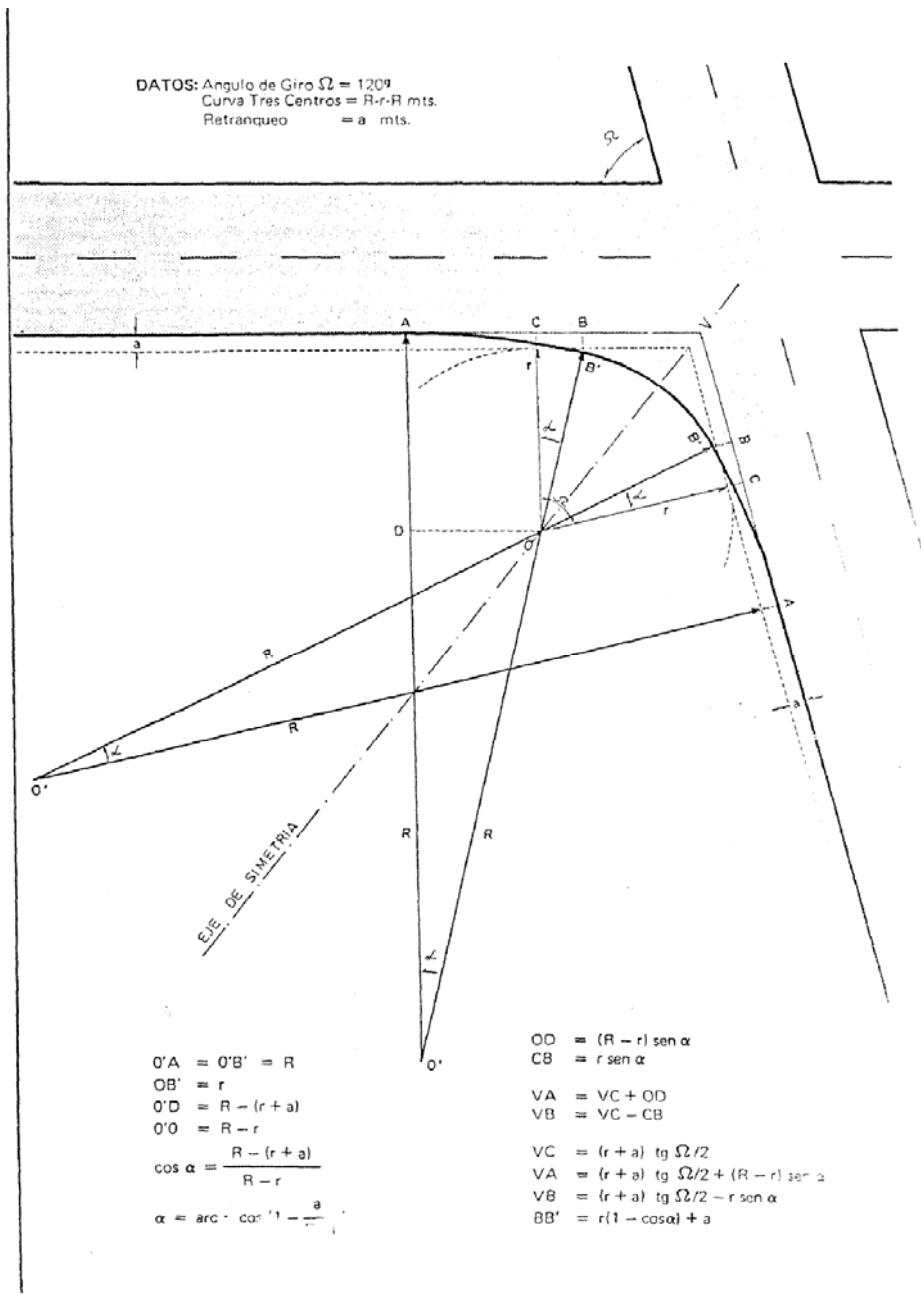
B.- Provisto para vehículos pesados ya sea camión o autobús; ocasionalmente permite al semirremolque el cual representa a otro tipo de vehículo, girar invadiendo ligeramente los carriles de tránsito adyacentes.

C.- Provisto exclusivamente para vehículos pesados tipo semirremolque.

Para deflexiones entre 75° y 120° , las dimensiones mínimas están limitadas por las de la isleta.

Para deflexiones de 120° o mayores, las dimensiones generalmente están limitadas por las trayectorias más pronunciadas de los vehículos seleccionados y por las curvas de la orilla interna de la calzada que se ajustan a estas trayectorias.

FIGURA 3.404.302 A. TRAZADO DE CURVA DE TRES CENTROS



4.23 Sobreelevación de curvas en Intersecciones.

De acuerdo a la revisión que hicimos de los manuales de carreteras presentamos los valores recomendables de la sobreelevación en la tabla N° 4.4.3.2, de estos datos se tiene que la máxima sobreelevación debe ser del 10 por ciento. En caso de tener rangos lo recomendable es usar las cifras medias o del tercio superior. Cuando se diseña con curvas compuestas se debe tomar la curva de menor radio. Una tasa de dos por ciento es considerada un mínimo práctico para el drenaje efectivo de la superficie de rodamiento.

Tabla N° 4.4.3.2 (a) Sobreelevación en curvas de intersecciones.

Radio (m)	Rangos de Sobreelevación. %					
	Velocidades de Diseño Curvas, km/h					
	20	30	40	50	60	70
15	2-10	-	-	-	-	-
25	2-7	2-10	-	-	-	-
50	2-5	2-8	4-10	-	-	-
70	2-4	2-6	3-8	6-10	-	-
100	2-3	2-4	3-6	5-9	8-10	-
150	2-3	2-3	3-5	4-7	6-9	9-10
200	2	2-3	2-4	3-5	5-7	7-9
300	2	2-3	2-3	3-4	4-5	5-6
500	2	2	2	2-3	3-4	4-5
700	2	2	2	2	2-3	3-4
1000	2	2	2	2	2	2-3

Fuente: Manual de Centroamérica.

En los perfiles de las carreteras de dos carriles, la pendiente del borde de la calzada con respecto a la pendiente de la línea central, no debe variar en 0.5 por ciento para velocidades de diseño de 80 KPH y de 0.65 por ciento para las velocidades similares de 65 KPH, de conformidad con los datos mostrados en la tabla siguiente.

Tabla N° 4.4.3.2

(b) Máximo cambio de pendiente para los perfiles entre los bordes de los carriles y la línea central en carreteras de dos carriles, en función de la velocidad.

Velocidad km/h	Diferencia de Pendiente Máxima Longitudinal (%)
30	0.75
40	0.70
50	0.65
60	0.60
70	0.55
80	0.50
90	0.50
100	0.45
110	0.42

Los datos de la tabla N° 4.4.3.2 (b) corresponden a una calzada de 7.2 m de ancho, admitiéndose que estos puedan ser variados en mas o menos 25 por ciento según que la calzada tenga un ancho mas amplio o menos amplio.

Para el diseño de la salida de una carretera en una intersección, se debe considerar que el perfil longitudinal y la pendiente de la carretera principal son fijos y determinados de previo. A medida que la curva de salida se separa de la pista principal, el borde de la sección ampliada puede gradualmente variar con respecto al eje principal. Poco después del punto donde la sección de giro alcanza su ancho total, una nariz de acceso separa ambos pavimentos, sin que hasta entonces se haya podido alcanzar la sobreelevación propuesta para la curva. Después de la nariz de acceso, se desarrollará la sobreelevación hasta alcanzar los límites del diseño propuesto.

4.23.1 Características geométricas de carriles especiales.

Estos carriles constituyen ensanchamientos de la calzada, para fines específicos. Entre estos, se tienen:

a. Carriles de cambio de velocidad.

Antes de entrar en una vía de giro o ramal, normalmente los vehículos tienen que frenar, así como acelerar al salir de aquélla, ya que su velocidad es inferior a la de la vía principal. Para que estos cambios de velocidad no perturben el tránsito en tanto mayor grado cuanto más elevado sea el volumen, se habilitan carriles especiales, que permitan a los vehículos hacer sus cambios de velocidad fuera de la vía principal, que debe ser una vía dividida. Estos carriles son imprescindibles en carreteras principales de una o de dos calzadas; o en otras carreteras que tengan movimientos de giro superiores a 25 vehículos por hora.

b. Carriles de desaceleración.

Tienen por objeto permitir que los vehículos que vayan a ingresar en la vía de giro o ramal puedan reducir su velocidad hasta alcanzar la de ésta. Su utilidad es tanto mayor cuanto mayor sea la diferencia con la vía principal. Si los vehículos deben detenerse, para efectuar su giro a la izquierda, por ejemplo, puede ser necesario prolongar el carril de desaceleración con una zona de espera.

Tipo paralelo. Es un carril más que se añade a la vía principal, con una zona de transición (o cuña) de anchura variable en su extremidad. (Ver figura 3.5.2 y 3.5.4).

Tipo directo. Está constituido por un carril recto (o curvo de gran radio), que forma en el borde de la calzada principal un ángulo muy pequeño (2° a 5°); y enlaza con la vía de giro o ramal. (Ver figura 3.5.3).

Los carriles de desaceleración de tipo directo se acomodan más a la trayectoria del vehículo, cuando éste sale por la derecha; cuando la salida es por la izquierda convienen más los paralelos, que se prolongan con frecuencia en carriles de espera. Es el caso de los que se disponen en la mediana cuando se admiten giros a la izquierda desde la vía principal.

Figura 3.5.2 CARRIL DE DESACELERACION (TIPO PARALELO)

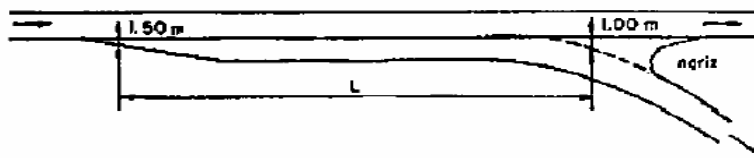


Figura 3.5.3 CARRIL DE DESACELERACION (TIPO DIRECTO)

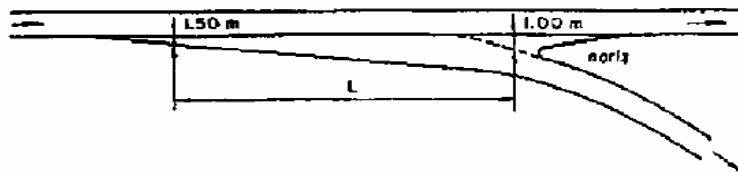
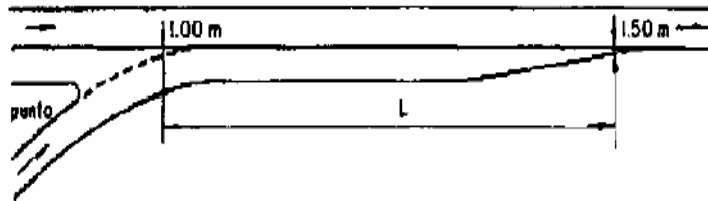


Figura 3.5.4 CARRIL DE ACELERACION (TIPO PARALELO)



c. Carriles de aceleración.

Se diseña y construye un carril de aceleración para que los vehículos que salen de sus ramas de giro, y deseen incorporarse a la vía principal, puedan hacerlo con una velocidad similar a la de los vehículos que circulan por ésta, Los carriles de aceleración no siempre se justifican.

No deben implantarse cuando la vía secundaria está controlada por señales de pare o por semáforos, pues resultan demasiado largos y antieconómicos e innecesarios.

Los carriles de aceleración sólo pueden ser de tipo paralelos, ya que los directos plantean problemas de visibilidad hacia atrás.

De todos los tipos de carriles especiales el que se emplea con mas frecuencia en las carreteras, es el carril de desaceleración cuyos valores de diseño se emplean para proyectar los carriles de giro izquierda o derecha; ambos diseños se basan en los valores tanto de ancho como de longitud del carril de desaceleración.

Para determinar entonces el ancho y las longitudes de los carriles especiales en intersecciones a nivel y en intercambios se deberá considerar lo siguiente:

a) Los carriles especiales, deben disponer de una apropiada longitud de transición y diseñarse con un ancho mínimo de 3.0 metros, aunque es mas deseable que tengan el ancho de carril de la carretera a la cual se integra.

b) En la figura 11.50 se encuentran representadas las conclusiones del trabajo realizado por la AASHTO, con relación al estudio de la aceleración normal de los vehículos. Mediante el empleo de este grafico se determinara la longitud para un carril de aceleración, a partir de los valores

conocidos de una velocidad inicial al empezar el carril de aceleración (V_a') y de una velocidad de ruedo alcanzada (V_a); que se supone inferior en 8 Km/h a la velocidad de ruedo o de marcha del camino principal. La longitud quedara definida en el punto donde se cruzan las líneas que corresponden a estos valores. Las longitudes de la tabla 6.5 deberán corregirse por efecto de las pendientes mediante los factores presentados en la tabla 6.6.

Tabla N° 6.5

Longitudes Mínimas de Aceleración para las Terminales de Entrada de

Rampas con Pendientes de 2 por ciento o menos.

Longitud del carril de Aceleración, L , en metros										
Para la Velocidad de Diseño (km/h) de la Curva de Entrada										
Velocidad de diseño de la Carretera, en Km/h	Velocidad de ruedo o de marcha en la carretera principal, en km/h	Velocidad de ruedo, alcanzada (V_a) en la salida, en km/h	0	20	30	40	50	60	70	80
			Velocidad Inicial de Entrada (V_a'), en km/h							
			0	20	28	35	42	51	63	70

50	45	37	60	-	-	-	-	-	-	-
60	53	45	100	85	70	-	-	-	-	-
70	71	53	145	125	110	85	50	-	-	-
80	68	60	195	180	165	135	100	55	-	-
90	75	67	275	260	240	210	175	130	50	-
100	83	75	370	345	330	300	265	220	145	55
110	89	81	430	405	390	360	330	285	210	120

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994,

Los valores de la longitud de los carriles de aceleración de la tabla, han sido tomados de las normas de Centroamérica que son prácticamente los mismos datos recomendados en el manual Mexicano (pag. 537). Pero sin embargo menores comparados con otras normas, por lo anterior hemos optado por la elección de estos sobre todo por la disparidad de las velocidades involucradas en el calculo. Mediante el estudio hemos llegado a concluir que los datos presentados en tablas de diferentes normativas, han sido tomados de la figura 11.50 (incluidos los valores anteriores); a partir de las velocidades de marcha establecidas. La única variante radica en las velocidades involucradas en la determinación de la longitud.

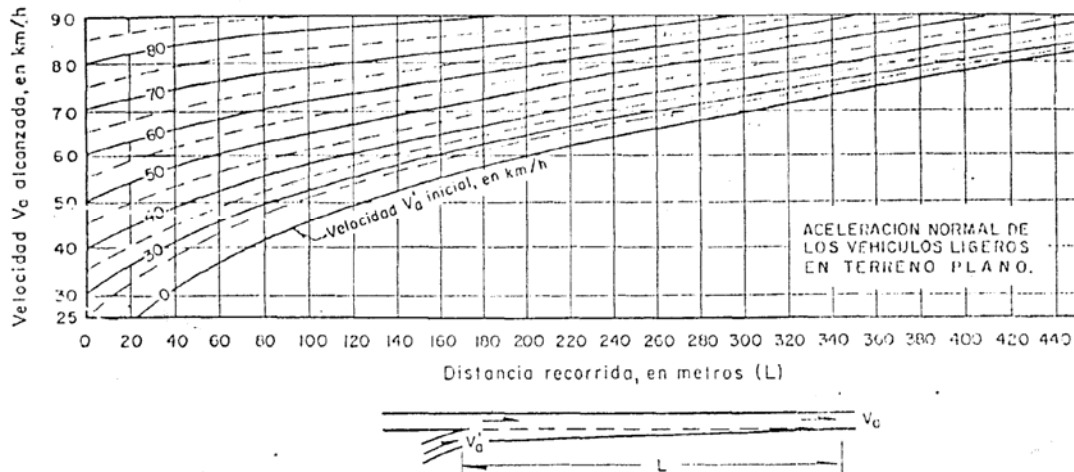
Tabla 6.6

Ajustes de la Longitud del Carril de Aceleración, en función de la Pendiente Longitudinal

Velocidad de Diseño de la Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud para la Vel. de Diseño de la curva Carretera, Km/h de entrada, en Km/h (Tabla 6.5)						
	40	50	60	70	80	Todas las Vel.
+3% a +4% pendiente			-3% a -4%			
60	1.3	1.4	1.4	-	-	0.7
70	1.3	1.4	1.4	1.5	-	0.65
80	1.4	1.5	1.5	1.5	1.6	0.65
90	1.4	1.5	1.5	1.5	1.6	0.6
100	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	0.6
110	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	0.6
+5% a +6% pendiente			-5% a -6%			
60	1.5	1.5	-	-	-	0.6
70	1.5	1.6	1.7	-	-	0.6
80	1.5	1.7	1.9	1.8	-	0.55
90	1.6	1.8	2.0	2.1	2.2	0.55
100	1.7	1.9	2.2	2.4	2.5	0.5
110	2.0	2.2	2.6	2.8	3.0	0.5

Los factores de esta tabla se multiplican por las distancias de la tabla 6.5, para obtener la longitud horizontal del carril de aceleración.

FIGURA 11.50. LONGITUDES PARA CARRILES DE ACELERACIÓN



c) En el caso de los carriles de desaceleración, en la figura 11.49 han sido obtenidas también las conclusiones de los estudios para las dos etapas consideradas en la desaceleración de los vehículos.

El gráfico A proporciona la distancia recorrida durante la desaceleración sin aplicar los frenos y el gráfico B la distancia recorrida durante el frenado. La suma de las distancias bajo las dos condiciones proporciona la longitud para un carril de desaceleración.

A partir de los gráficos se derivan las longitudes resultantes para los carriles de desaceleración que se muestran en la tabla 4.4.3.3. c). la diferencia entre estos datos tomados del manual de Centroamérica con relación a los valores recomendados en otras normas, tiene que ver con las velocidades de marcha usadas para determinar la longitud del carril.

Tabla N° 4.4.3.3. c).

**Longitudes Mínimas de Desaceleración para las Terminales de Salida de
Rampa, con Pendientes de 2 por ciento o menos**

Longitud de Desaceleración, L, en metros, para la Velocidad de Diseño de la Curva de Salida, Km/h									
Velocidad de Diseño de la Carretera, en Km/h	Velocidad de Ruedo de la Carretera, en Km/h	0	20	30	40	50	60	70	80
		Velocidad de Ruedo, en Km/h							
		0	20	28	35	42	51	63	70
50	47	75	70	60	45	-	-	-	-
60	55	95	90	80	65	55	-	-	-
70	63	110	105	95	85	70	55	-	-
80	70	130	125	115	100	90	80	55	-
90	77	145	140	135	120	110	100	75	60
100	85	170	165	155	145	135	120	100	85
110	91	180	180	170	160	150	140	120	105

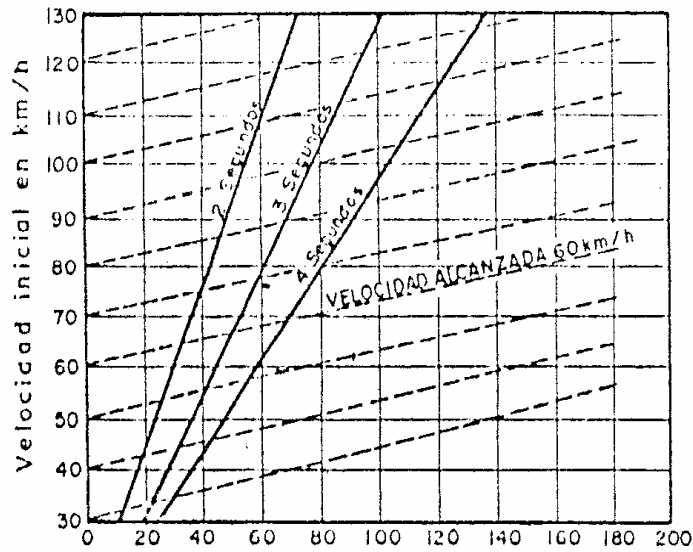
Tabla N° 6.8

Ajustes de la Longitud del Carril de Desaceleración, en función de la Pendiente Longitudinal

Velocidad de Diseño de la Carretera, kms. por hora	Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud de la Velocidad de Diseño de la Curva de Entrada, en kilómetros por hora	
Todas	+3 a +4 % 0.9	-3 a -4 % 1.2
Todas	+5 a +6 % 0.8	-5 a -6 % 1.35

Factor a aplicar a los datos de la tabla N° 4.4.3.3. c), para obtener la longitud horizontal de desaceleración.

FIGURA 11.49. DISTANCIAS RECORRIDAS DURANTE LA DESCELERACION PARA VEHÍCULOS LIGEROS, EN KM/H

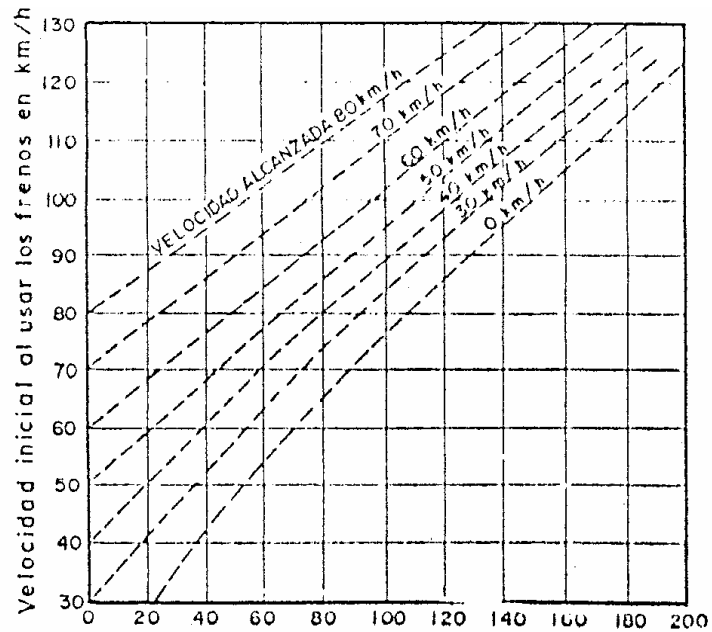


DISTANCIA RECORRIDA DURANTE

LA DESCELERACION CON MOTOR

SIN USAR FRENOS

ETAPA A



DISTANCIA DE DECELERACION RECORRIDA

DURANTE EL FRENADO

ETAPA B

nota: la suma de las dos distancias obtenidas de los gráficos proporciona la distancia recorrida por los vehículos durante la deceleración.

d) Carriles de desaceleración para almacenamiento y espera de vehículos.

Esta situación se presenta en los separadores centrales de medianas, cuando se admiten giros a la izquierda desde la vía principal. La tabla N° 3.5.7 indica las longitudes adicionales para almacenamiento y espera de vehículos, que depende del número de vehículos por hora que giran y que debe considerarse si existe condición de parada al final de la zona de desaceleración, cosa que generalmente ocurre en intersecciones sin semáforo. La longitud de esta tabla deberá sumarse a la longitud de desaceleración de la tabla N° 4.4.3.3.c) en el caso de que la intersección tenga las características mencionadas.

Si se trata de intersecciones con semáforo, la longitud necesaria para el almacenamiento se determina de acuerdo con el número de vehículos que hacen el movimiento durante el ciclo,

estimando una longitud media de 5 m por vehículo si solo hay tránsito liviano; y de 7.5 m si hay vehículos pesados.

Tabla N° 3.5.7. Longitud de Carriles de Almacenamiento.

N° Vehículos / hora que giran	30	60	100	200	300
Longitud adicional (m)	8	15	36	60	75

Características de las zonas con medianas interrumpidas.

(1) Cruces a través de la Mediana.

En carreteras divididas por una mediana, las intersecciones obligan a interrumpir la continuidad de esta para dar paso al tránsito que cruza o que gira a la izquierda, si tales maniobras son posibles. La pendiente transversal de la zona abierta en la mediana no deberá superar el 5%.

a) Abertura mínima de la mediana en zona de cruce. En intersecciones de tres o cuatro ramas, la apertura de la mediana deberá ser a lo menos igual al ancho del camino que la cruza (pavimento + bermas) y en ningún caso menor de 12 m. Si el camino que cruza no tiene bermas la apertura será igual al ancho del pavimento más 2.5 m y no menor de 12 m.

b) Trazados para Rematar la Mediana Interrumpida. En medianas de menos de 3.0 metros de ancho, el remate se ejecuta trazando un semi-círculo. Para medianas de más de 3.0 metros, se preferirá el trazado en forma de punta de proyectil. Este diseño se presenta en la figura 3.404.308 (3) A, se encuentra constituido por dos arcos circulares que se inician en el mismo punto de donde nacía el semicírculo básico y se cortan sobre el eje de la mediana en un ángulo agudo; este se redondea mediante una curva de radio 0.60 mts. Los arcos de círculo de la zona de la punta de proyectil son tangentes a la mediana y al eje de la calzada que cruza.

c) Trazados mínimos para giros a la izquierda. Los giros mínimos a la izquierda a través de la mediana de más de tres metros de ancho, se estudian a partir de la trayectoria que sigue el vehículo tipo, tal como en situaciones de giros a la derecha.

Los radios mínimos que a baja velocidad (15 a 20 KPH) garantizan una trayectoria adecuada,

dejando huelgas de al menos 0.60 metros entre las ruedas y los bordes de los carriles son:

Automóviles (L): R= 12 mts.

Camiones y buses (C): R= 15 mts.

V. Articulado/16.7 (V.A.): R= 22.5 mts.

Normalmente un diseño mínimo en base al vehículo tipo C es adecuado a la mayoría de los casos en que los vehículos articulados son escasos. Estos podrán efectuar el giro aunque sin huelga o eventualmente invadiendo en un corto trecho parte del carril contrario.

La tabla N° 4.4.3.4. c). resume las características que deben darse a la abertura de la mediana para permitir giros a la izquierda en intersecciones a 90°, en condiciones mínimas; según sea el ancho de la mediana y el tipo de remate que se utilice. Esta tabla esta calculada para el vehículo tipo L y el vehículo tipo C, para radios mínimos de giro de 12 y 15 metros respectivamente.

FIGURA 3.404.308 (3) A

ABERTURAS DE MEDIANA

TRAZADOS PARA RADIOS DE GIRO MÍNIMOS

EN INTERSECCIONES A 90 GRADOS

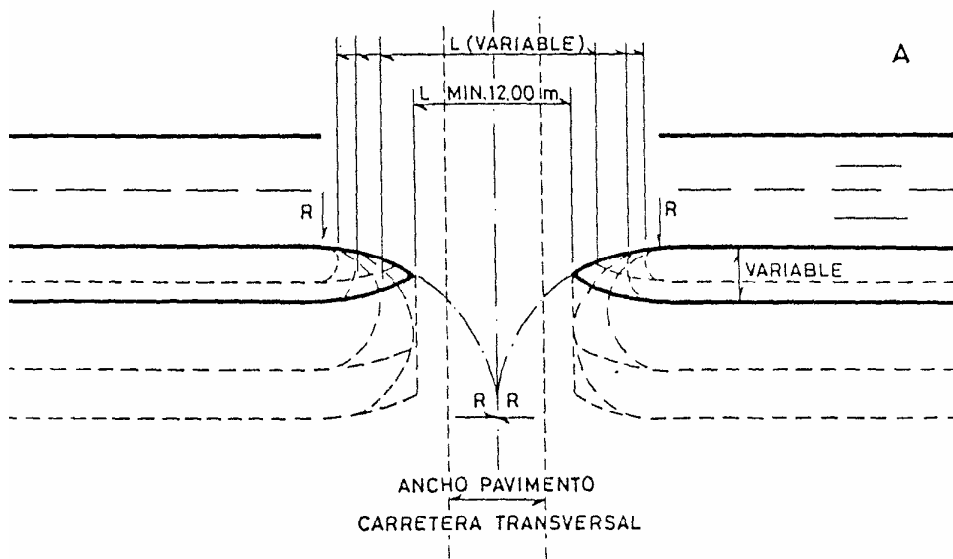


Tabla N° 4.4.3.4. (C).

Características de la zona abierta en la mediana para condiciones mínimas de giro a la izquierda.

Vehículos típicos de diseño L y C.

Ancho de la Mediana (m)	Abertura Mínima de la Mediana (m)			
	Semicircular		Tres Centros. Punta de bala	
	P (12 m)	SU (15 m)	P (12 m)	SU (15 m)
1.2	22.8	28.8	22.8	28.8
1.8	22.2	28.2	18.0	22.8
2.4	21.6	27.6	15.9	20.4
3.0	21.0	27.0	14.1	18.6
3.6	20.4	26.4	12.9	17.4
4.2	19.8	25.8	12.0	15.9
4.8	19.2	25.2	12.0	15.0
6.0	18.0	24.0	12.0	13.2
7.2	16.8	22.8	12.0	12.0
8.4	15.6	21.6	12.0	12.0
9.6	14.4	20.4	12.0	12.0
10.8	13.2	19.2	12.0	12.0
12.0	12.0	18.0	12.0	12.0
15.0	12.0	15.0	12.0	12.0
18.0	12.0	12.0	12.0	12.0
21.0	-	12.0	12.0	12.0

d) Giros en U en torno a la mediana. Esta posibilidad no es una practica recomendable, sin embargo, hay ciertos casos en que su existencia puede considerarse como un mal menor o bien puede aceptarse para volúmenes muy bajos que en otras circunstancias entorpecen el funcionamiento de una intersección. Los casos en que puede aceptarse este dispositivo son:

- En carretera con control total de acceso solo se aceptaran cuando se disponen para labores del personal de conservación de la carretera, uso de la policía o como lugar de estacionamiento de vehículos inutilizados.
- En carreteras con control parcial de accesos, se podrán aceptar para dar servicio a ciertas áreas de desarrollo marginales a la carretera. Si estas facilidades se dan de acuerdo con un estudio es posible elegir los lugares mas adecuados para hacerlo.

- En relación con cruces a nivel de importancia, suelen diseñarse aberturas para giros en U a distancias de 400 a 600 metros del cruce propiamente tal, ya sea con el objeto de permitir el retorno por alguna maniobra equivocada, o bien para trasladar algún giro de poca importancia, desde el cruce a la abertura para giro en U, o con el objeto de eliminar algunos puntos de conflicto en el propio cruce.

- Inmediatamente antes de una intersección importante con el objeto de posibilitar giros en U que de otro modo se darían en la intersección misma, obstaculizando el tránsito que cruza la vía principal.

e) Ancho de la mediana y tipo de maniobra asociada al giro en U. Evidentemente para que el giro en U no produzca demasiados trastornos, es necesario que la mediana tenga un ancho lo mayor posible. Para conseguir tal propósito, se hace una comparación de la longitudes de los vehículos con los anchos de las medianas de manera que estas proporcionen la suficiente protección en la abertura. Esto va a estar asociado también al tipo de maniobra que ejecuten los vehículos en la carretera dividida. El servicio que proporcionan las aberturas para retornos realizados de acuerdo con el diseño mínimo, puede sintetizarse como sigue:

Anchura de la faja separadora central (m)	Tipo de maniobras realizables en carreteras divididas de 4 carriles	Vehículo protegido mientras esta parado en la abertura
18.00	Casi todos los vehículos pueden realizar la vuelta en U, iniciándola y terminándola sobre los carriles interiores.	Todos los de proyecto
	Todo automóvil puede voltear en U, desde y hacia los carriles interiores. Algunos camiones inician	

12.00	y terminan la vuelta sobre los carriles exteriores; otros mas largos lo hacen con cierta invasión del acotamiento.	Automóvil y Camión
10.00	Permite la vuelta en U a los automóviles desde y hacia los carriles interiores; los camiones invaden el acotamiento.	Automóvil y Camión
6.00	Permite a los automóviles la vuelta en U del carril interior al exterior; los camiones grandes no pueden hacerlo en una sola operación.	Automóvil

4.24 Trazado en planta de las islas de la intersección.

En el capítulo III, describimos los diferentes tipos de islas empleadas en el diseño de intersecciones. A continuación se describen algunos criterios empleados, para el trazado de estos dispositivos:

a) Isletas direccionales o canalizadas. Son de forma triangular, sirven de guía al conductor a lo largo de la intersección y le indican la ruta a seguir. La localización de las islas debe ser clara, evidente y fácil de seguir el viaje. Los contornos de las islas triangulares están determinados por las orillas de las calzadas del tránsito directo y la de los enlaces, con su correspondiente espacio libre lateral a las orillas de la isla. Los vértices de las islas deben redondearse o rebajarse de

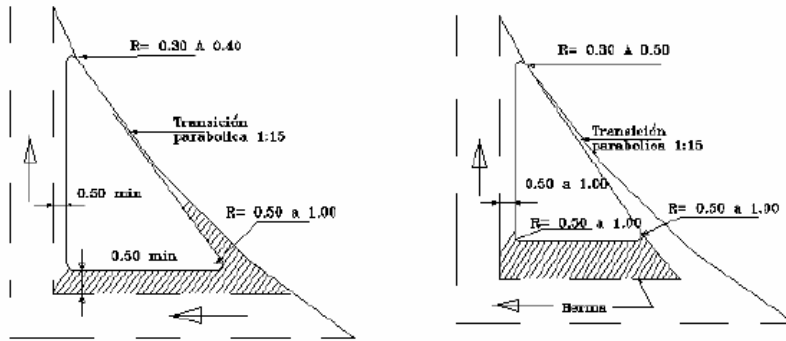
nivel a efectos de visibilidad y sencillez constructiva. El desplazamiento de la isla, con respecto a los carriles para el tránsito directo, depende del tipo de tratamiento de la orilla y otros factores, como la longitud de la transición o pavimento auxiliar antes de la isla, velocidad del tránsito, etc. No es necesario dicho desplazamiento referido al borde del pavimento de un carril para dar vuelta, excepto en su vértice de entrada. Este deberá desplazarse de 0.5 a 1.0 m.

Las islas triangulares de la figura 3.7.5; tienen el vértice de acceso redondeado con un radio de 0.5 a 1.0 m, el vértice de salida redondeado con un radio mínimo de 0.3 m y el vértice del ángulo recto se redondea con un radio de 0.5 a 1.0 m. para el caso de la isleta sin berma, en el que la isla está colocada en la orilla del carril de camino directo, la solera o guarnición deberá quedar desplazada 0.5 m como mínimo.

b) Isletas separadoras. Tienen forma alargada y se usan principalmente en las cercanías de las intersecciones, en carreteras no divididas. La figura 3.7.6 muestra la transición para la aproximación a una isleta de separación de sentidos en una carretera de circulación rápida. El vértice de acceso de la isla deberá diseñarse cuidadosamente ya que se encuentra en línea directa con el tránsito que se aproxima. En las zonas rurales, el acceso deberá consistir de un ensanchamiento o transición gradual de la raya central, proporcionado por una ampliación de la corona del camino. De preferencia, deberá cambiarse gradualmente a una marca realzada, de color y textura contrastante con los carriles de circulación. La longitud de la transición que contrasta con el pavimento es función de la velocidad, tiene un valor de 100 m o más. La guarnición o bordillo de la isla elevada, deberá desplazarse en el vértice de acceso cuando menos 0.5 m y de preferencia 1.2 m de la orilla interior del carril. El otro extremo de la isla, en el cruce con el camino transversal se tratará como un remate de mediana.

c) Dimensiones recomendadas para las isletas. Las islas deben ser lo suficientemente grandes para llamar la atención de los conductores. El menor tamaño de isla debe tener una superficie de 6 a 9 m². Las islas triangulares deben tener un lado mínimo de 3.0 m. Las islas separadoras, deben tener un ancho mínimo de 1.0 metro y una longitud de 3.5 a 6.0 metros. Las islas divisorias en carreteras importantes de alta velocidad de diseño deben tener una longitud mínima de 30 m y de preferencia hasta 100 m o más, sobre todo cuando sirven a su vez para la introducción de un carril central de cambio de velocidad y espera de vehículos.

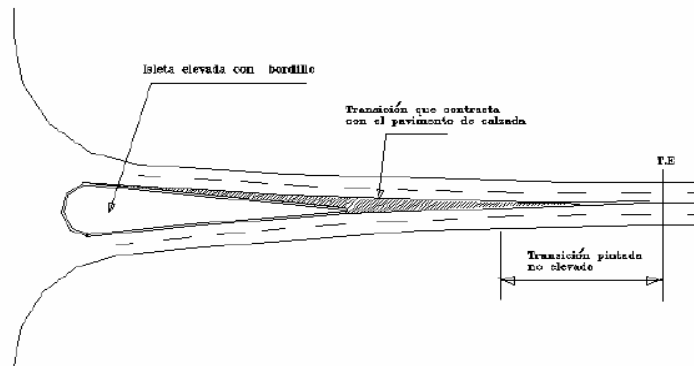
figura 3.7.5 Isletas direccionales



Isleta sin berma

Isleta con berma

figura 3.7.6 Isletas separadoras

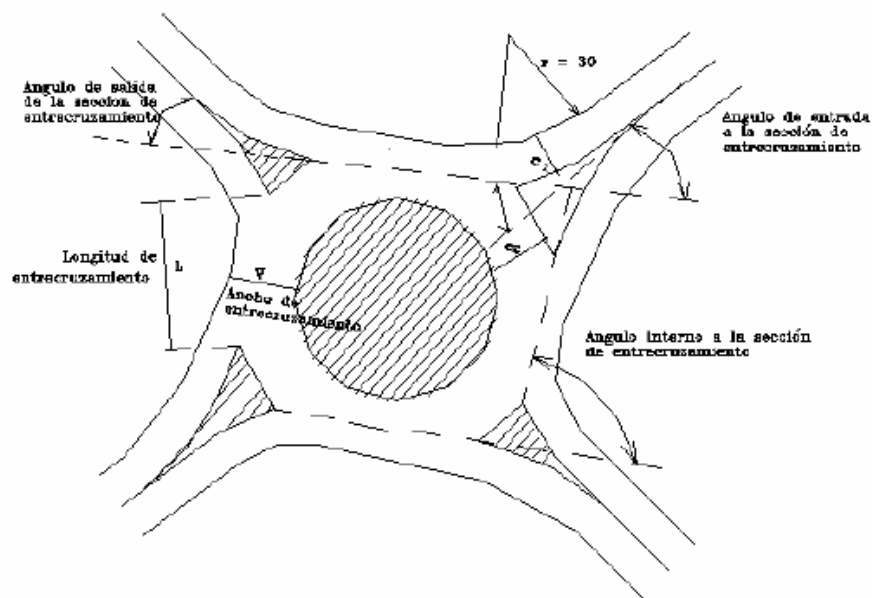


4.25 Intersecciones rotatorias, giratorias o glorietas.

La más común es la convencional, la cual es una glorieta que tiene una calzada de una vía, compuesta de secciones de entrecruzamiento, alrededor de una isla central circular, normalmente sin accesos ampliados; pueden ser de tres, cuatro o más accesos. Para que una glorieta sea convencional el diámetro de la isla central debe ser igual o superior a 25 metros. Las glorietas tienen ventajas y desventajas y muy poco se emplean en carreteras, a no ser en zonas suburbanas o en cercanías a los pueblos. Se deben considerar condiciones de seguridad y en especial de iluminación nocturna.

La glorieta dispone de una isleta central, circular, que permite a los vehículos que penetran a la intersección por cualquiera de sus ramales abandonar la misma por el ramal elegido mediante un giro alrededor de dicha isleta. En la figura 3.7.11 se indican los elementos de la glorieta convencional.

Figura 3.7.11 GLORIETA CONVENCIONAL



4.26 Criterios de diseño geométrico.

En la tabla 3.7.4 se presentan los criterios de diseño geométrico aplicables a glorietas convencionales.

tabla 3.7.4 Criterios de diseño de glorietas

Descripción	Unidad	Magnitud	
• Diámetro mínimo de la isla central	m	25	
• Diámetro mínimo del círculo inscrito	m	50	
• Relación W/L		Entre 0.25 y 0.40	
• Ancho sección de entrecruzamiento	m	15, máximo	
• Radio mínimo	De entrada	m	30
	De salida	m	40
	En esquinas isla central	m	10
• Sobreancho en las curvas	Radio (m)		
	15	mm	600
	22	mm	300
	30	mm	150
• Angulo ideal de entrada		60°	
• Angulo ideal de salida		30°	

4.27 Criterios de diseño geométrico para intersecciones a desnivel.

a. Capacidad de las vías.

En la tabla 3.8.1 se indica la capacidad de las vías principales y de las vías de enlace en intersecciones a desnivel, expresada en automóviles directos equivalentes por hora (ade/hora).

Tabla 3.8.1 CAPACIDAD DE LAS VIAS EN INTERSECCIONES A DESNIVEL

Tipo de vía	Ancho del carril (metros)	Capacidad práctica por carril (ade/ hora)
• Vía principal	3.5 a 3.65	1500
• Vía secundaria	3.0	1350
• Vía de enlace		1200
• Carril de desaceleración		1200, siempre y cuando se anuncie mediante señal informativa ubicada mucho antes de llegar a la intersección.

b. Flujos emergentes.

El flujo máximo que emerge (flujo en el carril más cercano, aguas arriba del punto de entrada, más el flujo proveniente de la vía que conecta a la principal) está comprendido entre 1300 y 2000 vehículos por hora. Si el flujo que emerge es superior a 2000 vehículos por hora, se debe proveer un carril adicional en la vía principal, más allá del punto de intersección.

c. Sección de entrecruzamiento.

En la tabla 3.8.2 se indica la longitud mínima de la sección de entrecruzamiento correspondiente a una velocidad de entrecruzamiento de 50 km/h. El número mínimo de carriles en la sección de entrecruzamiento está dado por la siguiente expresión:

$$N = \frac{W_1 + 3W_2 + F_1 + F_2}{C}$$

N : número de carriles

W1: volumen mayor que se entrecruza, en ade/hora

W2 : volumen menor que se entrecruza, en ade/hora

F1 y F2: volúmenes exteriores que no se entrecruzan

C : capacidad normal del carril de la vía principal

En el análisis de secciones de entrecruzamiento se deben tener en cuenta los siguientes puntos:

* Cuando N es menor que 3, para un volumen total con un volumen exterior que sobrepase 600 ade/hora, se debe suministrar un carril adicional para el flujo exterior.

* Cuando N es menor que 4, para un volumen total con dos volúmenes exteriores, cada uno superior a 600 ade/hora, se debe suministrar un carril adicional a cada uno.

* Si se suministra una longitud de entrecruzamiento mayor que la indicada, el ancho de la sección de entrecruzamiento se puede reducir. En la fórmula anterior $3W2$ se puede sustituir por:

$$\frac{(2L_{\text{Longitudindicada}} + 1)W_2}{L_{\text{Longitudreal}}}$$

* No se tendrá en cuenta el entrecruzamiento si la distancia en metros entre las vías de entrada y salida es igual o superior a 0.8 veces el volumen horario que se entrecruza.

* En donde emergen dos vías, el número de carriles más allá del punto de entrada no debe ser menor que la suma de los carriles de las calzadas que emergen menos uno

* Más allá del punto de salida el ancho de la calzada principal no se debe reducir en más de un carril.

tabla 3.8.2 Longitud mínima de entrecruzamiento para una velocidad de entrecruzamiento de 50 km/h

Volumen de entrecruzamiento (ade/hora)	Longitud mínima de la sección de entrecruzamiento (m)
1000	75
1500	120
2000	200
2500	290
3000	410
3500	565

d. Balance de carriles

En el estudio de intersecciones a desnivel se debe efectuar un balance de carriles que contemple los siguientes puntos como mínimo:

- * La distancia entre puntos de salida sucesivos debe ser al menos la longitud del carril que interviene en el cambio de velocidad y se debe incrementar hasta donde sea necesario para facilitar las maniobras y la señalización
- * Distancia mínima entre puntos consecutivos de entrada y salida: 180 metros
- * Angulo deseable entre la vía de enlace o secundaria y la calzada de la vía principal: 4 a 5°.
- * Longitud mínima de las narices de entrada y salida: 45 metros.
- * Si después de una punta de salida el ancho de la vía principal se reduce en un carril, la reducción debe hacerse mediante una línea diagonal cuya longitud sea superior a 90 metros, medidos a partir de la nariz de salida.

e. Carriles de aceleración y desaceleración

Los carriles de cambio de velocidad se deben ubicar en los tramos en donde la vía principal es razonablemente recta y los estándares de nivel y visibilidad son altos. Nunca se deben ubicar en los alineamientos curvos de la vía principal.

En las tablas 6.5 y 4.4.3.3. c) se presentan las longitudes recomendadas para los carriles de cambios de velocidad (carriles de aceleración y carriles de desaceleración).

f. Vías de enlace.

En la tabla 3.8.3 se presentan los criterios correspondientes a velocidad de diseño, ancho de calzada y pendiente en vías de enlace de intersecciones a desnivel o rampas, y en la tabla 3.8.4 los correspondientes a radios de curvatura y las distancias de visibilidad.

Las distancias de visibilidad de parada se deben chequear entre puntos a 1.15 metros por encima de la calzada, a lo largo de líneas a 1.8 metros de ambos bordes de la calzada.

tabla 3.8.3 Velocidad de diseño, ancho de calzada y pendiente en vías de enlace

Descripción	Criterio
Velocidad de diseño	<ul style="list-style-type: none"> • Adecuarla a la demanda de tránsito para lograr una capacidad suficiente y por homogeneidad se procurará que no sea inferior a $\frac{1}{2}$ de la correspondiente a la vía que se procede. • Si es un enlace, mínimo 25 km/h
Ancho	<ul style="list-style-type: none"> • Mínimo 4.0 metros de calzada, limitada en su lado derecho por una berma pavimentada de 1.0 metro de ancho y por su lado izquierdo otra berma pavimentada de 0.5 metros de ancho. • Si el volumen de tránsito amerita el suministro de una vía de enlace con dos carriles, el ancho de la calzada se debe incrementar a 7.3 metros.
Sobreancho	<ul style="list-style-type: none"> • No serán de aplicación los correspondientes a las vías principales y únicamente para radios menores de 30 metros el ancho de calzada será de 4.50 metros.
Pendiente	<ul style="list-style-type: none"> • Aconsejable $\leq 5\%$ • Máxima : 8% cuando el tránsito es liviano 5% cuando hay porcentaje alto de vehículos pesados

tabla 3.8.4 Radios de curvatura y distancias de visibilidad en vías de enlace

Velocidad de diseño, Km/h	Radio mínimo, m	Distancia mínima de visibilidad de parada, m	Peralte, %
60	150	90	5
50	70	55	6
40	50	45	7
30	30	30	7
25	15	20	8

g. Espaciamiento entre intersecciones a desnivel.

Para la definición del espaciamiento entre intersecciones a desnivel se establecen los siguientes criterios :

* Mínimo espaciamiento: 800 metros

* Espaciamiento ideal: 1.200 metros

h. Barandas vehiculares.

* La altura de la baranda debe medirse a partir de una superficie de referencia que debe ser la parte superior de la capa de rodadura, la parte superior de la sobrecapa futura si se prevé una repavimentación o la parte superior del sardinel cuando la proyección del sardinel es mayor que 22.5 cm desde la cara vehicular de la baranda.

* Las barandas vehiculares y las partes de tránsito de las barandas combinadas no deben tener una altura menor de 70 cm medida desde la parte superior de la superficie de referencia.

i. Espacios libres para pasos inferiores.

En la figura 3.8.2 se indican las dimensiones mínimas recomendadas para los espacios libres en pasos inferiores, las cuales se resumen como sigue:

* Altura libre vertical: 4.9 m para vías principales rurales y urbanas. 4.5 m para otras vías

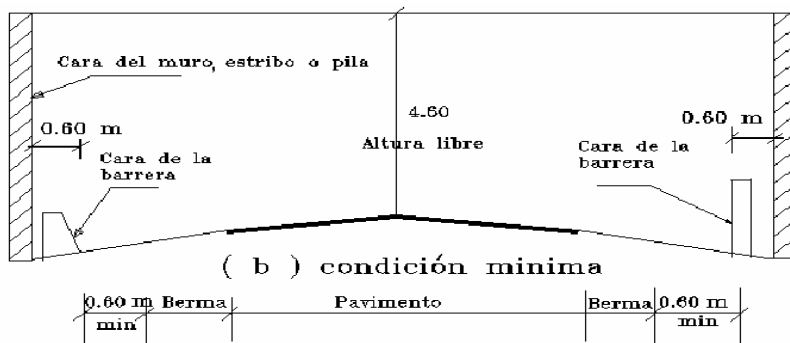
* Separación entre estribos o pilas:

- Deseable: ancho de calzada más 18 metros

- Mínimo: ancho de calzada más ancho de las bermas más 1.2 metros. En el caso de túneles, el ancho mínimo entre muros para túneles de dos carriles de tránsito debe ser 9.0 m.

* Los guardarruedas u otros elementos deben soportarse independientemente con la cara de tránsito localizado por lo menos a 0.60 m desde la cara de la pila o el estribo.

* La cara del guardarruedas u otro elemento debe localizarse por lo menos 0.60m por fuera de las bermas.



5 CAPITULO V ANALISIS DEL DISEÑO GEOMETRICO DE LA VIA PRIMARIA EN FUNCION DE LA PROPUESTA DEL MANUAL DEL DISEÑO GEOMETRICO DE CARRETERAS PARA EL SALVADOR

5.1 Introducción.

En este capítulo denominado “Propuesta de manual para el diseño geométrico de carreteras de El Salvador”, se reúnen las normas y especificaciones necesarias para proyectar el diseño de una carretera. Sus diferentes contenidos recogen los criterios generales del diseño, las condiciones relativas a la elección de velocidades de diseño como parámetro básico de la geometría de la vía.

La cuestión fundamental estriba en cuál es la velocidad más apropiada en la que se debe basar el alineamiento. El criterio clásico ha sido seleccionar y aplicar la velocidad de diseño, suponiendo que todos los vehículos van a circular y mantener uniformemente esa velocidad a lo largo de la vía. Su selección se basa principalmente en la clase o tipo de carretera y en las características topográficas y del entorno. Su aplicación permite establecer la referencia para algunos parámetros básicos del diseño, como radios mínimos, peraltes y visibilidades necesarias para determinadas maniobras.

Entre otros aspectos fundamentales de la geometría de las vías, se han considerado las Condiciones relativas a los alineamientos horizontal, vertical, sección transversal, criterios para ser aplicados en intersecciones, criterios generales para proyectar el drenaje de la carretera, etc.

Esta guía se ha elaborado a partir de una comparación de los diferentes manuales de diseño geométrico de carreteras principalmente AASHTO, Manual Centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras regionales (SIECA), Manual de carreteras de Colombia, Manual de carreteras del Ministerio de Obras Públicas de Chile, etc. Debido a la adaptabilidad que presentan de acuerdo a las condiciones del país lo cual hemos tomado en cuenta para desarrollar una metodología en este trabajo para ampliar y recopilar las normas viales del país.

Así mismo podrá ser tomado como material de consulta para los estudiantes de Ingeniería Civil y de Vías y Transporte como apoyo fundamental para su formación académica, para los ingenieros viales y administradores de proyectos que quieren aprender más acerca de la flexibilidad disponible al diseñar caminos así como también pueden usarla los ciudadanos que quieran tener una mejor comprensión del proceso de diseño vial.

5.2 Criterios de diseño.

5.2.1 Velocidad.

5.2.1.1 Objeto.

La velocidad constituye el elemento básico para el diseño geométrico de carreteras y se emplea como parámetro de cálculo de la mayoría de los diversos componentes del proyecto.

La velocidad debe ser estudiada, regulada y controlada con el fin de que ella origine un perfecto equilibrio entre el usuario, el vehículo y la carretera, de tal manera que siempre se garantice la seguridad.

El diseño geométrico de una carretera se debe definir en relación directa con la velocidad a la que se desea circulen los vehículos en condiciones aceptables de comodidad y seguridad.

Por lo tanto, el objetivo principal del diseño geométrico de una carretera deberá ser el de proveer el servicio (oferta) para satisfacer el volumen de tránsito (demanda), de una manera segura, cómoda y económica, con una velocidad adecuada, que supuestamente hayan de seguir la mayoría de los conductores.

5.2.1.2 Definiciones.

Para propósitos de aplicación de los criterios de diseño de las carreteras se deben tener en cuenta los siguientes conceptos relacionados con la velocidad.

5.2.1.3 Velocidad de diseño.

Se define como la máxima velocidad segura y cómoda que puede ser mantenida en una sección determinada de una vía, cuando las condiciones son tan favorables, que las características geométricas del diseño de la vía predominan.

Todos aquellos elementos geométricos de los alineamientos horizontal, de perfil y transversal, tales como radios mínimos, pendientes máximas, distancias de visibilidad, peraltes, anchos de carriles y bermas, anchuras y alturas libres, etc., dependen de la velocidad de diseño y varían con un cambio de ella.

Al proyectar un tramo de carretera, hay que mantener un valor constante para la velocidad de diseño. Sin embargo, los cambios drásticos y sus limitaciones mismas, pueden obligar a usar diferentes velocidades de diseño para distintos tramos.

Se debe considerar como longitud mínima de un tramo la distancia correspondiente a dos kilómetros, y entre tramos sucesivos no se deben presentar diferencias en las velocidades de diseño superiores a los 20 km/h.

5.2.1.4 Velocidad específica.

La velocidad específica de un elemento de diseño, es la máxima velocidad que puede mantenerse a lo largo del elemento considerado aisladamente, en condiciones de seguridad y comodidad, cuando encontrándose el pavimento húmedo y las llantas en buen estado, las condiciones meteorológicas, del tránsito y las regulaciones son tales que no imponen limitaciones a la velocidad.

5.2.1.5 Velocidad de marcha.

Denominada también velocidad de cruce, es el resultado de dividir la distancia recorrida entre el tiempo durante el cual el vehículo estuvo en movimiento, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito, la vía y los dispositivos de control. Es una medida de la calidad del servicio que una vía proporciona a los conductores, y varía durante el día principalmente por la variación de los volúmenes de tránsito.

Para obtener la velocidad de marcha en un viaje normal, se debe descontar del tiempo total de recorrido, todo aquel tiempo en que el vehículo se hubiese detenido por cualquier causa.

5.2.1.6 Velocidad de operación.

En el diseño geométrico de carreteras, se entiende como velocidad de operación de un determinado elemento geométrico, la velocidad segura y cómoda a la que un vehículo aislado circularía por él, sin condicionar la elección de la velocidad por parte del conductor ningún factor relacionado con la intensidad de tránsito, ni la meteorología, es decir, asumiendo un determinado nivel de velocidad en función de las características físicas de la vía y su entorno, apreciables por el conductor.

5.2.2 Selección de velocidades.

5.2.2.1 Velocidades de diseño.

Dado que en la selección de una adecuada velocidad de diseño se ven involucradas distintas variables pero no obstante las normas de diseño de distintos países establecen rangos de las velocidades a partir del tipo de vía y la configuración del terreno, recomendamos entonces las siguientes velocidades de diseño de la tabla 5.2.2.1.a, las cuales han sido tomadas de la clasificación para diseño realizada por el Ministerio de Obras Publicas.

Tabla 5.2.2.1.a) Velocidades de diseño según tipo de carretera y terreno.

Tipo de carretera	Tipo de terreno	Velocidad de diseño (KPH)
Clasificación especial	Plano	90
	Ondulado	70
	Montañoso	50
	Plano	90

Clasificación primaria	Ondulado	70
	Montañoso	50
Clasificación secundaria	Plano	80
	Ondulado	70
	Montañoso	50

Fuente: Clasificación de carreteras, Ministerio de Obras Publicas; Unidad de Planificación Vial.

Según la clasificación anterior las carreteras primarias están compuestas por todas aquellas troncales y accesos a capitales de departamento que cumplen con la función básica de integrar las principales zonas de producción y de consumo del país y de este con los demás países.

Las Vías secundarias o de segundo orden son aquellas que unen cabeceras municipales entre si y que provienen de una cabecera municipal y conectan con una principal.

Las velocidades anteriores representan valores medios de rangos, por lo que valores máximos y mínimos de velocidades de acuerdo a lo establecido en el manual de Centroamérica oscilan entre los 110 hasta los 30 KPH, de acuerdo a las condiciones mas restrictivas presentes en El Salvador.

Se incluye la tabla 4.2.2.1.b, en la cual se proporcionan valores de velocidad de diseño en términos del tipo de terreno y de los volúmenes de tránsito.

Tabla 4.2.2.1.b) Velocidades de diseño en KPH, en función de los volúmenes de tránsito y la topografía del terreno

Tipo de Terreno	Volúmenes de tránsito diario o TPDA, en vpd			
	>20,000	20,000-10,000	10,000-3,000	3,000-500

Plano	110	90	80	70
Ondulado	90	80	70	60
Montañoso	70	70	60	50

Fuente: Manual Centro Americano de normas para el diseño geométrico de carreteras regionales (SIECA).

5.2.2.2 Velocidades de operación y de marcha.

Para la determinación de las velocidades de operación deberán tomarse datos de velocidades puntuales en la mitad de las curvas horizontales y de las rectas que tengan suficiente longitud.

Así, se pueden obtener las sucesivas velocidades de operación o velocidades realmente prácticas como resultado o efecto operacional de la geometría de la vía.

La estimación de las velocidades reales de operación deberá apoyarse en el uso de un determinado modelo matemático, que tenga en cuenta todos o algunos de los parámetros involucrados, relacionados con las características físicas o geométricas de la carretera y su entorno, tales como: radio de las curvas, peraltes, longitud, tipo de vía, ancho de calzada, ancho de bermas, pendiente longitudinal, topografía, entorno urbanístico, etc.

Con respecto a la velocidad de marcha V_m y cuando no se disponga de un estudio real de ella en campo bajo las condiciones prevalecientes a analizar, se tomarán como valores teóricos los comprendidos entre el 90% y el 95% de la velocidad de diseño, tal como se muestran en la Tabla 4.2.2.2.

Tabla 4.2.2.2 Velocidades de marcha teóricas en función de la velocidad de diseño (SIECA)

Velocidad de diseño (KPH)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Velocidad de marcha o de Ruedo (KPH)	30	40	47	55	67	70	77	85	91

5.2.3 Distancias de visibilidad de parada.

La distancia de parada sobre una alineación recta de pendiente uniforme, se calcula mediante la expresión:

$$Dp = \frac{V \cdot t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254(f + p)}$$

D_p = Distancia de parada (m).

V = velocidad de diseño de la carretera (KPH).

t_p = Tiempo de percepción + reacción (seg.) cuyo valor se ha considerado en 2.5 seg.

f = Coeficiente de fricción longitudinal. El coeficiente de fricción longitudinal para proyecto varía entre 0.40 para una velocidad de 30 kilómetros por hora, hasta 0.28 para 110 kilómetros por hora. Estos coeficientes corresponden a pavimentos mojados y, por lo tanto, la velocidad de los vehículos en esta condición es inferior a la de proyecto y se aproxima a la velocidad de marcha, para bajos volúmenes de tránsito.

p = Pendiente de la carretera.

Se puede calcular de dos formas sin tomar en cuenta el efecto de la gradiente longitudinal de la vía y tomando en cuenta su efecto.

Sin el efecto de la gradiente longitudinal:

$$d = 0.278 * V * t + 0.039 * \frac{v^2}{a}$$

Donde:

d = distancia de visibilidad de parada en metros.

t = Tiempo de reacción para frenar = 2.5 seg.

v = Velocidad de proyecto en KPH

a = Tasa de desaceleración en $m/seg^2 = 3.4 m/seg^2$

Las distancias de visibilidad de parada calculada para varias velocidades bajo las condiciones asumidas se muestran a continuación en la tabla 4.2.3.a

Tabla 4.2.3.a) Distancias de visibilidad de parada. En terreno plano, sin el efecto de la gradiente longitudinal.

Velocidad de diseño	Velocidad de marcha	Tiempo de percepción y reacción	Coeficiente de fricción	Distancia de frenado	Distancia de parada	
KPH	KPH	Tiempo (s)	Distancia durante este tiempo (m)	f	(m)	(m)
30	30-30	2.5	20.8-20.8	0.40	8.8-8.8	30-30
40	40-40	2.5	27.8-27.8	0.38	16.6-16.6	45-45
50	47-50	2.5	32.6-34.7	0.35	24.8-28.1	57-63
60	55-60	2.5	38.2-41.7	0.33	36.1-42.9	74-85
70	67-70	2.5	43.8-48.6	0.31	50.4-62.2	94-111
80	70-80	2.5	48.6-55.6	0.30	64.2-83.9	113-139
90	77-90	2.5	53.5-62.4	0.30	77.7-106.2	131-169
100	85-100	2.5	59.0-69.4	0.29	98.0-135.6	157-205
110	91-110	2.5	63.2-76.4	0.28	116.3-170.0	180-246

Fuente: Manual centro Americano de normas para el diseño geométrico de carreteras regionales (SIECA).

Con el efecto de la gradiente longitudinal.

$$d = v^2 / (254 * ((a/9.81) \pm G))$$

Donde:

d = Distancia de visibilidad de parada en metros.

t = Tiempo de reacción para frenar = 2.5 seg.

v = Velocidad de proyecto en KPH

a = Tasa de desaceleración en m/seg² = 3.4 m/seg².

G = Gradiente longitudinal de la vía en valor decimal.

Cuando se tengan carreteras con pendientes de rasante con valores absolutos superiores al 3%, tanto en ascenso (+p) como en descenso (-p), se deberán realizar las correcciones necesarias a las distancias de visibilidad de parada dadas en la tabla 4.2.3.a) para tramos a nivel.

Por ello incluimos los valores corregidos en la tabla 4.2.3.b) todos obtenidos del manual de diseño de Centroamérica.

Tabla 4.2.3.b) Distancia de visibilidad en pendiente de bajada y subida con efecto de gradiente.

Velocidad de diseño	Distancia de parada en bajadas			Distancia de parada en subidas		
	(m)			(m)		
KPH	3%	6%	9%	3%	6%	9%
30	30.4	31.2	32.2	29.0	28.5	28.0
40	45.7	47.5	49.5	43.2	42.1	41.2

50	65.5	68.6	72.6	55.5	53.8	52.4
60	88.9	94.2	100.8	71.3	68.7	66.6
70	117.5	125.8	136.3	89.7	85.9	82.8
80	148.8	160.5	175.5	107.1	102.2	98.1
90	180.6	195.4	214.4	124.2	118.8	113.4
100	220.8	240.6	256.9	147.9	140.3	133.9
110	267.0	292.9	327.1	168.4	159.1	151.3

Fuente: Manual centro Americano de normas para el diseño geométrico de carreteras regionales (SIECA).

5.2.4 Distancia de visibilidad de adelantamiento.

La expresión que se utiliza para calcular la distancia de visibilidad de adelantamiento se resume de la manera siguiente: $Da = 5 Vd$.

Donde:

Da = distancia de visibilidad de adelantamiento, (m).

Vd = velocidad de diseño, (km/h).

En la tabla 4.2.4.a se indican los valores mínimos recomendados para la distancia de adelantamiento, calculados con la anterior expresión para carreteras de dos carriles dos sentidos.

Tabla 4.2.4.a) Mínima distancia de visibilidad de adelantamiento para carreteras de dos carriles dos sentidos

Velocidad de diseño Vd (KPH)	Mínima distancia de visibilidad de adelantamiento Da (m)
30	150
40	200
50	250
60	300
70	350
80	400
90	450
100	500
110	550

Fuente: Manual de diseño geométrico de carreteras. Santa Fe de Bogota Colombia.

Se deberá procurar obtener la máxima longitud posible en que la visibilidad de adelantamiento sea superior a la mínima de la tabla 4.2.4.a) Por lo tanto, como norma de diseño se debe proyectar, para carreteras de dos carriles dos sentidos, tramos con distancia de visibilidad de adelantamiento, de manera que en tramos de cinco kilómetros, se tengan varios subtramos de distancia mayor a la mínima especificada, de acuerdo a la velocidad de diseño.

Como una guía en la Tabla 4.2.4.b), se recomienda la frecuencia con la que se deben presentar las oportunidades de adelantar o el porcentaje mínimo habilitado para adelantamiento en el tramo de acuerdo a la velocidad de diseño.

Tabla 4.2.4.b) Oportunidades de adelantar por tramos de cinco kilómetros

Velocidad de diseño Vd (KPH)	30 - 50	60-80	90-100
Longitud mínima con distancia de visibilidad de adelantamiento (%)	20%	30%	40%

Fuente: Manual de diseño geométrico de carreteras. Santa Fe de Bogota Colombia

5.2.5 Evaluación de la visibilidad de un proyecto en planos.

La distancia de visibilidad es un elemento que debe tenerse en cuenta desde el principio del proyecto, dada la importancia que tiene tanto en la seguridad como en la capacidad de la futura carretera.

Las distancias de visibilidad, tanto de parada como de adelantamiento, se pueden medir directamente utilizando aplicaciones informáticas o específicas, anotándolas a intervalos frecuentes, usualmente cada 20 ó 25 metros, sobre los planos planta-perfil.

En carreteras de dos carriles con dos sentidos de circulación, deben medirse las distancias de visibilidad de parada y adelantamiento; en carreteras de dos calzadas separadas es suficiente el análisis de visibilidad de parada. Para efecto de la medición de las distancias de visibilidad se deben considerar las siguientes alturas:

- a) Altura de los ojos del conductor, medida sobre la superficie del pavimento: 1.15 metros.
- b) Altura del objeto que debe ver el conductor y que obliga a parar: 0.15 metros.

c) Altura del objeto en la maniobra de adelantamiento, que cubre la altura de la mayoría de los autos: 1.35 metros.

5.3 Alineamiento Horizontal.

El alineamiento horizontal esta constituido por alineamientos rectos, curvas circulares, y curvas de grado de curvatura variable que permiten una transición suave al pasar de alineamientos rectos a curvas circulares o viceversa o también entre dos curvas circulares de curvatura diferente. El alineamiento deberá permitir una operación suave y segura a la velocidad de diseño establecida.

5.3.1 Alineamientos Rectos y Curvos.

Durante el diseño de una carretera nueva se deben evitar tramos en planta con alineamientos rectos demasiados largos superiores a 20 V ($L_r = 20 V_d$, en KPH). Es preferible reemplazar grandes alineamientos (superiores a 1.5 Km), por curvas amplias de grandes radios (2,000 a 10,000 m). Como elemento de curvatura variable en el desarrollo se utilizara la clotoide, por razones de seguridad, comodidad y estética.

En caminos bidireccionales de dos carriles, a diferencia de lo que ocurre en carreteras unidireccionales, la necesidad de proveer secciones con visibilidad adecuada para adelantar, justifica una mayor utilización de rectas importantes. Sin embargo, rectas de longitud entre 8V y 10 V, enlazadas por curvas amplias de 10,000 o superiores, cubren adecuadamente esta necesidad.

Entre dos curvas circulares de distinto sentido se deberá mantener un tramo en recta que permita desarrollar adecuadamente la transición del peralte. Si estas curvas circulares poseen curva de enlace no será indispensable dejar un tramo recto entre el termino de una curva de enlace y el inicio de la siguiente.

Entre dos curvas circulares del mismo sentido es conveniente, por razones de seguridad, dejar un tramo en recta, según tabla 4.3.1.

Tabla 4.3.1 Espacio en recta entre curvas del mismo sentido.

V (KPH)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Lr min. (m)	40	55	70	85	100	110	125	140	155

Fuente: Manual de Carreteras Vol.3 del Ministerio de Obras Publicas de Chile.

El anterior criterio implica dejar un tramo en recta equivalente al espacio recorrido durante 5 segundos a la velocidad de diseño.

5.3.2 Curvas Circulares.

Las curvas circulares se corresponden con una curvatura constante, la cual es inversamente proporcional al valor del radio. En el diseño de carreteras corresponde a un elemento geométrico de curvatura rígida. La longitud del arco circular se determina multiplicando el valor del radio y el ángulo de deflexión o de giro del arco circular en radianes (Δ):

$$L_c = R \times C \text{ (Radianes).}$$

Donde: L_c : Longitud del arco circular, (m).

C : Angulo de giro del arco circular, en radianes.

5.3.2.1 Peralte.

El peralte es la inclinación transversal, en relación con la horizontal, que se da a la calzada hacia el interior de la curva, para contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga de un vehículo que transita por un alineamiento en curva. Dicha acción esta contrarrestada también por el rozamiento entre ruedas y pavimento. El peralte, siempre se necesita cuando un vehículo viaja en una curva cerrada a una velocidad determinada, para contrarrestar las fuerzas centrífugas y el efecto adverso de la fricción que se produce entre la llanta y el pavimento. Sin embargo el efecto de estas fuerzas puede ser desestimado en curvas con radios de gran amplitud.

Los valores del peralte recomendados, en el manual de Centroamérica; los cuales han sido tomados del libro que lleva por titulo: Norma para Diseño Geométrico de Viales, proyecto, El Salvador; son los siguientes:

Tabla 4.3.2.1.a) representan los máximos y están expresados en función de la velocidad de diseño y el tipo de carretera

País.	e (Sobreelevacion) o peralte.	Velocidad de Diseño (KPH)	Tipo de Carreteras
El Salvador	0.04	30	Urbanas y Rurales.
	0.10	110	Autopistas Suburbanas y Rurales

Fuente: Manual Centro Americano de normas para el diseño geométrico de carreteras regionales (SIECA)

Dado que las condiciones meteorológicas y topográficas imponen condiciones particulares en los diseños, se recomiendan para diseño los siguientes factores de sobreelevacion o peralte para diferentes tipos de área donde se localicen las carreteras:

Tabla 4.3.2.1.b) Se representa los valores de sobreelevacion y el tipo de terreno.

Tasa de sobreelevacion máxima “e” en (%)	Tipo de área
10	Rural Montañosa
8	Rural Plana
6	Suburbana
4	Urbana

Fuente: Manual Centro Americano de normas para el diseño geométrico de carreteras regionales (SIECA)

4.3.2.2 Coeficiente de fricción lateral.

Sobre la determinación de valores prácticos para diseño se han realizado innumerables pruebas por parte de diferentes organizaciones, sin embargo en las referidas Normas de Diseño Viales de El Salvador; se establece el siguiente rango de valores:

Tabla 4.3.2.2 Se representan los valores de fricción longitudinal según el tipo de carretera

País	f (fricción)	Velocidad de Diseño (KPH)	Tipo de Carreteras
El Salvador	0.17	30	Urbanas y Rurales.
	0.11	110	Autopistas Suburbanas y Rurales

Fuente: Manual Centro Americano de normas para el diseño geométrico de carreteras regionales (SIECA)

5.3.2.3 Radios mínimos absolutos.

Los radios mínimos para cada velocidad de diseño, calculados bajo el criterio de seguridad ante el deslizamiento, están dados por la expresión:

$$R_m = \frac{V^2}{127(P_{\max} + f_{\max})} ; t = 2p.$$

Donde: Rm = radio mínimo absoluto (m).

V = velocidad de diseño (KPH).

emax = peralte máximo asociado a V, en tanto por uno.

fmax = Coeficiente de fricción máximo, asociado a V.

El grado de curvatura (D) es el ángulo sustentado en el centro de un círculo de radio R por un arco de 20 metros, y se calcula por medio de la expresión:

$$D_{20} = 1145.92 / R$$

La tabla 4.3.2.3 condensa los radios mínimos y grados máximos de curvatura para las velocidades de diseño específicas indicadas; y solo podrán ser usadas en situaciones extremas, deberá evitarse su incorporación sorpresiva en tramos que superan las características mínimas.

Tabla 4.3.2.3 Radios mínimos de curvas horizontales para distintas velocidades de diseño.

Velocidad de Diseño (km/h)	Factor de Fricción Máxima	Peralte máximo 4%			Peralte máximo 6%		
		Radio (m)		Grado de Curva	Radio (m)		Grado de Curva
		Calculado	Recomendado		Calculado	Recomendado	
30	0.17	33.7	35	32° 44'	30.8	30	38° 12'
40	0.17	60.0	60	19° 06'	54.8	55	20° 50'
50	0.16	98.4	100	11° 28'	89.5	90	12° 44'
60	0.15	149.2	150	7° 24'	135.0	135	8° 29'
70	0.14	214.3	215	5° 20'	192.9	195	5° 53''
80	0.14	280.0	290	4° 05'	252.0	250	4° 35'
90	0.13	375.2	375	3° 04'	335.7	335	3° 25'
100	0.12	492.1	490	2° 20'	437.4	435	2° 38'
110	0.11	635.2	635	1° 48'	560.4	560	2° 03'

Fuente: Manual Centro Americano de normas para el diseño geométrico de carreteras regionales (SIECA)

Normalmente resultan justificados radios superiores al mínimo, con peraltes inferiores al máximo, que resultan mas cómodos tanto para los vehículos lentos, como para vehículos rápidos. Si se decide emplear radios mayores que el mínimo, habrá que elegir el peralte en forma tal que la circulación sea cómoda, tanto para los vehículos lentos como para los rápidos.

4.3.2.4 Peralte y fricción en radios sobre el mínimo.

Los radios calculados en el numeral 4.3.2.3 corresponden a valores mínimos, en caso de presentarse situaciones con radios mayores; deberá emplearse la expresión:

$R = V^2 / 3.81 p\%$; en donde podrán emplearse valores de velocidad entre 30 y 120 KPH. Con esta expresión se podrán obtener valores con una variación entre 30 y mas o menos 1890 m del radio.

Cabe hacer notar que no se pueden obtener valores con la expresión anterior, por sobre los peraltes máximos admisibles según la tabla 4.3.2.4, pues en ese caso se superan los valores máximos admisibles para la fricción lateral.

Tabla 4.3.2.4 fricción y peraltes máximos admisibles en curvas circulares para radios mínimos.

V (KPH)	F max.	P max. (%)	Rm (m)
30	0.16	8	30
40	0.16	8	55
50	0.16	8	80
60	0.15	7.5	125
70	0.15	7.5	170
80	0.14	7	240
90	0.13	6.5	330
100	0.13	6.5	400
110	0.12	6	530

Fuente: Manual de Carreteras Vol.3 del Ministerio de Obras Publicas de Chile.

Estos valores deberán considerarse para el calculo de los radios superiores a los mínimos, ya que definen un limite máximo el cual no deberá sobrepasarse. Lo recomendable es para una velocidad, de acuerdo al tipo de vía a diseñar; seleccionar dentro del rango de peraltes de la tabla anterior de manera que el radio se calcule de acuerdo a este criterio.

En lo relativo al peralte mínimo a utilizar este será el correspondiente al bombeo normal de la calzada (2%) en recta.

5.3.2.5 Desarrollo de curvas circulares.

Al seleccionar el radio de una curva circular, se deberá evitar desarrollos demasiado cortos, que resulten antiestéticos y molestos para el usuario. Dado que el desarrollo es directamente proporcional al producto de radio por la deflexión de las alineaciones, deberán tomarse precauciones en los siguientes casos.

a) Para radios del orden de R mínimo: En este caso se procurara que el desarrollo supere los siguientes valores mínimos:

Tabla 4.3.2.5.a) Desarrollo mínimo de curvas circulares ($R \approx \text{min.}$)

V (KPH)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Dmin (m)	30	40	50	65	90	115	150	190	250

Fuente: Manual de Carreteras Vol.3 del Ministerio de Obras Publicas de Chile.

b) Para deflexiones $< 6g$.

En este caso se recomienda utilizar radios muy amplios que aseguren desarrollos mínimos del siguiente orden:

Tabla 4.3.2.5.b) Desarrollo mínimo de curvas circulares (m) deflex. $<6g$.

V (KPH)	2g.	3g.	4g.	5g.	6g.
40-60	140	125	115	100	90
70-90	205	190	170	150	130
100-120	275	250	225	200	175

Fuente: Manual de Carreteras Vol.3 del Ministerio de Obras Publicas de Chile.

5.3.2.6 Peralte y línea de máxima pendiente.

La resultante geométrica del peralte de una curva con la pendiente longitudinal de la rasante, da origen a una línea de máxima pendiente sobre el plano de la calzada. Cuando el peralte, la pendiente longitudinal, o ambas, presentan valores elevados, se deberá verificar que la línea de máxima pendiente “q” no sobrepase los valores tabulados en 4.3.2.6.

Tabla 4.3.2.6. LINEA DE MÁXIMA PENDIENTE.

V. Diseño (KPH).	≤ 50	> 50
Radio bajo el cual se limita “q”.	200 m	300 m
Valor máximo q.	11 %	10 %

Fuente: Manual de Carreteras Vol.3 del Ministerio de Obras Publicas de Chile.

$$q \% = \sqrt{i^2 + p^2}$$

i = pendiente longitudinal (%).

P = pendiente transversal (peralte %).

Cuando “q” supera los valores admisibles, será necesario proceder a rebajar la pendiente longitudinal en la zona de la curva, ya que se supone que el peralte elegido coincide con el mínimo necesario para las condiciones de diseño de la curva bajo análisis.

5.3.3 Transición del peralte.

Las longitudes de transición, se consideran a partir del punto donde el borde exterior del pavimento comienza a levantarse, partiendo de un bombeo normal, hasta el punto donde se conforma el peralte total para cada curva, la longitud de transición para terrenos ondulado, montañoso y escarpado corresponde a la longitud de la espiral más la distancia requerida, de acuerdo con la pendiente de la rampa de peraltes, para levantar el borde externo del bombeo

normal a la nivelación con el eje. Para terrenos planos con uso de espirales cuyo radio y longitud sea alto, la longitud de transición puede ser igual a la longitud de la espiral.

Estos valores de la pendiente garantizan no solamente la comodidad de la marcha de los vehículos, sino una buena apariencia de la carretera; y cualquiera que sea el sistema seguido para conformar el peralte total, no deben ser excedidos.

5.3.3.1 Desarrollo del peralte en curvas circulares.

Los siguientes criterios son válidos cuando no existe arco de enlace, de curvatura variable, entre la alineación recta y la curva circular.

Cuando la velocidad de diseño sea menor que 80 KPH, o en aquellos otros con velocidad de diseño igual o superior a 80 KPH, sean o no autopistas y primarios, cuando la amplitud de la curva circular supere los límites establecidos en la tabla 4.3.3.1, se puede prescindir de la curva de enlace.

Tabla 4.3.3.1

V(KPH)	J máximo (m/seg ³)	
	J : Tasa de crecimiento de aceleración transversal por unidad de tiempo	
	Normal	Extraordinario
30-70	0.5	0.6
80-110	0.4	0.5

Fuente: Manual de carreteras, vol. 3 del ministerio de obras públicas de Chile.

En la figura 4.3.3.1 se muestra el diagrama de peralte entre una recta y una curva circular

5.3.3.2 Longitud del Desarrollo de peralte.

La longitud necesaria para lograr el desarrollo del peralte máximo requerido por la curva circular queda dada por:

caso Normal- Giro en eje de la calzada.

$$I = \frac{n \cdot a \cdot \Delta p}{\Delta}$$

I = Longitud del desarrollo de peralte(m)

n = numero de pistas entre eje y borde de la calzada. En caso de asimétrica manda el lado mas ancho.

A = Ancho normal de una pista(m). Se prescinde de los posibles ensanches.

Δp = Variación total de la pendiente transversal de la calzada(%).

Δ = pendiente relativa del borde de la calzada, respecto de la pendiente longitudinal del eje de la carretera(%).

En la figura 4.3.3.1.a, se representa el caso normal de la transición de peralte para una calzada bidireccional de dos pistas, que pasa de una recta a una curva circular.

Giro en los bordes de la calzada.

Calzada con Doble Bombeo. Cuando la calzada posee doble bombeo y el peralte se desea dar en torno al borde interior de la curva, es necesario primero lograr el bombeo único girando en torno al eje, para posteriormente cambiar el punto de giro al borde interior.

Si el peralte se debe dar en torno al borde exterior de la curva, se girara en torno a dicho borde, manteniendo constante el valor del bombeo de la pista interior hasta que se consiga en bombeo único. Lo que implica ir extendiendo el ángulo formado por las pistas en el eje hasta obtener un plano. De allí en adelante, la calzada gira solidariamente hasta adquirir el peralte indicado.

Giro en torno al borde interior:

$$I = \frac{na.2b}{\Delta} + \frac{n_1.a.(p-b)}{\Delta} = \frac{2nap}{\Delta}$$

Giro en torno al borde exterior:

$$I = \frac{n_1.a.p}{\Delta} = \frac{2nap}{\Delta}$$

n = Numero de pistas entre eje y borde de la calzada. En caso de asimetría manda el lado mas ancho.

N_1 = Numero de pistas entre el borde de giro y el borde peraltado.

calzadas con pendiente transversal única. En este caso el giro se ejecuta desde el comienzo en torno al borde deseado.

Para este caso el peralte se calcula con la expresión siguiente:

$$I = \frac{n_1 * a * \Delta p}{\Delta}$$

En todos los casos se mantiene constante la pendiente relativa del borde respecto del eje en torno del cual se efectúa el giro.

5.3.3 Condicionantes para el desarrollo del peralte.

Proporción del peralte a desarrollar en Recta: Cuando no exista curva de enlace de radio variable entre la recta y la curva circular, en este caso hay que desarrollar una parte del peralte en la recta y otro en la curva.

En la tabla 4.3.3.3. da la proporción del peralte a desarrollar en recta.

Mínimo	Normal	Máximo
P<4.5%	P = todos	P<7%
0.5p	0.7P	0.8p

Fuente: Manual de carreteras, vol. 3 del ministerio de obras publicas de Chile

Las situaciones mínimas y máximas se permiten en aquellos casos en la que por la proximidad de dos curvas exista dificultad para cumplir con las condicionantes del desarrollo del peralte.

Longitud mínima en curva con peralte total: En curvas de escaso desarrollo se deberá verificar que el peralte total requerido se mantenga en una longitud al menos igual $V/3.6(m)$.

5.3.4 Sobreancho de la calzada.

La calzada en algunas curvas es a veces ensanchada, para que las condiciones de operación de los vehículos en ella, sean iguales a las encontradas en la tangente, tal ensanchamiento se denomina sobreancho. Este es necesario para ciertas curvas, debido a que los vehículos pesados ocupan un ancho mayor, cuando transitan sobre el sector curvo, ya que las ruedas traseras siguen una trayectoria diferente, hacia el interior de la curva con respecto a las ruedas delanteras, debido a la rigidez y geometría del vehículo, lo que ocasiona dificultad a los conductores para mantener el vehículo en el carril.

5.3.4.1 Aspectos Generales.

En curvas de radio menor a 200 metros, se deberá ensanchar la calzada con el fin de restituir los espacios libres entre vehículos, o entre vehículo y borde de calzada, que se poseen en recta para un ancho de calzada dado. Este sobreancho equivale al aumento de galibo lateral que experimentan los camiones al describir una curva cerrada.

La expresión para calcular el sobre ancho esta dada por:

$$E = n \frac{50}{R} \quad E_{\max} = 3.0 \text{ metros.}$$

E = sobreancho total en metros.

n = Numero de pistas de la calzada.

R = Radio de la curva en metros.

El sobreancho se desarrollara en la recta que precede a la curva, alcanzando su ancho total en el principio de curva. Se ubicara en el costado de la carretera que corresponde al interior de la curva. A lo largo de esta se mantendrá un sobreancho constante que desaparece del mismo modo que se genero a partir del fin de curva.

5.3.4.2 Desarrollo del Sobreancho.

Las curvas que requerirán sobreanchos se asocian a velocidades de diseño menores de 70 KMP, es decir velocidades de operación moderadas.

En estas circunstancias un desarrollo de 40 metros resulta adecuado cualquiera que sea la magnitud del ensanche.

La tabla 4.3.4.2 presentan las relaciones de abcisa y ordenadas correspondiente a la curvas seleccionada para generar los ensanches.

DESARROLLO DEL SOBREENCHO PARA CURVAS CIRCULARES SIN CURVAS DE ENLACE.

I_n/LT	e_n/E	I_n/LT	e_n/E
0.05	0.0029	0.55	0.5923
0.10	0.0127	0.60	0.6810
0.15	0.0321	0.65	0.7630
0.20	0.0629	0.70	0.8344
0.25	0.1073	0.75	0.8927
0.30	0.1656	0.80	0.9371
0.35	0.2370	0.85	0.9679
0.40	0.3190	0.90	0.9873
0.45	0.4077	0.95	0.9971
0.50	0.5000	1.00	1.0000

Fuente: Manual de carreteras, vol. 3 del ministerio de obras publicas de Chile

I_n = Abcisa de un punto entre el origen y el final del desarrollo, medido a partir del origen (m)

LT = Longitud total para desarrollar el sobreencho, normalmente de 40 metros.

e_n = Sobreancho correspondiente al punto de abscisa I_n (m)

E = Sobreancho total requerido (m).

Cuando dos curvas sucesivas en el mismo sentido, requieren sobreancho si la recta existente entre ellas es menor que, o mayor aunque del orden de 80 metros, la transición de sobreancho se realizara linealmente desde E' a E'' , utilizando la siguiente expresión:

$$e_n = \frac{E' - (E' - E'') * I_n}{I}$$

Siendo:

E' = Sobreancho total de la primera curva.

E'' = Sobreancho total de la segunda curva.

I = Distancia entre el F_c y el P_c de las curvas sucesivas.

5.3.5 Curvas de transición.

En un diseño donde se utilizan elementos geométricos rígidos como la línea recta y los arcos circulares, cualquier móvil que entre en una curva horizontal o salga de la misma, experimenta un cambio brusco debido al incremento o disminución de la fuerza centrífuga, que se efectúa en forma instantánea, lo que produce incomodidad en el usuario. El conductor sigue generalmente un camino conveniente de transición, lo que puede originar la ocupación de una parte del carril adyacente, cuando se inicia el recorrido de la curva, lo que representa un peligro si el carril

aledaño es para tránsito de sentido contrario. Salvo cuando se tienen curvas de radios grandes, donde también se pueden usar pero no es estrictamente necesario, lo indicado es emplear las curvas de transición.

Son las curvas de transición alineaciones de curvatura variable con su recorrido; y su objeto es suavizar las discontinuidades de la curvatura y el peralte. Se evita con ellas, por tanto, un cambio brusco de la aceleración radial, y en el control de la dirección del vehículo; y se dispone de longitudes suficientes, que permiten establecer un peralte y un sobreebanco adecuados, modificar el ancho de la calzada y realzar la estética de la vía.

5.3.5.1 La clotoide.

Corresponde a la espiral con más uso en el diseño de carreteras, sus bondades con respecto a otros elementos geométricos curvos, permiten obtener carreteras cómodas, seguras y estéticas. Las principales ventajas de las espirales en alineamientos horizontales son las siguientes:

- Una curva espiral diseñada apropiadamente proporciona una trayectoria natural y fácil de seguir por los conductores, de tal manera que la fuerza centrífuga crece o decrece gradualmente, a medida que el vehículo entra o sale de una curva horizontal.
 - La longitud de la espiral se emplea para realizar la transición del peralte y la del sobreebanco entre la sección transversal en línea recta y la sección transversal completamente peraltada y con sobreebanco de la curva.
 - El desarrollo del peralte se hace en forma progresiva, con lo que se consigue que la pendiente transversal de la calzada sea, en cada punto, la que corresponde al respectivo radio de curvatura.

La flexibilidad de la clotoide y las muchas combinaciones del radio con la longitud, permiten la adaptación a la topografía, y en la mayoría de los casos la disminución del movimiento de tierras, para obtener trazados más económicos.

a) Ecuaciones paramétricas.

La clotoide se puede definir como una curva tal que su radio es inversamente proporcional a su longitud. Su ecuación intrínseca es:

$$A^2 = RL$$

Donde:

L : Longitud desde el origen a los puntos indicados, (m)

R : Radios en los puntos indicados, (m)

A : Parámetro de la clotoide, (m)

En el punto origen $L = 0$ y por lo tanto $R = \infty$, a la vez que cuando $L \rightarrow \infty$; $R \rightarrow 0$.

Esto significa que en el origen de una clotoide se tiene curvatura nula (recta) y que a lo largo de la clotoide dicha curvatura varia en forma inversamente proporcional al desarrollo.

El parámetro A define la magnitud de la clotoide, lo que a su vez fija la relación entre R, L y θ_e . Siendo θ_e el ángulo comprendido entre la tangente a la curva en el punto (R,L) y la alineación recta normal a $R=\infty$ que pasa por el origen de la curva.

Las expresiones que ligan R, L y θ_e son:

$\theta_e \text{radianes} = \frac{L^2}{2A^2} = \frac{A^2}{2R^2} = 0.5 \frac{L}{R}$. De la figura 4.3.5.1 La variación de A genera por tanto una familia de clotoides que permiten cubrir una gama infinita de combinaciones de radio de curvatura y de desarrollo asociado.

b) Ecuaciones Cartesianas.

De la figura 4.3.5.1 se deduce que:

$$dL = R d\theta_e; dx = dL \cos\theta_e; dy = dL \sen\theta_e$$

$$\text{a su vez: } R = dL / d\theta_e \text{ y } \theta_e = L/2R$$

$$\text{Mediante algunos reemplazos: } dL = \frac{Ad \theta_e}{\sqrt{2\theta_e}}$$

Sustituyendo en dx; dy se llega a las integrales de Fresnel:

$$X = \frac{A}{\sqrt{2}} \int \frac{\cos \theta_e}{\sqrt{\theta_e}} d\theta_e ; Y = \frac{A}{\sqrt{2}} \int \frac{\sen \theta_e}{\sqrt{\theta_e}} d\theta_e$$

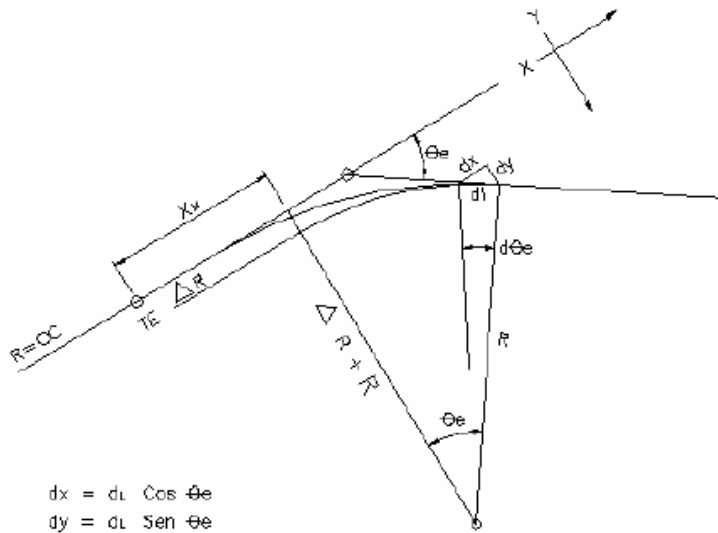
Quedando en definitiva X e Y expresados como desarrollos en serie:

$$X = A\sqrt{2\theta_e} \cdot \left(1 - \frac{\theta_e^2}{10} + \frac{\theta_e^4}{216} - \frac{\theta_e^6}{9360} + \dots \right); \theta_e \text{ en radianes}$$

$$Y = A\sqrt{2\theta_e} \cdot \left(\frac{\theta_e}{3} - \frac{\theta_e^3}{42} + \frac{\theta_e^5}{1320} - \frac{\theta_e^7}{75600} + \dots \right); \theta_e \text{ en radianes.}$$

El cálculo de X y de Y se puede obtener por computadores (u ordenadores) o en calculadoras programables o mediante tablas que requieren interpolar valores.

figura 4.3.5.1 Relación de longitud L y coordenadas X, Y



5.3.5.2 Elementos de la espiral clotoide.

Los elementos de la clotoide (ver Figura 4.3.5.2.a) pueden determinarse utilizando las siguientes expresiones matemáticas:

- Longitud de la curva espiral

$$L_e = \frac{A^2}{R} = 2\theta_e R = A\sqrt{2\theta_e}; \theta_e \text{ en radianes .}$$

- Coordenadas en cualquier punto de la espiral

$$X = L_e \left(1 - \frac{\theta_e^2}{5x2!} + \frac{\theta_e^4}{9x4!} - \frac{\theta_e^6}{13x6!} + \frac{\theta_e^8}{17x8!} \right), \text{ donde } \theta_e \text{ en radianes}$$

$$Y = L_e \left(\frac{\theta_e}{3} - \frac{\theta_e^3}{7x3!} + \frac{\theta_e^5}{11x5!} - \frac{\theta_e^7}{15x7!} \right), \text{ donde } \theta_e \text{ en radianes}$$

- Disloque de la espiral

$$R = Y + R (\cos e - 1)$$

- Longitud de abscisa media

$$XM = X - R \operatorname{sen} e$$

- Longitud de la tangente larga

$$T_L = X - \frac{Y}{\tan \theta_e}$$

- Longitud de la tangente corta

$$T_c = \frac{Y}{\operatorname{sen} \theta_e}$$

- Longitud de la tangente del sistema de empalme

$$T_e = X_u + \tan \frac{\Delta}{2} (R + \Delta R)$$

- Longitud de la externa o bisectriz del sistema de empalme

$$E_e = \frac{R + \Delta R}{\cos \frac{\Delta}{2}} - R$$

- Angulo de la cuerda larga de la espiral

$$\phi = \arctan\left(\frac{Y}{X}\right)$$

- Cuerda de la espiral

$$CL = \sqrt{X^2 + Y^2}$$

La figura 4.3.5.2.b, muestra la localización de cada uno de los elementos geométrico de un empalme espiral-circulo-espiral.

figura 4.3.5.2.a) Calculo de otros elementos geométricos

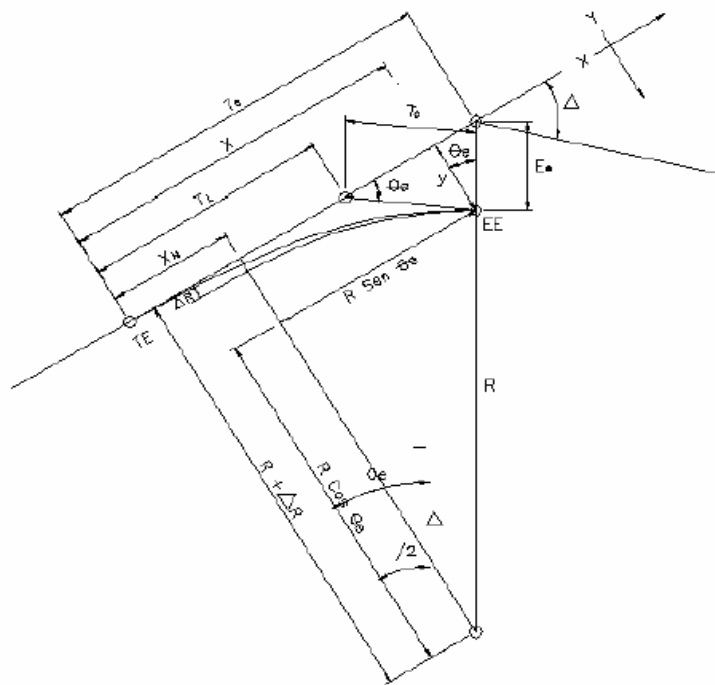
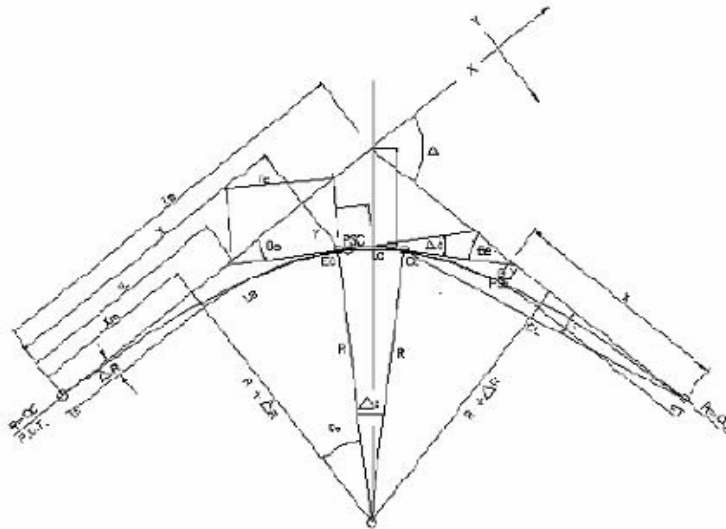


figura 4.3.5.2.b) Elementos geométricos de la espiral clotoide



E: Punto de empalme entre la recta y la espiral

Ec: Punto de empalme entre la espiral y el círculo

α : Punto de empalme entre el círculo y la espiral

ET: Punto de empalme entre la espiral y la recta

PSC: Punto sobre la curva circular

PSE: Punto sobre la curva espiral

POT: Punto sobre la recta.

Δ : Angulo de deflexión entre las tangentes.

Δ_c : Angulo de deflexión de la curva circular

θ_e : Angulo de deflexión de la espiral

ϕ : Angulo de la cuerda larga de la espiral

T_e : Longitud de la tangente del sistema de empalme

X, Y : coordenadas de la espiral en los EC y CE

x, y : coordenadas de la espiral en cualquier punto

ΔR : Desplazamiento del arco circular con respecto a la tangente de empalme, se denomina disloque de la espiral

X_m : Distancia de la tangente entre T_e y el punto donde se produce el disloque, abscisa media.

T_L : Longitud de la tangente larga.

T_c : Longitud de la tangente corta.

T : Longitud de la tangente de el sector circular

L_e : Longitud de la curva espiral

L_c : Longitud de la curva circular

R : Radio único de calculo del empalme

E_e : Longitud que une la externa de la espiral o bisectriz

C_L : Longitud de la cuerda larga de la espiral.

5.3.5.3 Valores límite en el diseño de una espiral clotoide.

Las bondades del arco de transición denominado Clotoide, en comparación con el empleo del arco circular, son evidentes, cuando en el diseño se utilizan los siguientes valores límite, como una medida de mantener condiciones geométricas y dinámicas de conducción aceptables:

a.) Determinación del parámetro mínimo de la clotoide, A min.

El parámetro mínimo de la clotoide, se establece con base en el estudio y análisis de tres criterios relacionados, con la comodidad y seguridad del usuario de la vía. El valor del parámetro de diseño, se tomará de acuerdo con la envolvente superior de los valores determinados para cada uno de los criterios establecidos.

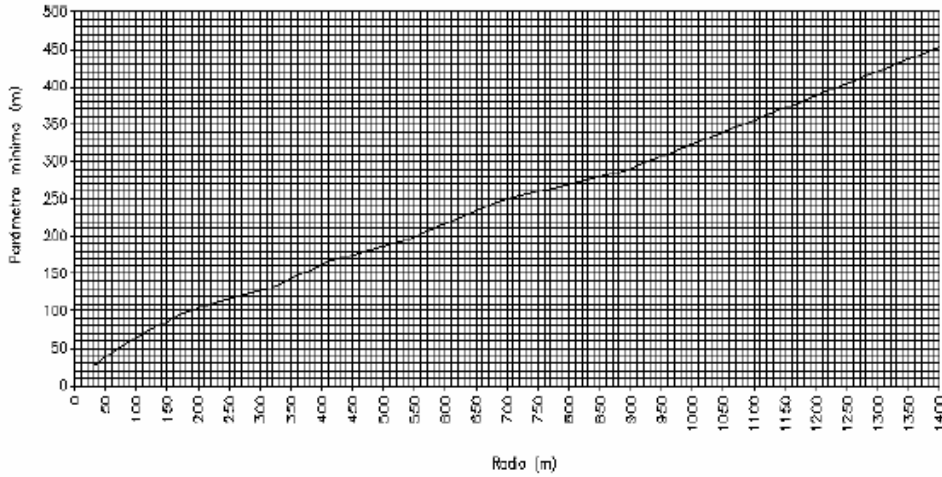
La tabla 4.3.5.3 establece los valores obtenidos en el desarrollo de cada criterio, para cada uno de los radios de diseño, teniendo en cuenta la velocidad específica. Así mismo, los valores seleccionados de acuerdo con la envolvente superior, los cuales se presentan en forma gráfica sobre un plano cartesiano en la Figura 4.3.5.3.

Tabla 4.3.5.3.a) Determinación del parámetro mínimo (Amin)

Radio (m)	Criterio I (m)	Criterio II (m)				Criterio III.1 (m)	Criterio III.2 (m)	Val. Superior seleccionado (m) e=3.65 m
		e=3.00m	e=3.30m	e=3.50m	e=3.65m			
30	23.38	23.72	24.87	25.62	26.16	20.06	9.71	26.16
50	36.57	35.36	37.08	38.19	39.00	29.43	16.18	39.00
80	50.82	49.94	52.37	53.94	55.08	41.87	25.89	55.08
120	66.14	67.08	70.36	72.46	73.99	56.74	38.83	73.99
170	83.46	86.13	90.33	93.03	95.00	73.68	55.01	95.00
235	109.06	102.83	107.85	111.07	113.43	93.94	76.05	113.43
315	130.53	117.39	123.12	126.80	129.49	117.02	101.93	130.53
415	167.87	134.10	140.65	144.85	147.92	143.90	134.29	167.87
535	194.51	151.42	158.81	163.55	167.02	174.10	173.13	194.51
690	248.20	168.71	176.94	182.33	186.09	210.70	223.28	248.20
890	279.92	182.69	191.61	197.33	201.51	255.02	288.00	288.00
1100	316.03	192.68	202.08	208.12	212.53	298.94	355.96	355.96
1400	351.68	204.94	214.94	221.36	226.05	358.21	453.04	453.04

Fuente: Manual de diseño geométrico de carreteras. Santa Fe de Bogota Colombia

Figura 4.3.5.3 Valor del parámetro mínimo con relación al radio para carril = 3.65 m



Fuente: Manual de diseño geométrico de carreteras. Santa Fe de Bogota Colombia

- **Criterio I.** Variación uniforme de la fuerza centrífuga (J), no compensada por el peralte; su valor se determina mediante la siguiente relación:

$$A_{\min} = \sqrt{\frac{V_e \cdot xR}{46.656 \cdot J} \left(\frac{V_e^2}{R} - 1.27(e) \right)}$$

Donde:

A_{\min} : Parámetro mínimo, (m)

V_e : Velocidad específica, (Km/h)

R : Radio de calculo de la clotoide, (m).

J : Variación de la aceleración centrífuga, en m/s^3

E : Peralte de la curva, (%).

Se adoptan para J, los valores específicos dados en la tabla 4.3.5.3.b

Tabla 4.3.5.3.b) Variación de la aceleración centrífuga

Velocidad específica km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
J m/seg ³	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4

Fuente: Manual de diseño geométrico de carreteras. Santa Fe de Bogotá Colombia

Criterio II. Limitación por transición del peralte, en la determinación de los valores del parámetro mínimo, este valor va a depender de longitud del tramo donde se desarrolla el peralte. Así mismo, la distancia del eje de giro al borde de calzada (a), la cual toma valores de 3.00, 3.30, 3.50 y de 3.65 metros.

$$A_{\min} = \sqrt{R * \frac{e * a}{\Delta S}}$$

Donde:

A min : Parámetro mínimo, (m).

R : Radio de Cálculo de la clotoide, (m).

e : Peralte de la curva, (%).

a : Distancia del eje de giro al borde de la calzada, (m).

Δs : pendiente relativa de borde respecto al eje de la calzada, (%).

Criterio III. Condición de percepción y de estética, la longitud de la curva de transición ha de ser suficiente para que se perciba de forma clara el cambio de curvatura, orientando adecuadamente al conductor y creando alineamientos armoniosos.

Para ello, es necesario que se cumplan los siguientes requisitos:

- Criterio III.1. Se asume el disloque mínimo de 0.25 m.

$$A_{\min} \geq (24x\Delta R x R^3)^{1/4}; A_{\min} \geq (6xR^3)^{1/4}$$

Donde:

A min : Parámetro mínimo, (m).

ΔR : Disloque de la clotoide, (m).

R : Radio de cálculo de la clotoide, (m).

- Criterio III.2. Angulo de giro de la espiral mínimo de 3 grados.

$$\theta_e = \frac{L}{2xR} \geq 3^\circ = 0.05236 \text{ radianes}$$

$$L_{\min} \geq 0.10472 \quad xR$$

$$\text{Luego: } A_{\min} \geq \sqrt{RxL} = 0.3236 \quad xR$$

Donde:

Amin : Parámetro mínimo, (m).

R : Radio de cálculo de la clotoide, (m).

L : Longitud de la clotoide, (m).

e : Angulo de giro de la espiral

La Tabla N° 4.3.5.3.b) relaciona los valores hallados, de acuerdo con las fórmulas matemáticas establecidas anteriormente en cada uno de los criterios . Así mismo, la columna denominada valor superior seleccionado (m), contiene los valores mínimos del parámetro (A) a emplear en el diseño y cálculo de clotoides, para cada uno de los radios y anchos de carril (c).

b.) Además, el valor máximo del parámetro (A máx), debe ser igual a 1.1 veces el radio de cálculo de la espiral: $A \text{ máx.} = 1.1 R$

c.) Para terrenos de topografía muy difícil, en los cuales sólo tienen aplicación radios pequeños, es indispensable colocar mayores anchos de calzada, para mantener condiciones de conducción favorables al usuario de vehículos pesados tipo camión.

d.) En algunos casos excepcionales, puede ser necesario utilizar valores inferiores a los estipulados en los puntos anteriores, llegándose a un mínimo radio del eje de la calzada de 12.50 metros y el borde interior no menor a 5.30 metros. El valor del parámetro del arco de transición podrá entonces estar contenido en el rango comprendido entre $R \leq A \leq 1.2 R$, donde A es el parámetro de la clotoide, en metros; y R es el radio último de la clotoide, por el eje, en metros.

5.4 Limitaciones del alineamiento vertical.

5.4.1 Inclinaciones máximas y mínimas de la rasante.

- **Inclinación máxima.** Las rampas largas y de gran inclinación tienen un efecto muy desfavorable en la velocidad de los vehículos, sobre todo de los pesados. Además, las rasantes muy inclinadas recorridas en sentido descendente, aparte de la velocidad aumenta también la distancia necesaria para detenerse. Si bien la velocidad de los vehículos ligeros se ve poco afectada por rampas de inclinación inferior al 7%, la de los vehículos pesados se ve muy reducida apenas se rebasa el 2% y la rampa es larga.

Además en estas condiciones resulta difícil adelantar a los vehículos lentos, por la menor aceleración disponible: por ello el nivel de servicio se ve afectado. En todo caso se recomienda:

Estudiar la posibilidad de adicionar carriles donde se rebasen los límites de pendientes permitidas.

No disponer de rampas de más de tres kilómetros de longitud con inclinación superior a dichos límites.

En carreteras existentes, en las que resulta difícil modificar la rasante sin desaprovechar el firme y, además, hay que mantener la circulación, suele ser mejor aumentar el número de carriles en la rampa, disponiendo carriles adicionales para la circulación rápida que, además de ser la que pretende adelantar, es más ágil que la lenta.

- **Pendiente máxima.**

Las pendientes (gradientes) seleccionadas para una arteria urbana tienen un efecto relevante en su operación funcional, ya que pendientes empinadas afectan la velocidad de los vehículos pesados y por ende la capacidad global de la carretera.

Por otro lado, el uso de pendientes fuertes tiende a crear conflictos de operación en las intersecciones, especialmente durante condiciones atmosféricas adversas.

Por las razones anteriores, es recomendable establecer pendientes planas dentro de lo posible y que sean prácticas como para crear condiciones de drenaje superficial longitudinal adecuadas en tramos de relleno con bordillos.

Las pendientes máximas recomendadas para arterias urbanas se muestran a continuación en la Tabla N 4.4.1 de Gradientes Máximas para Arterias Urbanas

Tabla No. 4.4.1 Gradientes Máximas para Arterias Urbanas

Tipo de terreno	Gradiente máxima en % para la velocidad de diseño especificada en km/h					
	50	60	70	80	90	100
Plano	8	7	6	6	5	5
Ondulado	9	8	7	7	6	6
Montañoso	11	10	9	9	8	8

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

▪ **Pendiente mínima en corte.**

Cuando una carretera está confinada lateralmente en gran parte de su longitud y se tengan que usar cunetas para el desagüe pluvial longitudinal, la definición de la pendiente mínima cobra gran importancia.

Igualmente, cuando se usan bordillos en los lados o barandas de protección sólidas (media Tall Wall o media New Jersey) como es el caso de este proyecto, una pendiente longitudinal mínima adecuada es también importante.

Conforme a lo establecido en el Cuadro 1, una gradiente mínima de 0.5% es de uso típico, pero se pueden usar pendientes longitudinales mínimas de 0.30% cuando se construye un pavimento de alta calidad, soportado por una subrasante muy firme y con pendientes laterales y longitudinales establecidos con gran precisión. Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, resulta conveniente para el diseño geométrico de la vía principal, de las rampas y redondeles limitar los valores de las pendientes a un mínimo de 0.5%.

La necesidad de una inclinación mínima en una rasante se deriva del desagüe superficial, es decir la evacuación de la lluvia que caiga sobre la calzada. Normalmente el bombeo o peralte transversal contribuye excesivamente a dicha evacuación; no obstante se recomienda prever una inclinación de la rasante no inferior al 0.5%, sobre todo donde el peralte sea pequeño, como en las proximidades de las tangentes de entrada y salida de la curva. Los siguientes casos requieren atención especial:

- En descapote, para que las cunetas (cuya rasante es normalmente paralela a la de la carretera) tenga pendiente suficiente para evacuar la escorrentía; a no ser que la rante de las cunetas se desvincule de la carretera.
- Junto a una acera o a una barrera de hormigón, la recogida de la escorrentía se hace mediante un caja recolectora de poca profundidad, que desagua en los sumideros.

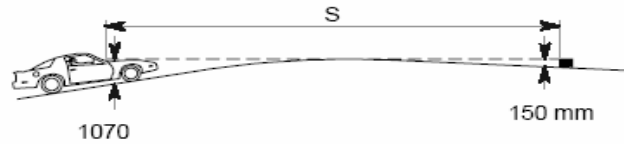
5.4.2 Características mínimas de los acuerdos verticales.

Para determinar las dimensiones mínimas de un acuerdo vertical, ya sea su longitud L o su parámetro $K_v = 100 \times L / \theta$ se suele atender a dos tipos de criterios: la visibilidad que permite la apreciación visual del propio acuerdo. En todo caso se elige el que proporcione mayor longitud.

- **Visibilidad.**

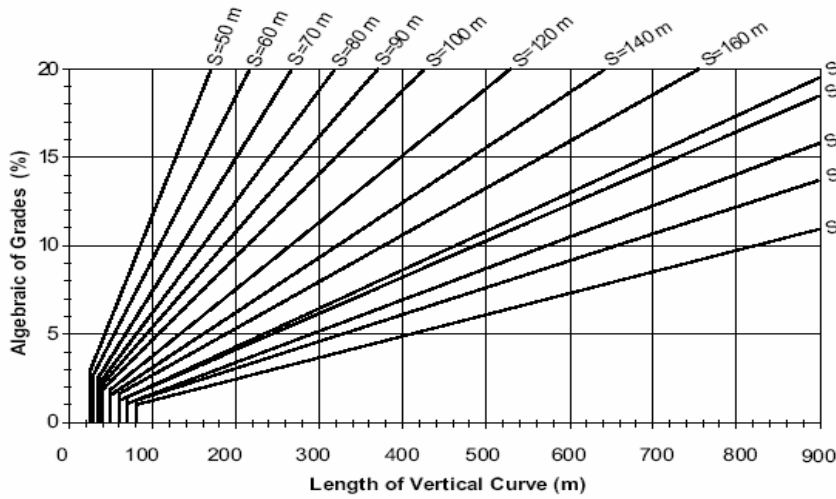
La visibilidad debe ser la necesaria para conducir con comodidad, o para efectuar maniobras con suficiente margen de seguridad, se determinan en cada caso las dimensiones mínimas de un acuerdo vertical en función de la velocidad relacionada con la visibilidad necesaria y otros parámetros.

Distancia de visibilidad para Curvas Verticales



Cuando $S > L$	Cuando $S < L^*$
$L = 2S - \frac{122 + 3.5S}{A}$	$L = \frac{AS^2}{122 + 3.5S}$
L= Longitud de la curva en metros A= Diferencia algebraica de las gradientes en (%) S=Distancia de visibilidad en metros	

Figura 4.4.2.1 Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª



Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

Longitud de curvas verticales en cresta.

Las longitudes mínimas de las curvas verticales basada en el criterio de la distancia de visibilidad de parada generalmente son satisfactorias desde el punto de vista de seguridad, comodidad y apariencia.

Las ecuaciones básicas para determinar la longitud mínima de las curvas verticales en cresta en términos de la diferencia algebraica de las gradientes longitudinales y la distancia de visibilidad de parada son las siguientes:

- Cuando S es menor que L:

$$L = A \cdot S^2 / (100 \cdot (\sqrt{2 \cdot h_1} + \sqrt{2 \cdot h_2})^2)$$

- Cuando S es mayor que L:

$$L = 2 \cdot S - (200 \cdot (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2 / A)$$

Donde:

L = longitud de la curva vertical en m.

S = distancia de visibilidad en m.

A = diferencia algebraica de las gradientes en %.

h1 = altura del ojo sobre la superficie de la vía en m.

h2 = altura del objeto sobre la superficie de la vía en m.

Si la altura del ojo y la altura del objeto son 1080 mm y 600 mm respectivamente, tal como se usan cuando interviene la distancia de visibilidad de parada, las ecuaciones se transforman en la siguiente forma:

- Cuando S es menor que L:

$$L = A \cdot S^2 / 658$$

- Cuando S es mayor que L:

$$L = 2 \cdot S - 658 / A$$

Donde:

L = longitud de la curva vertical en m.

S = distancia de visibilidad en m.

A = diferencia algebraica de las gradientes en %.

Los valores del parámetro K para el diseño de las curvas verticales en cresta basado en la distancia de visibilidad de parada están contenidos en la Tabla 4.4.3 que se muestra a continuación:

TABLA N°4.4.3**Valores de diseño para curvas verticales en cresta usando la distancia de visibilidad de parada**

Velocidad de proyecto (Km./h)	Distancia de visibilidad de parada (m)	Parámetro K (calculado)	Parámetro K (para diseño)
20	20.0	0.6	1.0
30	35.0	1.9	2.0
40	50.0	3.8	4.0
50	65.0	6.4	7.0
60	85.0	11.0	11.0
70	105.0	16.8	17.0
80	130	25.7	26.0
90	160	38.9	39.0
100	185	52.0	52.0
110	220	73.6	74.0
120	250	95.0	95.0
130	285	123.4	124.0

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

Nota: el parámetro K = razón de la curvatura vertical = longitud de la curva vertical (L) dividida entre la diferencia algebraica de las gradientes en % (A). $K = L/A$

Sobreelevación máxima.

Como etapa fundamental para iniciar el diseño geométrico de un proyecto, una vez establecida la clasificación funcional de la carretera, se deben definir los parámetros velocidad de proyecto y sobreelevación máxima.

Los valores máximos de este último están condicionados por los siguientes factores: condiciones climáticas, tipo de terreno (plano, ondulado o montañoso), desarrollo del suelo (rural o urbano) y la frecuencia de vehículos de circulación muy lenta (que podrían verse afectados por valores muy altos de sobreelevación).

Debido a lo anterior, es justificable que no se puede establecer un solo valor generalizado para cualquier proyecto. Sin embargo, si es recomendable el uso de un valor uniforme en una región con clima y un desarrollo del suelo homogéneo.

El mayor valor de sobreelevación a usar es 10%, pero en algunos casos se puede recomendar el valor de 12% que representa valor máximo práctico a usar en caminos de grava de bajo volumen.

Por otro lado, cuando la intensidad del tráfico y un gran desarrollo en la zona adyacente a la carretera tienden a limitar el uso de velocidades altas, es frecuente y recomendable la utilización de valores bajos de sobreelevación máxima con valores entre 4% y 6%.

5.4.3 Uso de espirales de transición.

Es prácticamente obligatorio para cierto tipo de carreteras y bajo ciertas condiciones, como es el caso de este proyecto, intercalar una curva de transición entre la tangente (tramo recto) y la curva circular, que facilite a los conductores un recorrido seguro y cómodo de la curva circular, manteniendo el vehículo inscrito dentro de su carril y sin experimentar el impacto brusco de la fuerza centrípeta.

Para esta situación, la curva de transición más recomendable es la espiral de Euler o clotoide.

La longitud mínima de la espiral de transición a usar en el diseño geométrico de carreteras viene dada por la siguiente expresión, la cual está basada en el incremento de la razón de cambio de la aceleración lateral o centrípeta:

$$L_{s,\text{mín.}} = (0,0214 \cdot V^3) / (R \cdot C)$$

Donde:

L = longitud mínima de la espiral en m.

V = velocidad (de proyecto) en km/h.

R = radio de curvatura en m.

C = incremento de la razón de cambio de la aceleración lateral en m/s^3 .

El valor recomendable de c es 1.2 m/s^3 .

El uso de espirales de transición no debe generalizarse a todos los radios posibles en el proyecto de una carretera. Se recomienda su uso sólo para aquellos en los cuales se obtienen beneficios apreciables en cuanto a seguridad y operación de la vía.

Dichos radios se establecen para valores mínimos de la razón de cambio de la aceleración lateral que varían desde 0.4 m/s² hasta 1.3 m/s². El valor superior de este rango corresponde al máximo radio de curvatura para los cuales una reducción de posibles colisiones ha sido observada.

Por este motivo, se recomienda que el radio máximo para el cual se debe optar por el uso espirales de transición, debe fundamentarse en una razón de aceleración lateral mínima de 1.3 m/s², los cuales se muestran en la Tabla No. 4.4.5

Tabla 4.4.5.a) Radios Máximos para uso de Espirales

Velocidad de Diseño (km/h)	Radio Mínimo de la Espiral.
20	24
30	54
40	95
50	148
60	213
70	290
80	379
90	480

100	592
110	716
120	852
130	1000

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

Tabla 4.4.5.b) Radios Máximos para uso de Espirales

Velocidad de Diseño (km/h)	Longitud de la Espiral
20	11
30	17
40	22
50	28
60	33
70	39
80	44
90	50
100	56

110	61
120	67
130	72

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

Ancho de carril libre

De acuerdo al Cuadro 1 recomienda anchos de carril que varían entre 3.0 y 3.6 m. (que para efectos prácticos es igual al ancho de 3.65 m., dependiendo de las restricciones, del tráfico y de la velocidad de proyecto requerida.

Un ancho de 3.6 m. es el valor deseable para arterias urbanas, cuando sea práctico su uso.

Por razones de que este proyecto se ubica en tramos con el derecho vía restringido, no se puede establecer un ancho de carril uniforme, por lo que se han establecido y mantenido los anchos de 3.50 m y 3.65 m, los cuales tienen variaciones sin trascendencia con respecto al valor deseable de 3.60 m y no deben generar ninguna preocupación en cuanto a la capacidad, funcionalidad y operación de la carretera.

Vehículo de proyecto.

En el diseño conceptual se estableció como vehículo de proyecto desde el punto de vista geométrico a la combinación del vehículo T3S2 con el BUS. Según la Tabla No. 4.4.7 del Cuadro 1, para definir el radio de giro interno mínimo el vehículo crítico es el SU (camión

sencillo) y para definir el radio de giro mínimo para diseño es el vehículo WB-15, los cuales son muy frecuentes en las carreteras centroamericanas y pueden decirse como vehículos característicos para el diseño del tronco principal del proyecto, las rampas en las intersecciones.

Características del Vehículo: **SU (camión sencillo):**

- Radio de giro mínimo para diseño: **12.8 m.**
- Radio de giro sobre línea centro: **11.6 m.**
- Radio mínimo interno: **8.6 m.**

Características del Vehículo **WB-15 (Semiremolque intermedio):**

- Radio de giro mínimo para diseño: **13.7 m.**
- Radio de giro sobre línea centro: **12.5 m.**
- Radio mínimo interno: **5.2 m.**

Radios de Giros Mínicos para los Vehículos de Diseño.

Fig.1.381

Design Controls and Criteria

Metric

Design Vehicle Type	Passenger Car	Single-Unit Truck	Intercity Bus (Motor Coach)		City Transit Bus	Conventional School Bus (65 pass.)	Large ² School Bus (84 pass.)	Articulated Bus	Intermediate Semi-trailer	Intermediate Semi-trailer
Symbol	P	SU	BUS-12	BUS-14	CITY-BUS	S-BUS11	S-BUS12	A-BUS	WB-12	WB-15
Minimum Design Turning Radius (m)	7.3	12.8	13.7	13.7	12.8	11.9	12.0	12.1	12.2	13.7
Center-line ¹ Turning Radius (CTR) (m)	6.4	11.6	12.4	12.4	11.5	10.6	10.8	10.8	11.0	12.5
Minimum Inside Radius (m)	4.4	8.6	8.4	7.8	7.5	7.3	7.7	6.5	5.9	5.2
Design Vehicle Type	Interstate Semitrailer		"Double Bottom" Combination	Triple Semi-trailer/trailers	Turnpike Double Semi-trailer/trailer	Motor Home	Car and Camper Trailer	Car and Boat Trailer	Motor Home and Boat Trailer	Farm Tractor w/One Wagon
Symbol	WB-19*	WB-20**	WB-20D	WB-30T	WB-33D*	MH	P/T	P/B	MH/B	TR/W
Minimum Design Turning Radius (m)	13.7	13.7	13.7	13.7	18.3	12.2	10.1	7.3	15.2	5.5
Center-line ¹ Turning Radius (CTR) (m)	12.5	12.5	12.5	12.5	17.1	11.0	9.1	6.4	14.0	4.3
Minimum Inside Radius (m)	2.4	1.3	5.9	3.0	4.5	7.9	5.3	2.4	10.7	3.2

Note: Numbers in table have been rounded to the nearest tenth of a meter.

* = Design vehicle with 14.63-m trailer as adopted in 1982 Surface Transportation Assistance Act (STAA).

** = Design vehicle with 16.16-m trailer as grandfathered in with 1982 Surface Transportation Assistance Act (STAA).

¹ = The turning radius assumed by a designer when investigating possible turning paths and is set at the centerline of the front axle of a vehicle. If the minimum turning path is assumed, the CTR approximately equals the minimum design turning radius minus one-half the front width of the vehicle.

² = School buses are manufactured from 42-passenger to 84-passenger sizes. This corresponds to wheelbase lengths of 3.35 m to 6.1 m, respectively. For these different sizes, the minimum design turning radii vary from 8.76 m to 12.01 m and the minimum inside radii vary from 4.27 m to 7.74 m.

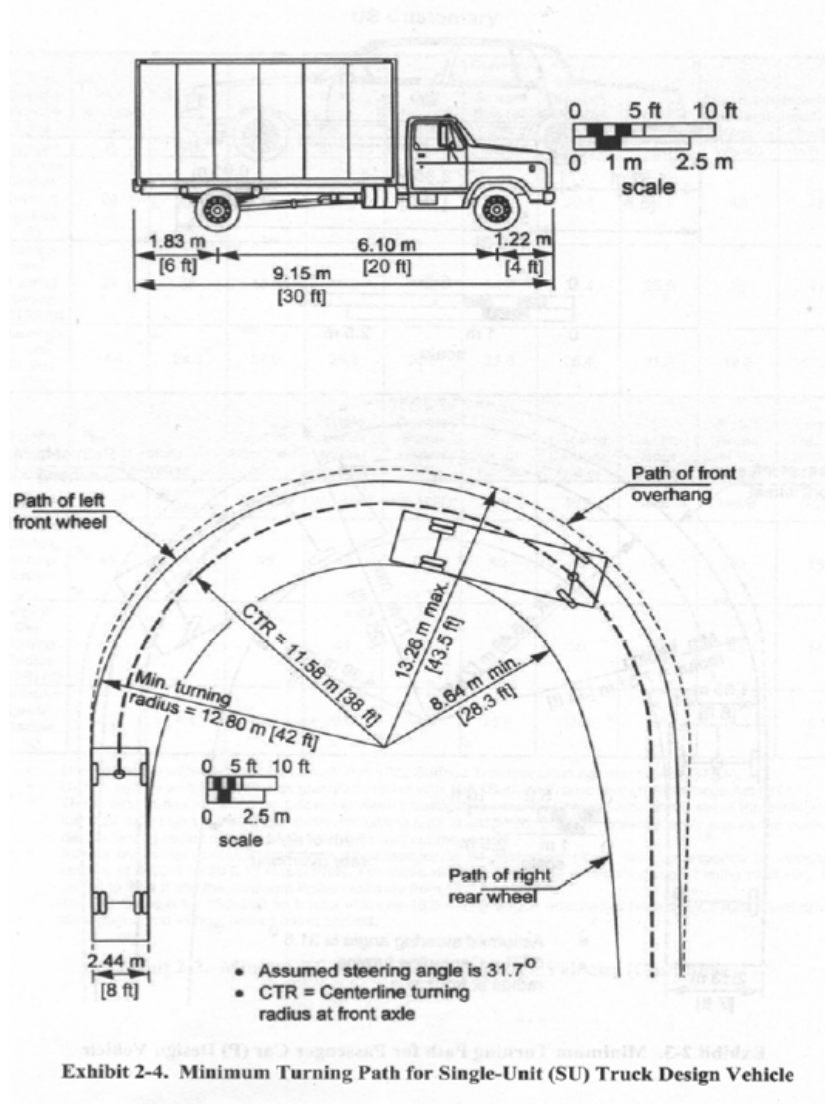
³ = Turning radius is for 150–200 hp tractor with one 5.64 m long wagon attached to hitch point. Front wheel drive is disengaged and without brakes being applied.

Exhibit 2-2. Minimum Turning Radii of Design Vehicles

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO 2004. 5ª edición.

Gráfico No. 1 Características de giros mínimos para vehículos SU

AASHTO—Geometric Design of Highways and Streets



5.4.4 La sección transversal.

La sección transversal de un camino incluye alguno o todos los elementos siguientes:

- Calzada (la parte de la plataforma provista para el movimiento de los vehículos.
- Plataforma (la parte de una carretera, incluyendo hombros, provista para uso vehicular)
- Mediana (la separación física o pintada provista entre las dos plataformas adyacentes de carreteras divididas)
- Vías ciclistas y peatonales
- Servicios públicos y zonas paisajísticas
- Cunetas y taludes laterales
- Ancho de zona despejada (distancia desde el borde de la calzada hasta cualquier objeto fijo o talud no atravesable)

La sección transversal influye fundamentalmente en la capacidad de la carretera, en su ocupación, en sus costos de construcción y conservación, y también en su costo de explotación (fluidez y seguridad de la circulación). Un proyecto realista debe, en general adaptarse a las condiciones existentes o previstas a corto plazo. El elemento mas importante de la sección transversal es la zona destinada al paso normal de vehículos, o calzada. Esta puede ser única, o puede haber calzadas separadas para cada sentido de circulación, con el consiguiente aumento de la fluidez y la seguridad; en algunos casos urbanos de gran intensidad de circulación, se recurre a sistemas de calzadas centrales y laterales, con conexiones entre ellas. También los márgenes de la carretera tienen una gran influencia en la seguridad de la circulación (accidentes

por salida de un vehículo fuera de la plataforma). En carreteras con calzadas separadas juega un papel importante la mediana, o franja de terreno comprendida entre ambas.

Las características y dimensiones de estos elementos de la sección transversal dependen de la clase de carretera, de su entorno, de la intensidad de la circulación, etc.

5.4.4.1 Componentes de la Sección Transversal.

En las etapas iniciales del diseño de las carreteras, siempre es conveniente dar la debida consideración al uso de componentes de dimensiones normales o mejoradas en la sección transversal, por estar comprobado que con un bajo costo relativo, reducen sustancialmente los riesgos de accidentes o, inversamente, contribuyen al mejoramiento de los niveles de seguridad vial. Cualesquiera que sean estos elementos de la sección transversal, deben mantenerse a lo largo de todo el proceso de diseño de una carretera o de un segmento dado de dicha carretera.

Además de la seguridad, se deben considerar las características operativas del tránsito, la estética, los patrones de velocidad, la capacidad y sus niveles de servicio, tomando en cuenta además las dimensiones de los vehículos de diseño, sus características operativas y la conducta muy particular de los conductores centroamericanos. En el diseño de la sección transversal debe preverse la construcción por etapas o la incorporación de ampliaciones que puedan, con posterioridad, ser ejecutadas económica y prácticamente.

En zonas urbanas y suburbanas, usualmente las intersecciones semaforizadas son un factor predominante que controla la capacidad de la carretera o calle. Esto puede ser más amplio al determinar el número de carriles para estos tipos de vías. Por ejemplo, una vía de dos-carriles que se aproxima a una intersección puede expandirse a cuatro carriles (uno carril de giro-

izquierda, dos carriles directos, un carril de giro-derecha) en la intersección misma, y luego volver a dos carriles más allá de la intersección. La necesidad de distribuir el tránsito con seguridad determinará la necesidad de cualquier expansión de la plataforma de acceso. Los carriles agregados en la intersección pueden ser de una variedad de configuraciones para servir a los deseos de viaje del tránsito.

5.4.4.2 La calzada.

- **Generalidades.**

La calzada es la zona de la sección transversal destinada a una circulación segura y cómoda de los vehículos. Para ello es necesario que su superficie este pavimentada. El tipo de firme, en general, no esta relacionado con sus dimensiones. La calzada se divide en varias franjas paralelas, denominadas carriles, cada una de anchura suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

5.4.4.3 Los Carriles de Circulación

Divididas o no, las carreteras están provistas de uno, dos o más carriles de circulación por sentido y, excepcionalmente, de un solo carril habilitado para la circulación en ambos sentidos, con bahías o refugios estratégicamente ubicados a lo largo de la vía, para permitir las operaciones de adelantamiento o el encuentro seguro de dos vehículos en sentidos opuestos. Se debe tomar nota que el carril es la unidad de medida transversal, para la circulación de una sola fila de vehículos, siendo el ancho de la calzada o superficie de rodamiento, la sumatoria de los carriles, a la que también se hace referencia en la clasificación de las carreteras. Para ofrecer las mejores condiciones de seguridad y comodidad para los usuarios, la superficie de rodamiento de

las carreteras debe ser plana y sin irregularidades, resistente al deslizamiento y habilitada para la circulación del tránsito bajo todas las condiciones climáticas previsibles.

Existe una clara y comprobada relación entre el ancho del carril, el ancho utilizable de los hombros o la ubicación de las obstrucciones laterales y la capacidad de las carreteras, según los resultados que muestra el cuadro 4.5.3 adjunto. Los datos mostrados en el cuadro son calculados para flujos ininterrumpidos del tránsito, con un nivel de servicio B y pavimentos con estructuras de alta calidad.

Entiéndese por capacidad ideal en ese cuadro, la que corresponde a carriles de 3.6 metros con obstrucciones laterales a un mínimo de 1.8 metros. Las usuales restricciones laterales se refieren a muros de contención, bordillos de puentes, postes para instalaciones de servicios públicos, vehículos estacionados al lado de la vía, anclaje de cables y cualquier elemento físico instalado al lado de la vía. La existencia de hombros continuos de suficiente amplitud, tiende a alejar la colocación de restricciones laterales como las indicadas.

De la información insertada en este cuadro, se puede apreciar la manera sensible en que la falta de hombros disminuye la capacidad de una carretera típica de dos carriles, en un 30 por ciento cuando el ancho de carril es de 3.6 metros y en un 42 por ciento cuando el ancho de carril disminuye a 3.0 metros.

Experiencias en países sub-desarrollados, también han indicado que para carriles de 3.0 metros de ancho, la velocidad relativa disminuye en un 15 por ciento. Disminución de capacidad significa mayores posibilidades de accidentes en situaciones azarosas del tránsito.

Cuadro 4.5.3 EFECTO COMBINADO SOBRE LA CAPACIDAD IDEAL, DEL ANCHO DE CARRIL Y LA UBICACIÓN DE LAS RESTRICCIONES LATERALES

Ancho Útil de Hombros u Obstrucción Lateral	PORCENTAJE DE CAPACIDAD EN RELACION A LA DEL CARRIL DE 3.6 METROS		
	3.6 m	3.3 m	3.0 m
Metros	3.6 m	3.3 m	3.0 m
CARRETERAS DE DOS CARRILES			
1.8	100	93	84
1.2	92	85	77
0.6	81	75	68
0	70	65	58
CARRETERAS DE CUATRO CARRILES SIN MEDIANA			
1.8	100	95	89
1.2	98	94	88
0.6	95	92	86
0	88	85	80

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 334.

5.4.4.4 El Ancho de los Carriles.

El mismo cuadro demuestra también que la escogencia del ancho de los carriles es una decisión que tiene incidencia determinante en la capacidad de las carreteras. Como parámetro de referencia durante el diseño, se debe tener a la vista la estructura del tránsito proyectado, que a su vez y en la medida de la importancia relativa del tránsito pesado dentro del mismo, hará necesario que la dimensión de cada carril sea habilitada para que los camiones y las combinaciones de vehículos de diseño, con 2.6 metros de ancho, se puedan inscribir cómodamente y a las velocidades permisibles, dentro de la franja de circulación que les ha sido habilitada.

En el ambiente vial centroamericano, un ancho de carril de 3.6 metros se considera como el ideal para las condiciones físicas más exigentes de la vía y el tránsito, en coincidencia con las normas norteamericanas vigentes, variando según el tipo de carretera hasta un mínimo tolerable de 2.7 metros en caminos rurales de poco tránsito.

El ancho de carril de 3.6 metros es deseable para las carreteras de la red regional, de manera que una calzada de dos carriles con 7.2 metros ofrecerá óptimas condiciones para la circulación vehicular. Cuando hay restricciones en el derecho de vía, el carril de 3.3 metros se considerará recomendable; en tanto que el carril de 3.0 metros de ancho es aceptable únicamente en el caso de vías diseñadas para baja velocidad. Se admite el uso de carriles de 3.3 metros en la parte interior de autopistas y hasta 3.9 metros en los carriles exteriores, para permitir más comodidad y seguridad a los vehículos lentos y a las bicicletas. En el diseño de carriles contiguos y de doble sentido de circulación, en el centro de la sección transversal para facilitar los giros a izquierda, los anchos recomendables varían entre 3.0 y 4.8 metros.

Los carriles de aceleración y deceleración, al igual que los carriles adicionales para ascensos y descensos, determinados por el alineamiento vertical de las carreteras con porcentajes significativos de vehículos pesados en la corriente del tránsito y bajas velocidades, deberán disponer de un ancho mínimo de 3.3 metros.

En lo que corresponde a la superficie del pavimento de la calzada, ésta estará determinada por el volumen y la composición del tránsito, las características del suelo y del clima, la disponibilidad

de materiales y el costo durante todo el ciclo de vida del proyecto. Los pavimentos con superficie de rodamiento de alta calidad, ofrecen una superficie tersa, buenas cualidades antiderrapantes y bajo costo de mantenimiento, por la perfección del diseño y el estricto control de calidad de los productos utilizados. Los de calidad intermedia varían desde los tratamientos superficiales bituminosos hasta pavimentos asfálticos de alta calidad, pero sometidos a menores controles para reducir costos. Las superficies de baja calidad se presentan en carreteras con superficies de grava, suelos estabilizados o tratados químicamente y simple material selecto compactado.

5.4.4.5. Pendiente Transversal de los Carriles.

La pendiente transversal de una carretera de primera clase con dos carriles en tangente, debe ser del 2.0 por ciento del centro de la sección hacia fuera. Cuando existan más de dos carriles por sentido, cada carril adicional irá incrementando su pendiente transversal entre 0.5 y 1.0 por ciento. En áreas de intensa precipitación pluvial, la pendiente de los carriles centrales puede incrementarse a 2.5 por ciento, con un medio por ciento incremental en los carriles contiguos hacia fuera, pero sin superar un 4.0 por ciento.

Para carreteras con superficie de calidad intermedia, la pendiente transversal desde la cresta de la sección puede variarse entre 1.5 y 3.0 por ciento, en tanto que las carreteras con superficie de rodamiento de baja calidad, el rango de pendiente transversal puede fijarse entre 2.0 y 4.0 por ciento.

No se estimula el uso de secciones parabólicas para conformar la pendiente transversal de una carretera de cuatro carriles, debido a que la caída del borde exterior del pavimento es muy

acentuada y, aunque conveniente para efectos del drenaje, puede ser incómoda para la conducción vehicular.

5.4.4.6 Elementos de la sección transversal.

Usualmente, el número de carriles necesarios para una vía se determina durante la etapa conceptual de desarrollo del proyecto. Es el número de carriles necesarios para acomodar los volúmenes de tránsito previstos en un determinado nivel de servicio, adecuado para la vía. El número de carriles sólo puede crecer en enteros, es decir, una carretera de dos carriles puede ensancharse a tres o cuatro carriles. Cada carril adicional incrementa la aptitud de llevar tránsito de la vía. Conociendo las futuras demandas de tránsito, el proyectista, usando los procedimientos de análisis del Highway Capacity Manual puede proveer datos, en el proceso de toma de decisiones durante el desarrollo del proyecto, para determinar el adecuado número de carriles de viaje para el nivel de servicio deseado. Los datos de la comunidad también juegan una parte en la decisión. Una comunidad puede decidir a través del compromiso público que un menor nivel de servicio es aceptable para la situación, en lugar del normalmente provisto para proyectos de construcción nueva.

En zonas urbanas y suburbanas, usualmente las intersecciones semaforizadas son un factor predominante que controla la capacidad de la carretera o calle. Esto puede ser más amplio al determinar el número de carriles para estos tipos de vías. Por ejemplo, una vía de dos-carriles que se aproxima a una intersección puede expandirse a cuatro carriles (uno carril de giro-izquierda, dos carriles directos, un carril de giro-derecha) en la intersección misma, y luego volver a dos carriles más allá de la intersección. La necesidad de distribuir el tránsito con seguridad determinará la necesidad de cualquier expansión de la plataforma de acceso. Los

carriles agregados en la intersección pueden ser de una variedad de configuraciones para servir a los deseos de viaje del tránsito.

5.4.4.7 Medianas.

Una consideración importante en el diseño de cualquier carretera multicarril es si se provee una mediana y, si se provee, de qué dimensiones debería ser. Las funciones primarias de las medianas viales son:

- Separar los flujos de sentido opuesto
- Proveer una zona de recuperación para los vehículos fuera de control
- Permitir espacio para los cambios de velocidad y a los vehículos que giran a la izquierda y en U.
- Minimizar el resplandor de los faros delanteros.
- Proveer ancho para carriles futuros (particularmente en zonas suburbanas).
- Proveer espacio para plantaciones paisajísticas que estén de acuerdo con las necesidades de seguridad y que mejoren la estética de la vía.
- Proveer espacio para barreras.

Según la práctica del organismo vial y los requerimientos de la ubicación específica, las medianas pueden ser deprimidas, sobreelevadas, y al ras con la calzada. Deberían tener una dimensión en equilibrio con los otros elementos de la sección transversal. El rango general del

ancho de medianas es desde 1.2 m, usualmente en zonas urbanas, hasta 24 m o más, en zonas rurales. Ver la tabla 4.5.4.1 donde se muestran distintos anchos de medianas.

La velocidad de diseño, o la velocidad operadora, debe tomarse el valor mas alto.

En la tabla 4.5.4.1 se muestran los anchos de medianas

Design Class	Divided Multilane				Two-Lane				Undivided Multilane			
	P-1		P-2		P-3		P-4		P-5		P-6 ⁽¹⁾	
	Rural	Urban	Rural	Urban	Rural	Urban	Rural	Urban	Rural	Urban	Rural	Urban
DHW in Design Year ⁽²⁾ NHS Non NHS	Over 1,500		Over 700		Over 201 ⁽³⁾ Over 301		61-200 ⁽⁴⁾ 101-300		60 and under 100 and Under		Over 700	
Access Control	Full ⁽⁵⁾		Partial ⁽⁵⁾		(5)		(5)		(5)		(5)	
Separate Cross Traffic Highways Railroads	All		Where Justified All		Where Justified All ⁽⁶⁾		Where Justified Where Justified ⁽⁷⁾		Where Justified Where Justified ⁽⁷⁾		Where Justified Where Justified ⁽⁷⁾	
Design Speed (mph) ⁽⁸⁾ Mountainous Terrain ⁽⁹⁾	70 50		70 50		70 50 60 40		70 50 60 40		60 30 60 30		70 40 60 30	
Traffic Lanes Number Width (m)	4 or more divided 3.6		4 or 6 divided 3.6		2 3.6		2 3.6		2 3.6		4 or 6 3.3 ⁽¹⁰⁾	
Shoulder Width (m) Right of Traffic Left of Traffic	3.0 Variable ⁽¹²⁾		3.0 Variable ⁽¹²⁾		2.4		1.8		1.2		2.4 2.4 ⁽¹¹⁾	
Median Width (m) 4 lane 6 or more lanes	12 ⁽¹³⁾ 14.4 ⁽¹³⁾		4.8 6.6		18 6.6						1.2 1.2 0.6 ⁽¹⁴⁾ 0.6 ⁽¹⁴⁾	
Parking Lanes Width (m) — Minimum	None		None		None		None 3.0		None 3.0		None 3.0 ⁽¹⁵⁾	
Pavement Type ⁽¹⁶⁾	High				High or intermediate							
Right of Way ⁽¹⁷⁾ — Mn Width (m)	(18)	(19)	(18)	(19)	36	24	36	24	30	24	66	24
Structures Width (m) ⁽²⁰⁾	Full roadway width ⁽²¹⁾				120		10.8		9.6		Full roadway width	
Other Design Considerations-Urban					(22)		(22)		(22)		(22)	

Type of Terrain	Grades (%) ⁽²³⁾								
	Rural — Design Speed (mph)				Urban — Design Speed (mph)				
	40	50	60	70	80	30	40	50	60
Level	5	4	3	3	3	8	7	6	5
Rolling	6	5	4	4	4	9	8	7	6
Mountainous	8	7	6	5	5	11	10	9	8

Fuente: Tabla de Manual de California

5.4.4.8 Hombros.

Llamados también Arcenes, Banquinas etc. Aunque las dimensiones físicas de los automóviles y camiones limitan el ancho básico de los carriles de viaje, el tratamiento de esa parte de la carretera hacia la derecha de la verdadera calzada, que es el borde de la plataforma, provee al proyectista un mayor grado de flexibilidad. Esto es cierto tanto en las zonas rurales y como urbanas, aunque en cada ubicación son más adecuados diferentes elementos de diseño. El

tratamiento de los hombros es importante desde varias perspectivas, incluyendo seguridad, capacidad, impacto sobre el ambiente circundante, y gastos iniciales de mantenimiento y operación. El diseño de los hombros debería equilibrar estos factores. Por ejemplo, un proyectista puede considerar el impacto del ancho de los hombros y otros elementos a los costados del camino en el entorno circundante y, al mismo tiempo, cómo estas dimensiones afectarán la capacidad. Aun con un carril de ancho máximo de 3.6 m, la ausencia de un hombro o presencia de una obstrucción en el borde del carril de viaje puede resultar en una reducción de la capacidad como del 30 por ciento, comparada con una zona donde el hombro o la zona despejada es de 1.8 m de ancho. Por otra parte, significativos recursos ambientales, escénicos o históricos pueden resultar adversamente afectados por un hombro ensanchado.

Otra consideración es el acomodamiento de los peatones y vehículos no motorizados. En muchas partes del país los hombros proveen una calzada separada para peatones, ciclistas, y otros (cuando no se proveen veredas). Las desventajas pueden ser que a menudo son menos seguras que las pavimentadas, y fuerzan a los peatones y ciclistas a compartir el camino con los motoristas, si no se provee otra vía separada. Los hombros representan un elemento importante en los sistemas de drenaje al desviar el derrame superficial desde los carriles de viaje hasta los sistemas de drenaje. Para acomodar el drenaje de la plataforma a través de las zonas de hombros se usan varios tratamientos. En las zonas rurales y suburbanas, la técnica más común permite cruzar el drenaje superficial a través la banquina e ir directamente hacia las zanjas de drenaje que corren paralelas al borde de la plataforma. Además de las dimensiones de las hombros, los proyectistas tienen que elegir los materiales. Los hombros pueden revestirse en anchos parciales o totales.

Algunos de los materiales comúnmente usados incluyen grava, conchillas, piedra partida, aditivos minerales o químicos, tratamientos bituminosos superficiales, y varias formas de pavimentos asfálticos o de hormigón. En varios Estados, particularmente en los países del Norte y Europa donde los climas son fríos donde la remoción de la nieve no es un tema, se proveen superficies de pasto o césped sobre terraplenes de suelo compactada. Las ventajas de las hombros de pasto son que proveen un sistema de detención natural del agua de lluvia y son estéticamente placenteras.

5.4.4.9 Ancho mínimo de hombros

El ancho utilizable del hombro es menos que la anchura construida de hombro cuando las características verticales (tal como barreras de tráfico o paredes) están en la orilla del hombro. Esto es porque conductores tienden a reducir en un 30% de la velocidad de operación.

Tabla 4.5.4.3.a) ANCHOS MÍNIMOS DE HOMBROS Y ACERAS

Shoulder Function	Minimum Shoulder Width
Minimum lateral clearance and structural support	0.6 m
Pedestrian or bicycle use	1.2 m ⁽¹⁾
Stopping out of the traffic lanes	<u>1.8</u> m ⁽²⁾
Law enforcement and Ferry holding	<u>1.8</u> m ⁽²⁾
<p>(1) Minimum <u>usable shoulder width for bicycles. For additional information, see Chapter 1020 for bicycle and Chapter 1025 for pedestrians.</u></p> <p>(2) Minimum usable shoulder width, 3.0 m preferred. See Chapters 1040 and 1050 for additional information on enforcement areas.</p>	

Tabla 4.5.4.3.b)

Design Speed (mph)	Design Stopping Sight Distance (m)	K _C	K _S	VCL _m (m)
25	50	6	8	25
30	60	<u>9</u>	<u>11</u>	30
35	80	16	16	35
40	100	25	21	40
50	140	49	32	50
60	200	99	49	60
70	260	167	66	70
80	320	253	83	80

Fuente: Tabla de Manual de California

Tabla 4.5.4.3.c) Distancia de Visibilidad de Parada

Design Speed (mph)	Stopping Sight Distance (m)					
	Down Grades			Up Grades		
	3-5%	6-8%	≥9%	3-5%	6-8%	≥9%
25	50	50	50	45	45	45
30	60	65	70	55	55	50
35	80	85	90	65	65	65
40	100	110	115	80	80	75
50	150	165	180	110	105	100
60	210	225	240	140	135	130
70	280	<u>305</u>	—	175	165	—
80	345	—	—	210	—	—

Fuente: Tabla de Manual de California

ANCHOS MÍNIMOS DE HOMBROS Y ACERAS

Solamente con mediana

En resumen, para las carreteras de la red regional centroamericana, donde no se han reconocido suficientemente las ventajas de la provisión de hombros de anchos adecuados, por una economía en costos de inversión mal entendida, se propone la adopción de los anchos mínimos que señala el cuadro 4.3 adjunto. El ancho de los hombros se determina en función de la clasificación de la carretera y del tipo de terreno que cruza. En carreteras de las clasificaciones principales, el ancho de los hombros debe prever el ensanche futuro del pavimento, sin necesidad de ampliar el volumen del movimiento de tierra.

En aquellos casos donde por circunstancias especiales no sea posible construir los hombros recomendados, deberá como alternativa proveerse refugios para vehículos cada 400 metros a

cada lado, provistos de sus secciones de transición tanto para el ingreso como para la salida de dichas instalaciones de emergencia.

Aceras.

Donde hay abundancia de peatones, los volúmenes de tránsito son elevados y las velocidades permitidas son significativas (mayores de 60 kilómetros por hora), especialmente en sitios de circunvalación de poblados y ciudades, se recomienda que al lado de los carriles exteriores, se construyan aceras o andenes para la circulación peatonal. Como una recomendación general de aplicación en Centroamérica, se deben construir aceras en las calles y en las carreteras que carezcan de hombros, procurándose en este último caso que las aceras estén fuera de la pista de rodaje y, posiblemente, en los límites del derecho de vía.

Los datos de tránsito confirman que las aceras ofrecen un medio efectivo para reducir accidentes peatonales.

En áreas urbanas y suburbanas, debe existir una franja de un mínimo de 3.0 metros de ancho como espacio de amortiguación para la construcción de aceras y

la instalación de servicios como alumbrado público, hidrantes, teléfonos, etc. Las aceras pueden variar entre 1.0 y 2.0 metros de ancho³, con una franja verde separatoria de la pista principal de 0.6 metros de ancho, como mínimo. Cuando la acera se construya a la orilla del bordillo de la cuneta, debe tener un ancho extra de 0.6 metros, para compensar la carencia de la zona verde de transición.

Se dan recomendaciones sobre el ancho mínimo de estas instalaciones en el cuadro 4.3 ya citado.

Cordones.

Usados primariamente en ambientes urbanos y semiurbanos, los cordones pueden servir alguna o todas las funciones siguientes:

Control de drenaje

Delineación de los bordes de la plataforma

Reducción de zona-de-camino

Estética

Delineación de sendas peatonales

Reducción de operaciones de mantenimiento

Ayuda en el desarrollo de los costados del camino.

Básicamente hay dos tipos de cordones: barrera y montable.

La flexibilidad en el uso de cualquier tipo es una práctica herramienta para del proyectista vial al definir la sección transversal de un proyecto de mejoramiento. Sin embargo, no se recomiendan los cordones tipo barrera para proyectos con velocidades de diseño arriba de los 65 km/h. Pueden construirse de una variedad de materiales, incluyendo hormigón, asfalto, y piedra partida. La Figura 6.3 ilustra una variedad de los cordones barrera y montable comúnmente usados.

Pendiente transversal.

Para evacuar la lluvia de la calzada es necesario que esta tenga inclinación transversal. En carreteras con calzada única y doble sentido de circulación, lo normal es que haya una arista en el eje, y dos planos inclinados hacia los bordes (bombeo): la sección transversal se representa por dos rectas que se cortan en el centro de la calzada. En carreteras con calzadas separadas, se puede emplear una disposición como la anterior en cada una de las calzadas; pero es mas frecuente que cada una de ellas tenga una sola pendiente, con el punto alto en el borde contiguo a la mediana. Para conseguir el desagüe aceptable, es preciso que la pendiente transversal sea superior al 1%. En pavimentos muy bien ejecutados, este valor podría ser suficiente; pero es preferible utilizar una pendiente del orden del 2%. En pavimentos con mayores irregularidades, se necesitaran mayores pendientes, hasta un 4%; por encima de este limite, la suspensión de los vehículos no los absorbe, y hace falta un cierto esfuerzo en la dirección para contrarrestar la tendencia a salirse de la calzada. Además, donde hay un bombeo se forma un ángulo en el centro de la calzada que, si es excesivo, puede hacerse muy brusco el paso de un carril a otro en

adelantamiento. Por todo ello, con pavimentos de calidad como los de mezcla bituminosa u hormigón, se utilizan pendientes transversales del 2% en recta. Para firmes granulares con tratamientos superficiales mediante riegos de gravilla, el valor de la pendiente transversal esta comprendido entre el 2 y el 4 por ciento.

Transición del peralte.

La transición de la pendiente transversal de la calzada, entre la recta y la curva circular, se hace girando la sección transversal, en todo o en parte, alrededor del punto del eje longitudinal. El peralte suele seguir una ley lineal, generalmente a lo largo de la curva de transición. Una elevación del borde exterior de la curva contribuye a destacar al presencia de esta, pero puede resultar antiestética, por el contrario, una depresión del borde interior puede crear un punto bajo, cuyo desagüe hay que prever. Debido a estas consideraciones, en las curvas a veces se cambia el punto de la sección transversal que define el trazado en alzado. En todo caso, hay que desvanecer el bombeo (o la inclinación transversal en recta, de sentido contrario al del peralte) dentro de la propia alineación recta.

Carriles adicionales, auxiliares y especiales.

En ciertos tramos se añaden carriles a la calzada para fines específicos.

En rampas largas e inclinadas, se pueden disponer carriles adicionales.

En nudos se emplean carriles auxiliares para que los vehículos puedan modificar su velocidad, fuera de la calzada principal: esta situación se presenta típicamente en las entradas y salidas de autopistas y autovías. Donde los vehículos deben detenerse (por ejemplo, para esperar un hueco en el tráfico opuesto y girar a la izquierda) pueda ser necesario disponer un *carril de espera*.

También se disponen carriles auxiliares:

Para equilibrar el número de carriles y mantener la continuidad de los de paso al pasar por un enlace.

Para mejorar el acceso a una glorieta.

Para mejorar localmente la fluidez de una intersección semaforizada.

En zona urbana, se suele destinar un carril en el borde derecho de la calzada para el estacionamiento de vehículos, generalmente en línea. Su anchura depende del tipo de vehículo que vaya a estacionarse; los pesados necesitan, al menos 2.5 mt. Mientras que bastara con 1.8 mt. Si solo son vehículos.

También en zona urbana, en calzada de varios carriles por sentido, es frecuente reservar el carril exterior al transporte publico, señalizándolo. Su anchura normalmente de 3.0 mt. En consonancia con su carácter urbano.

Drenaje superficial.

Cunetas

Una cuneta es una zanja longitudinal, exterior al hombre, y en su caso la berma. Su rasante es paralela a la de carretera, salvo que se ciña más al terreno, o se aumente su inclinación para mejorar la capacidad de desagüe. Su diseño debe tener en cuenta los siguientes criterios:

Salvo que consideraciones económicas o el espacio disponible lo impidan, hay que dar prioridad a la seguridad de los vehículos que se pueden salir de la plataforma y llegar a la cuneta, la inclinación de los cajeros de las cunetas triangulares y trapezoidales.

Las dimensiones y pendiente longitudinal de la cuneta deben asegurar que, al paso del caudal que corresponda al periodo de retorno adoptado

El nivel de la lamina libre no rebasa al de la plataforma, salvo en carreteras de muy baja intensidad de circulación, en las que se puede admitir una elevación de hasta 30cm. Valorando la interrupcion de la circulación por esta causa.

La velocidad del agua no causa erosiones ni aterramientos.

Donde se tema que filtraciones procedentes de la cuneta puedan perjudicar al firme, el nivel de la lámina libre no debe rebasar el de la explanada, excepto donde se disponga un drenaje profundo.

Control de aguas superficiales y subterráneas

Existen varias formas de drenaje, superficial y profundo. El objetivo principal de estos métodos es el de disminuir la presión de poros y en esa forma aumentar la resistencia al corte y eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes.

Sistemas de control de aguas

Los sistemas más comunes para el control del agua son:

Zanjas de coronación o canales colectores (Drenaje Superficial).

Cortinas subterráneas.

Drenes interceptores.

Subdrenes horizontales o de penetración.

Galerías y túneles de drenaje.

Drenes verticales.

Trincheras estabilizadoras.

Pantallas de drenaje.

Pozos de drenaje.

La efectividad de los sistemas varía de acuerdo a las condiciones hidrogeológicas y climáticas.

El volumen de agua recolectada no es necesariamente un indicativo de su efecto, debido a que en suelos poco permeables, se puede obtener una reducción muy importante en las presiones de poro y por lo tanto un aumento en el factor de seguridad, con muy poco flujo de agua hacia el sistema de subdrenaje.

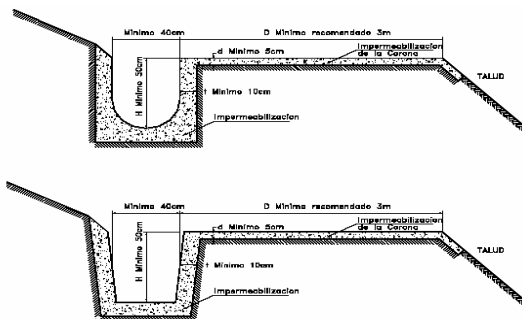
5.5 Drenaje superficial

El objetivo principal del drenaje superficial es reducir la infiltración y evitar la erosión en los cuerpos de taludes; no se recomienda en taludes la utilización de conducciones en tubería por la alta susceptibilidad a agrietarse o a taponarse, generando problemas de infiltración masiva concentrada.

Canales o zanjas de corona

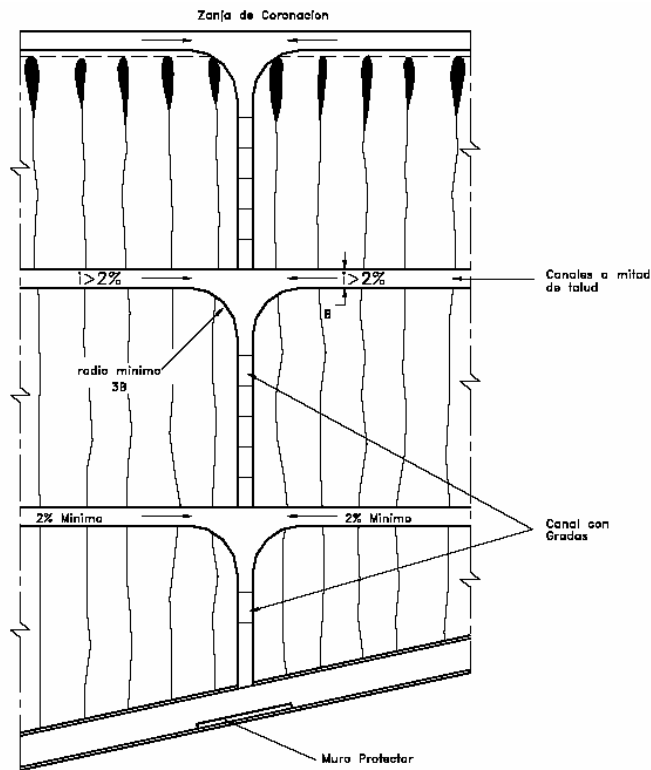
Zanjas de corona

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud. Las dimensiones y ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo a la topografía de la zona y al cálculo previo de caudales colectados. Generalmente, se recomienda una zanja rectangular de mínimo 40 centímetros, de ancho y 50 centímetros de profundidad. Se procura que queden localizadas a lo largo de una curva de nivel para un correcto drenaje y que estén suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona. La separación mínima recomendada es de tres metros del borde de la corona.



Canales interceptores a mitad de talud

Los canales a mitad de talud deben tener una pendiente tal que impida la sedimentación de materiales. T



Diseño de Zanjas de corona o Canales de drenaje

El gradiente mínimo de los canales es determinado por la velocidad de flujo necesaria para evitar la sedimentación. La velocidad no debe ser menor de 1.3 m/segundo para el flujo pico, con una frecuencia de uno en dos años.

El dimensionamiento del canal puede hacerse por medio de tablas, como las indicadas en la figura 13.4, o utilizando la fórmula de Manning, asumiendo una velocidad máxima permisible de 4 m/seg. y una rugosidad de 0.013. La pendiente mínima permitida es del 2% para impedir la sedimentación.

Para calcular la velocidad de flujo se puede utilizar la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{\eta} \left[R^{0.67} S^{0.5} \right]$$

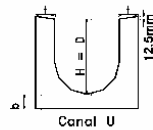
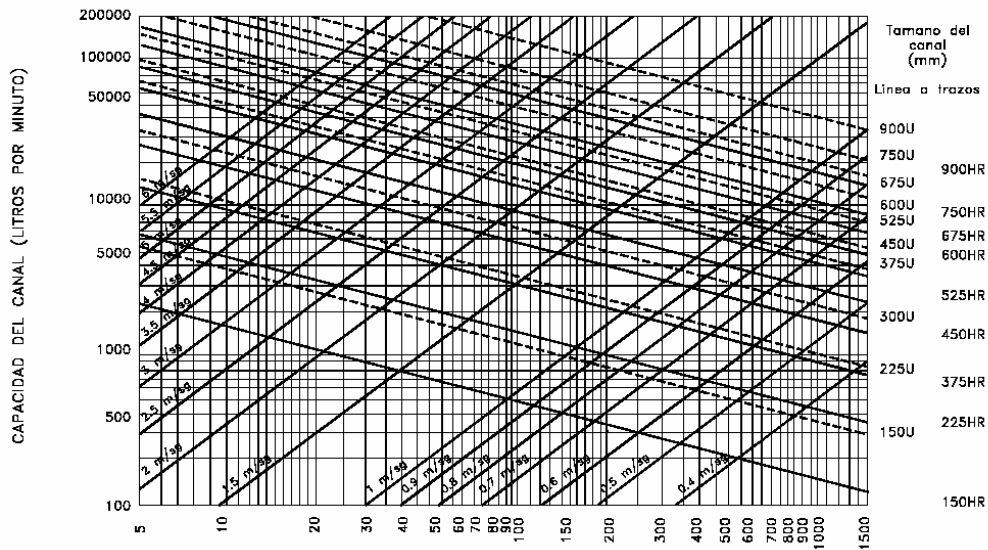
Donde:

V = Velocidad en m/seg.

η = Factor de rugosidad

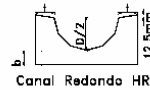
R = Profundidad hidráulica media = A/P en metros

S = Pendiente promedio del canal



Ejemplo ①

1. Caudal = 4000 litros/mín.
2. Gradiente = 1 en 40
3. Tamaño requerido = 225U o 300HR
4. Velocidad = 2.2 m/sec. (< 4 m/sec. OK)



Ejemplo ②

1. Velocidad = 5 m/sec.
2. Caudal = 20000 litros/mín.
3. Tamaño = 300U
4. Gradiente = 1 en 14

Cualquier cambio de dirección cambia el sistema de flujo, por lo tanto las curvas en los cambios de dirección para una velocidad de aproximadamente 2 m/seg., deben tener un radio no menor de tres veces el ancho del canal. Este radio debe incrementarse cuando la velocidad es mayor de 2 m/seg.

Canales colectores y disipadores

Los canales deben conducirse a entregas en gradería u otro disipador de energía que conduzca el agua recolectada hasta un sitio seguro. Se presentan dos tipos diferentes de canales: El canal rápido y el canal en gradería. El canal rápido se construye a una pendiente igual a la del talud y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo para disipar energía. Este sistema es muy utilizado por ser más económico, pero presenta el problema de la poca energía disipada .

El sistema de graderías es mas eficiente para disipar energía. El flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo. En la ausencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse utilizando la figura mostrada anteriormente, asumiendo una velocidad de 5.0 m/seg., a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada.

A continuación se muestran una serie de detalles constructivos para los canales rápidos y las graderías:

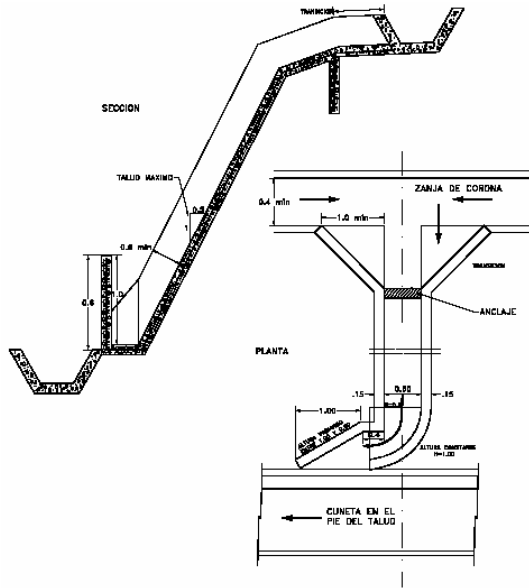


Figura 13.5 Detalle de un canal rápido de entrega.

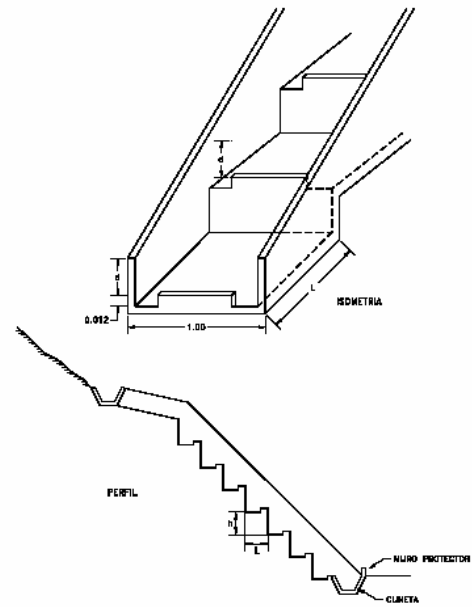
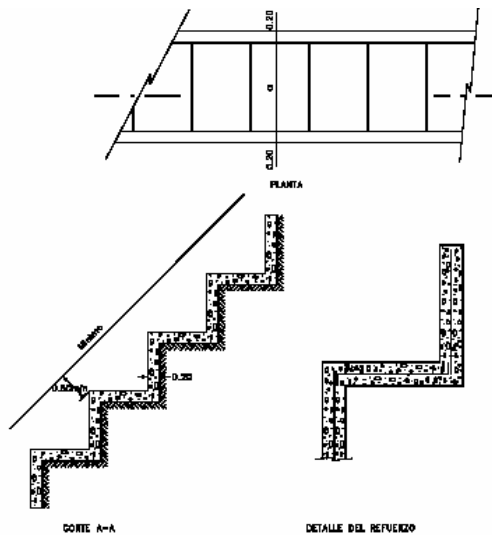


Figura 13.6 Canal de entrega con gradas de disipación.



DIMENSIONES Y CANTIDADES DE OBRA

Talud	h	m	Volumen de concreto por ml. en proyección horizontal m ³ /ml.
1/2 : 1	2.00	1.00	0.6 a - 1.09
3/4 : 1	1.50	1.125	0.47 a - 0.83
1 : 1	1.00	1.00	0.40 a - 0.64
1 1/2 : 1	1.00	1.50	0.33 a - 0.57

Figura 13.7 Detalle de la estructura de las gradas de un canal de entrega.

DRENAJE SUBTERRANEO

El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poro o impedir que estas aumenten.

La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren generalmente, el nivel piezométrico se disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual disminuye el caudal inicial recolectado por los drenes.

Cortinas subterráneas impermeables

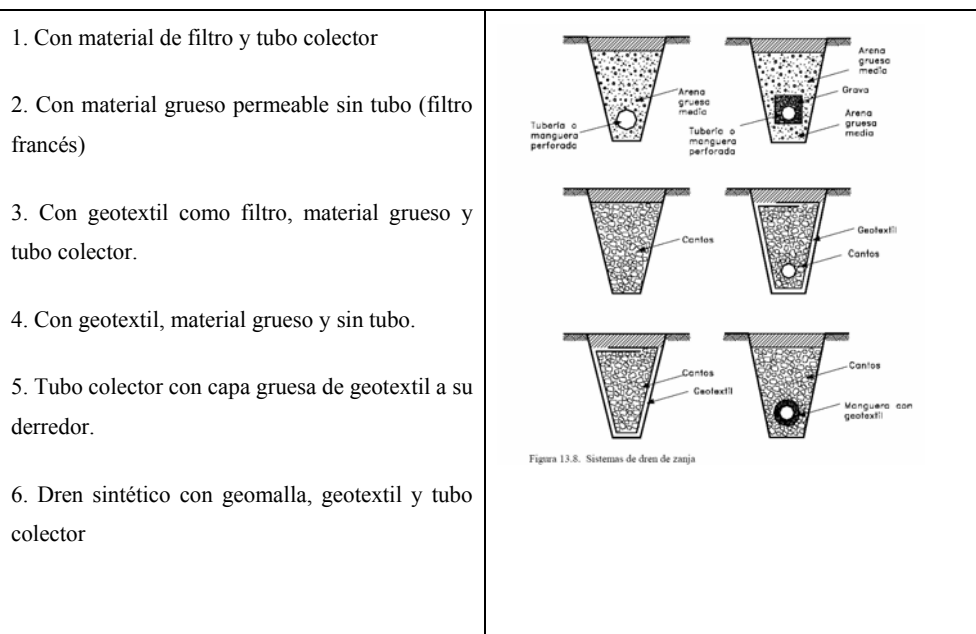
Puede impedirse que el agua subterránea alcance la zona de inestabilidad potencial mediante la construcción de pantallas impermeables profundas. Las pantallas subterráneas pueden consistir en zanjas profundas rellenas de asfalto o concreto, tablestacados, cortinas de inyecciones, o

líneas de bombeo de agua consistentes en hileras de pozos verticales. El diseño de estas cortinas debe tener en cuenta los efectos que sobre las áreas adyacentes tiene el cambio del régimen de aguas subterráneas.

Este sistema produce un aumento del nivel freático y represamiento del agua subterránea arriba del deslizamiento y su utilización debe complementarse con la construcción de subdrenes para controlar los efectos negativos.

Subdrenes Interceptores

Los subdrenes interceptores son zanjas excavadas a mano o con retroexcavadora, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte del agua. La profundidad máxima de estas zanjas es de aproximadamente seis metros. Los hay de diversas formas así:



El tipo de dren interceptor a emplear dependerá de:

1. Disponibilidad de materiales en la región y costos.

2. Necesidad de captación y caudal del dren.

Material de filtro

Es conveniente tener en cuenta que los drenes tratan de taponarse por transporte y depositación de las partículas más finas del suelo. Para evitar este fenómeno se debe colocar un filtro que debe cumplir los siguientes objetivos:

- a. Impedir el paso de las partículas finas del suelo a proteger.
- b. Permitir la filtración rápida del agua.

Existen dos tipos generales de filtro:

1. Material granular natural filtrante.
2. Filtro de mantos sintéticos o geotextiles.

Se requiere escoger muy cuidadosamente el material de filtro y / o el tipo y calidad del geotextil a emplear.

Para material de filtro se deben cumplir ciertos requisitos de granulometría los cuales son universalmente conocidos.

El criterio más utilizado para garantizar un drenaje fácil del agua a través del filtro es el propuesto por Terzaghi y Peck (1948):

$$D_{15F}/D_{15S} \geq 4$$

Filtros de geotextil

Los geotextiles son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Los geotextiles generalmente, se clasifican en tejidos y no tejidos. Los tejidos a su vez se diferencian de acuerdo al sistema de tejido, tal y como se observa en la siguiente figura

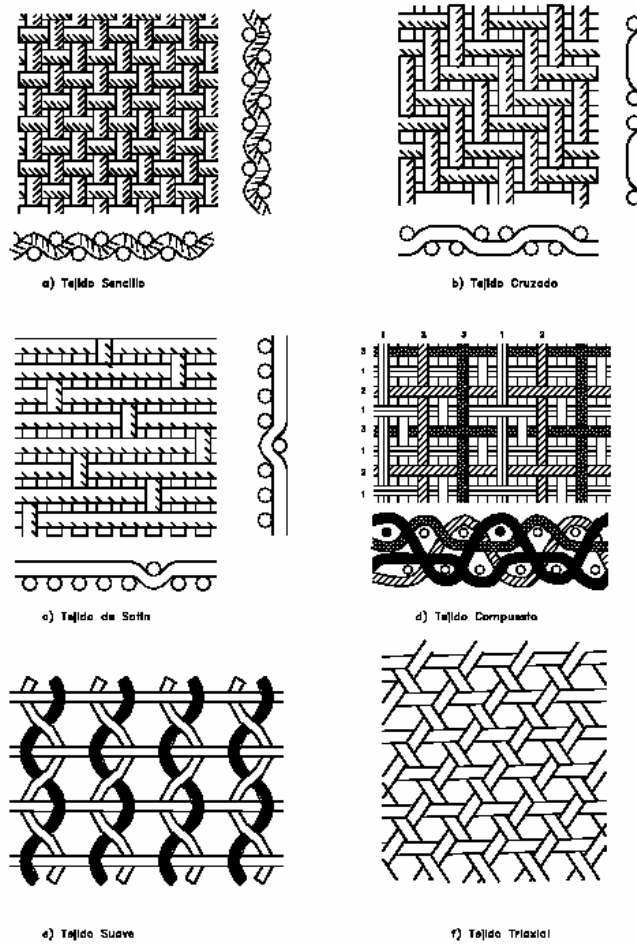
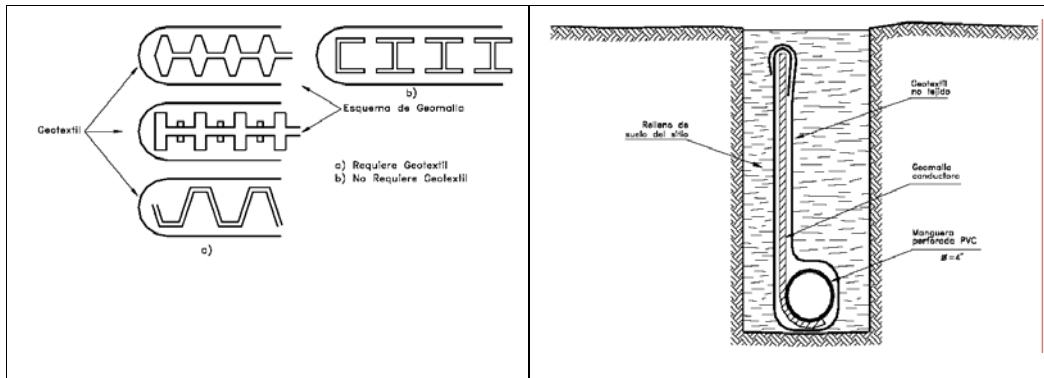


Figura 13.10 Tipos de tejidos en geotextiles.

Subdrenes 100% sintéticos

Debido a la dificultad de obtener materiales naturales para los subdrenes y con el desarrollo de las mallas sintéticas, se está haciendo popular el uso de los subdrenes 100% sintéticos.



Estos subdrenes consisten de tres elementos básicos:

1. *Geomalla*

La geomalla es una red sintética construida en tal forma que se forman unos canales que facilitan el flujo de agua.

2. *Geotextil*

La geomalla se envuelve en un geotextil, el cual actúa como filtro impidiendo el paso de partículas de suelo hacia la geomalla y permitiendo a su vez el flujo de agua.

3. *Tubo colector perforado*

En el extremo inferior de la geomalla y envuelto por el geotextil se coloca una manguera perforada PVC especial para subdrenes, la cual recoge y conduce el agua colectada por la geomalla.

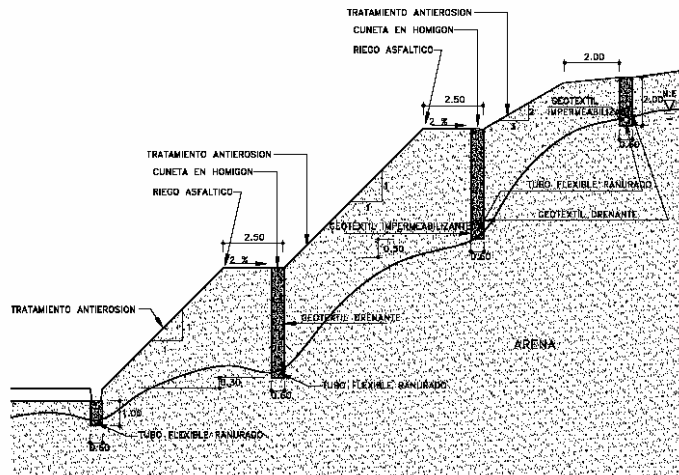
Flujo de agua hacia los subdrenes de zanja

Las teorías de redes de flujo pueden utilizarse para el diseño de sistemas de subdrenaje en suelos homogéneos, pero en materiales residuales el diseñador debe tener un conocimiento muy claro

de la estructura geológica, en especial de la presencia de mantos, discontinuidades o zonas de alta permeabilidad.

Al colocar un subdren se está colocando un punto de presión atmosférica dentro de una masa de suelo con agua a una presión superior. El efecto inmediato es la generación de un flujo de agua hacia el dren debido a la diferencia de cabeza hidrostática.

El paso siguiente al flujo de agua inicial es la disminución de la presión de poros en una distancia de influencia a lado y lado del subdren, la cual depende de la permeabilidad del suelo. En suelos arcillosos esta distancia de influencia es menor que en suelos granulares. El producto final es una nueva línea de nivel freático con puntos de inflexión en los sitios de subdren



El cálculo de caudales y el diseño del espaciamiento entre drenes requiere de un análisis geotécnico muy completo del comportamiento del agua en el suelo del sitio.

Diseño de subdrenes de zanja

El diseño de subdrenes de zanja tiene por objeto determinar los siguientes elementos:

- a. Profundidad y ancho de la zanja

- b. Espaciamiento entre zanjas
- c. Localización en planta de los subdrenes
- d. Material filtrante y especificaciones
- e. Cálculo de caudales colectados
- f. Sistemas de recolección y entrega

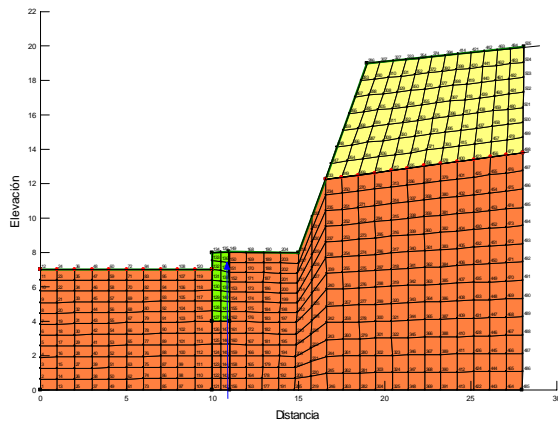
Existen dos enfoques diferentes para el diseño:

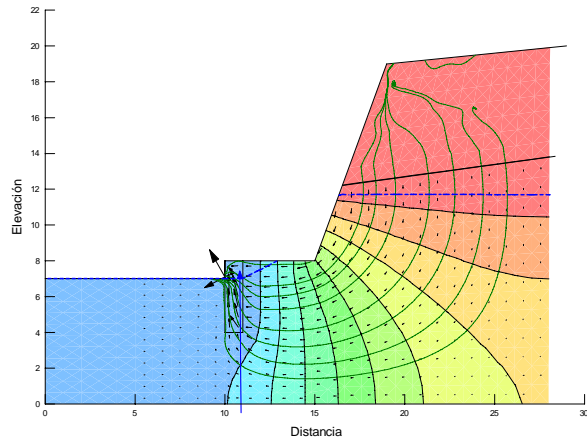
1. Procedimiento empírico

Este sistema se basa en la experiencia anterior de un experto conocedor del comportamiento del agua en los suelos del sitio. La profundidad, espaciamiento y demás características del subdrenaje se realiza exclusivamente basado en el conocimiento previo del experto, conjuntamente con un estudio geotécnico que incluye ensayos de Permeabilidad del suelo.

2. Procedimiento analítico

En este sistema el diseño se basa en un modelo matemático, similar a una red de flujo donde se calcula los efectos para diferentes profundidades de drenes, como se puede observar en la figura siguiente.





La combinación de sistemas empíricos y analíticos con un conocimiento lo más detallado posible de las características del sistema de agua subterránea es probablemente, la mejor alternativa para el diseño.



ANALISIS DE ALINEAMIENTO HORIZONTAL

EL PROYECTO TIENE LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:

Longitud: 2,877.678 metros

Curvas: 6

Rotondas: 2

No.de Carriles: 4

Ancho de carril: 3.65

Arriate central: 1

Paradas de Buses: 8

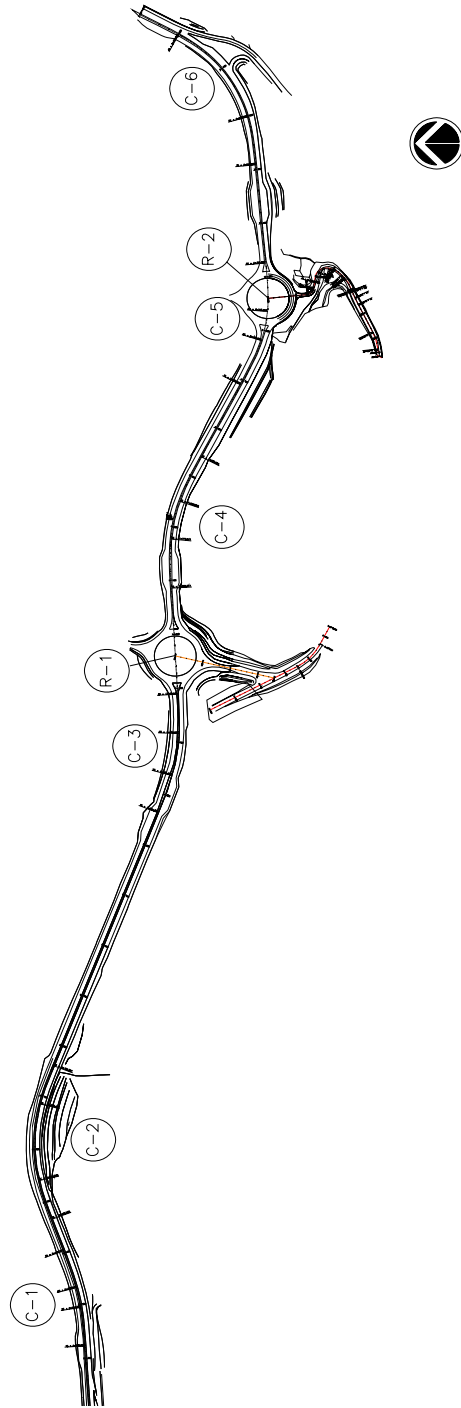
Superficie: Concreto.

Velocidad Proyecto: 80 Km/hora

Para las transiciones en las curvas se han utilizado espirales, las cuales ofrecen una mayor seguridad al momento en que los vehículos ingresan a las curvas. Además el proyecto cuenta con dos rotondas, las cuales poseen radios de 37 metros.

En la grafica 1 se puede observar todo el alineamiento horizontal del proyecto.

GRAFICA 1 – ALINEAMIENTO HORIZONTAL DEL PROYECTO



A continuación se hará un análisis del cumplimiento de los parámetros de diseño especificados en la SIECA.

ANALIZANDO RADIOS MINIMOS Y GRADOS DE CURVATURA

SEGÚN NORMA DE LA SIECA:

Cuadro 4.10 Radios mínimos y grados máximos de Curvas Horizontales para distintas Velocidades de Diseño

Velocidad de Diseño(Km/h)	Factor de Fricción Máxima	Peralte máximo 4%			Peralte máximo 6%		
		Radio (m)		Grado de Curva	Radio (m)		Grado de Curva
		Calculado	Recomendado	Curva	Calculado	Recomendado	Curva
30	0.17	33.7	35	32° 44'	30.8	30	38° 12'
40	0.17	60.0	60	19° 06'	54.8	55	20° 50'
50	0.16	98.4	100	11° 28'	89.5	90	12° 44'
60	0.15	149.2	150	7° 24'	135.0	135	8° 29'
70	0.14	214.3	215	5° 20'	192.9	195	5° 53''
80	0.14	280.0	280	4° 05'	252.0	250	4° 35'
90	0.13	375.2	375	3° 04'	335.7	335	3° 25'
100	0.12	492.1	490	2° 20'	437.4	435	2° 38'
110	0.11	635.2	635	1° 48'	560.4	560	2° 03'
120	0.09	872.2	870	1° 19'	755.9	775	1° 29'

Radio mínimo recomendado= 250 metros

Grado de curva= $4^{\circ} 35' = 4.58^{\circ}$

PARA EL PROYECTO SE TIENE LO SIGUIENTE:

Cuadro 1 Radios y grados máximos de Curvas Horizontales para el proyecto:

No. Curva	Est. PI	Radio (m)	Grado (°)
1	0+312.989	380.00	3.02
2	0+612.714	300.00	3.82
3	1+375.787	350.00	3.27
4	1+810.944	300.00	3.82
5	2+205.361	250.00	4.58
6	2+678.780	250.00	4.58

Todos los radios y los grados cumplen con los recomendados de la norma.

LONGITUD DE DESARROLLO DE TRANSICION

Cuadro 4.11

Longitudes de Desarrollo de la Sobreelevación en Carreteras de dos Carriles, en metros

Peralte	Longitud de Transición y Velocidades de Diseño Km/h							
	40	50	60	70	80	90	100	110
	Carriles de 3.60 metros							
0.02	25	30	35	40	50	55	60	65
0.04	25	30	35	40	50	55	60	65
0.06	35	35	40	40	50	55	60	65
0.08	45	45	50	55	60	60	65	70
0.10	55	55	60	65	75	75	80	85
0.12	65	65	75	80	90	90	95	105
	Carriles de 3.00 metros							
0.02	25	30	35	40	50	55	60	65
0.04	25	30	35	40	50	55	60	65
0.06	30	30	35	40	50	55	60	65
0.08	35	40	40	45	50	55	60	65
0.10	45	45	50	55	60	65	70	75
0.12	55	55	60	65	75	75	80	85

Estas cifras corresponden a carreteras de dos carriles. Cuando se trate de tres y cuatro carriles sin mediana, hay que multiplicar respectivamente las cifras por 1.2 y 1.5; si la carretera es de 6 carriles sin mediana, hay que duplicar los valores del cuadro anterior.

Longitud mínima de transición recomendado= $50 * 1.2 = 60$ metros

PARA EL PROYECTO SE TIENE LO SIGUIENTE:

Cálculo de sobreelevaciones para $e_{máx} = 6\%$, $VD = 80$ Km/h				
Estación de PI	Número de Curva	Velocidad Diseño (Km/h)	R	Long. Transicion
0+312.989	1	80.00	380.000	94.59
0+612.714	2	80.00	300.000	119.81
1+375.787	3	80.00	350.000	102.69
1+810.944	4	80.00	300.000	119.81
2+205.361	5	80.00	250.000	143.77
2+678.780	6	80.00	250.000	143.77

Cumplen con los recomendados de la norma.

SOBREANCHOS EN LAS CUVAS

Los sobreanchos se diseñan siempre en las curvas horizontales de radios pequeños, combinadas con carriles angostos, para facilitar las maniobras de los vehículos en forma eficiente, segura, cómoda y económica. Los sobreanchos son necesarios para acomodar la mayor curva que describe el eje trasero de un vehículo pesado y para compensar la dificultad que enfrenta el

conductor al tratar de ubicarse en el centro de su carril de circulación. En las carreteras modernas con carriles de 3.6 metros y buen alineamiento, la necesidad de sobreanchos en curvas se ha disminuido a pesar de las velocidades, aunque tal necesidad se mantiene para otras condiciones de la vía.

Sobreanchos menores de 0.60 metros, no son necesarios en las curvas.

PARA EL PROYECTO SE TIENE LO SIGUIENTE:

Cálculo de sobreelevaciones para em_{áx} = 6%, VD = 80 Km/h				
Estación de PI	Número de Curva	Velocidad Diseño (Km/h)	R	Sobreancho
0+312.989	1	80.00	380.000	0.51
0+612.714	2	80.00	300.000	0.59
1+375.787	3	80.00	350.000	0.53
1+810.944	4	80.00	300.000	0.59
2+205.361	5	80.00	250.000	0.65
2+678.780	6	80.00	250.000	0.65

Segun la norma los sobreanchos calculados que no superen el valor de 0.60 metros, no son necesarios, por lo tanto solo se necesitan sobreanchos en las curvas 5 y 6.

SOBREELEVACIONES

La sobreelevación o peralte, “e”, siempre se necesita cuando un vehículo viaja en una curva cerrada a una velocidad determinada, para contrarrestar las fuerzas centrífugas y el efecto adverso de la fricción que se produce entre la llanta y el pavimento.

En curvas con radios de gran amplitud este efecto puede ser desestimado. De acuerdo a la experiencia se ha demostrado que una tasa de sobreelevación de 0.12 no debe ser excedida, debido al control combinado que ejercen los procesos constructivos, las dificultades para el mantenimiento y el efecto de incomodidad para el movimiento de vehículos lentos. Donde se limite la velocidad permisible por la congestión del tránsito o el extenso desarrollo marginal a lo largo de la carretera, la tasa de sobreelevación no debe exceder entre 4 y 6 por ciento. Dado que las condiciones meteorológicas y topográficas imponen condiciones particulares en los diseños, se recomiendan para diseño los siguientes factores de sobreelevación para diferentes tipos de área donde se localicen las carreteras:

Tasa de Sobreelevación, "e" en (%)	Tipo de Area
10	Rural montañosa
8	Rural plana
6	Suburbana
4	Urbana

PARA EL PROYECTO SE TIENE LO SIGUIENTE:

Cálculo de sobreelevaciones para emáx = 6%, VD = 80Km/h					
Estación de PI	Número de Curva	Sobreelevación Máxima Diseño (%)	Velocidad Diseño (Km/h)	Factor de Fricción (f)	“e”
0+312.989	1	6.00	80.00	0.14	5.51
0+612.714	2	6.00	80.00	0.14	5.89
1+375.787	3	6.00	80.00	0.14	5.66
1+810.944	4	6.00	80.00	0.14	5.89
2+205.361	5	6.00	80.00	0.14	6.00
2+678.780	6	6.00	80.00	0.14	6.00

El valor de “e” calculado para cada una de las curvas, varía entre valores de 0.51 y 6.0 %

ROTONDAS (REDONDELES)

Como se describió en el inicio, el proyecto consta de dos rotondas, de las cuales analizaremos nada más la parte de sobreelevaciones con respecto a la velocidad de diseño.

Cálculo de sobreelevaciones para emáx = 6%, VD = 80Km/h					
Estación de PI	Número de Curva	Sobreelevación Máxima Diseño (%)	Velocidad Diseño (Km/h)	Factor de Fricción (f)	“e”
1+560	1	6.00	30.00	0.15	5.97
2+260	2	6.00	30.00	0.15	5.96

Es de observar que la velocidad del proyecto es de 80 Km/hora, para un peralte máximo de 6%, lo cual es imposible de lograr con un radio tan pequeño para la rotonda, por lo que se tuvo que reducir la velocidad a 30 Km/hora en las rotondas. Por lo que se deberá tomar muy en cuenta en el diseño de la señalización el hecho de que los vehículos tengan que reducir velocidades en las rotondas.

Análisis de alineamiento vertical

NORMATIVA APLICABLE

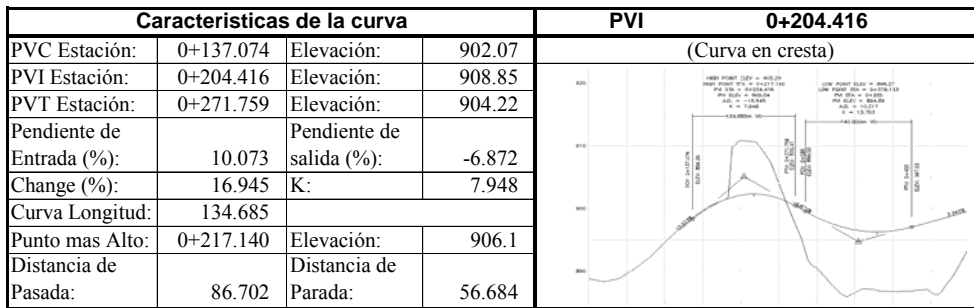
De acuerdo a la revisión de criterios de diseño externados en la norma AASHTO 2004, se anexan los parámetros geométricos a cumplir por parte del alineamiento vertical en el siguiente cuadro:

Referencia	Normas AASHTO 2004
Clasificación	Arterial urbana
Velocidad de proyecto (km/h)	80
Radio mínimo (m)	230,00
Distancia de visibilidad de parada (m)	130,00
Distancia de visibilidad de pasada (m)	400,00
Parámetro K (en cresta)	
Parámetro K (en columpio)	18
Pendiente máxima (%)	6,00
Pendiente mínima en corte (%)	0,5
Sobre elevación máxima (%)	8,00
Vehículo de proyecto	(AASHTO Tabla 2-1)
Combinación	SU y WB-15

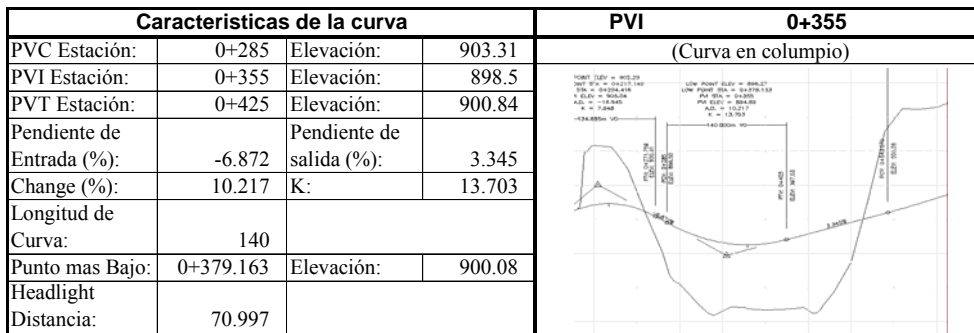
CONDICIONES EXISTENTES EN EL TRAMO DE ESTUDIO

Realizando el análisis de las condiciones geométricas presentes en el alineamiento vertical, en el tramo en estudio, se ha determinado los parámetros geométricos empleados en el diseño del proyecto en estudio, obteniéndose lo siguiente:

PVI Estación 0+204.416



PVI Estación 0+355



PVI Estación 0+673.07

Características de la curva				PVI 0+693.070	
PVC Estación:	0+543.070	Elevación:	904.79		
PVI Estación:	0+693.070	Elevación:	909.81		
PVT Estación:	0+843.070	Elevación:	920.31		
Pendiente de Entrada (%):	3.345	Pendiente de salida (%):	7		
Change (%):	3.655	K:	82.081		
Longitud de Curva:	300				
Headlight Distancia:	318.548				

PVI Estación 1+763.07

Características de la curva				PVI 1+763.070	
PVC Estación:	1+463.070	Elevación:	963.71		
PVI Estación:	1+763.070	Elevación:	984.71		
PVT Estación:	2+063.070	Elevación:	979.27		
Pendiente de Entrada (%):	7	Pendiente de salida (%):	-1.814		
Change (%):	8.814	K:	68.071		
Longitud de Curva:	600				
Punto mas Alto:	1+939.569	Elevación:	980.39		
Distancia de Pasada:	253.731	Distancia de Parada:	165.885		

PVI Estación 2+243.07

Características de la curva				PVI 2+463.070	
PVC Estación:	2+313.070	Elevación:	974.73		
PVI Estación:	2+463.070	Elevación:	972.01		
PVT Estación:	2+613.070	Elevación:	961.47		
Pendiente de entrada (%):	-1.814	Pendiente de salida (%):	-7.028		
Change (%):	5.214	K:	57.537		
Longitud de Curva:	300				
Distancia de Pasada:	233.272	Distancia de Parada:	152.509		

PVI Estación 2+730.82

Características de la curva				PVI 2+730.828	
PVC Estación:	2+690.468	Elevación:	956.03	<p>(Curva en cresta)</p>	
PVI Estación:	2+730.828	Elevación:	953.19		
PVT Estación:	2+771.188	Elevación:	949.7		
Pendiente de Entrada (%):	-7.028	Pendiente de salida (%):	-8.643		
Change (%):	1.615	K:	49.988		
Longitud de Curva:	80.72				
Distancia de Pasada:	333.202	Distancia de Parada:	165.53		

CUMPLIMIENTO

Por comparación directa de los datos citados anteriormente se observa que existen parámetros que no cumplen con los recomendados por la norma, tal y como se observa en la siguientes tablas.

PVI Estación 0+204.416

Parametros Evaluados					PVI 0+204.416	
Descripción	Dato	Parámetro requerido		Cumplimiento	Observaciones	
Pendiente de Entrada (%):	10.073	6.00	máximo	NO CUMPLE	La pendiente propuesta no cumple para una ARTERIA URBANA	
Pendiente de salida (%):	-6.872	6.00	máximo	NO CUMPLE	La pendiente propuesta no cumple para una ARTERIA URBANA	
Change (%):	16.945	-	-	-	-	
K:	7.948	32.00	mínimo	NO CUMPLE	parámetro K	
Curva Longitud:	134.685	-	-	-	-	
Punto mas Alto:	0+217.140	-	-	-	-	
Elevación:	906.1	-	-	-	-	
Distancia de Parada:	56.684	130.00	m	NO CUMPLE	La zona de análisis NO cumple con lo requerido para la distancia de parada	
Distancia de Pasada:	86.702	400.00	m	NO CUMPLE	La zona de análisis NO cumple con lo requerido para la distancia de pasada	

PVI Estación 0+355

Parametros Evaluados					PVI	0+355
Descripción	Dato	Parametro requerido	Cumplimiento	Observaciones		
Pendiente de Entrada (%):	-6.872	6.00 máximo	NO CUMPLE	La pendiente propuesta no cumple para una ARTERIA URBANA		
Pendiente de salida (%):	3.345	6.00 máximo	CUMPLE	La pendiente propuesta cumple para una ARTERIA URBANA		
Change (%):	10.217	-	-			
K:	13.703	32.00 mínimo	NO CUMPLE	La curva cumple con el parámetro K		
Longitud de Curva:	140					
Punto mas Bajo:	0+379.163					
Elevación:	900.08					
Headlight						
Distancia:	70.997					

PVI Estación 0+673.07

Parametros Evaluados					PVI	0+693.070
Descripción	Dato	Parametro requerido	Cumplimiento	Observaciones		
Pendiente de Entrada (%):	3.345	6.00 máximo	CUMPLE	La pendiente propuesta cumple para una ARTERIA URBANA		
Pendiente de salida (%):	7	6.00 máximo	NO CUMPLE	La pendiente propuesta no cumple para una ARTERIA URBANA		
Change (%):	3.655	-	-			
K:	82.081	32.00 mínimo	CUMPLE	La curva cumple con el parámetro K		
Longitud de Curva:	300					
Headlight						
Distancia:	318.548					

PVI Estación 1+763.07

Parametros Evaluados					PVI	1+763.070
Descripción	Dato	Parametro requerido	Cumplimiento	Observaciones		
Pendiente de Entrada (%):	7	6.00 máximo	NO CUMPLE	La pendiente propuesta no cumple para una ARTERIA URBANA		
Pendiente de salida (%):	-1.814	6.00 máximo	CUMPLE	La pendiente propuesta cumple para una ARTERIA URBANA		
Change (%):	8.814	-	-			
K:	68.071	32.00 mínimo	CUMPLE	La curva cumple con el parámetro K		
Longitud de Curva:	600					
Punto mas Alto:	1+939.569					
Elevación:	980.39					
Distancia de Parada:	165.885	130.00 m	CUMPLE	La zona de análisis cumple con lo requerido para la distancia de parada		
Distancia de Pasada:	253.731	400.00 m	NO CUMPLE	La zona de análisis cumple con lo requerido para la distancia de pasada		

PVI Estación 2+243.07

Parametros Evaluados					PVI
Descripción	Dato	Parametro requerido		Cumplimiento	Observaciones
Pendiente de entrada (%):	-1.814	6.00	máximo	CUMPLE	La pendiente propuesta cumple para una ARTERIA URBANA
Pendiente de salida (%):	-7.028	6.00	máximo	NO CUMPLE	La pendiente propuesta no cumple para una ARTERIA URBANA
Change (%):	5.214	-	-		
K:	57.537	32.00	mínimo	CUMPLE	La curva cumple con el parámetro K
Longitud de Curva:	300				
Distancia de Parada:	152.509	130.00	m	CUMPLE	La zona de análisis cumple con lo requerido para la distancia de parada
Distancia de Pasada:	233.272	400.00	m	NO CUMPLE	La zona de analisis cumple con lo requerido para la distancia de pasada

PVI Estación 2+730.82

Parametros Evaluados					PVI
Descripción	Dato	Parametro requerido		Cumplimiento	Observaciones
Pendiente de Entrada (%):	-7.028	6.00	máximo	NO CUMPLE	La pendiente propuesta no cumple para una ARTERIA URBANA
Pendiente de salida (%):	-8.643	6.00	máximo	NO CUMPLE	La pendiente propuesta no cumple para una ARTERIA URBANA
Change (%):	1.615	-	-		
K:	49.988	32.00	mínimo	CUMPLE	La curva cumple con el parámetro K
Longitud de Curva:	80.72				
Distancia de Parada:	165.53	130.00	m	CUMPLE	La zona de análisis cumple con lo requerido para la distancia de parada
Distancia de Pasada:	333.202	400.00	m	NO CUMPLE	La zona de analisis cumple con lo requerido para la distancia de pasada

Resultados.

Las condiciones topográficas, de la zona por la cual transcurre el proyecto caracterizadas principalmente por ser del tipo montañoso, provocan un condicionamiento a los parámetros de diseño tanto en lo horizontal como en el vertical, provocando como en éste caso que se acepten valores de pendientes superiores al normado para el tipo de carretera, para evitar movimientos de tierra desmesurados con respecto a la magnitud del proyecto; dichas condiciones justifican el porque el proyecto supera en la mayoría de las curvas verticales las pendientes de entrada y salida, los valores normados.

ANÁLISIS DE TRÁFICO

Localización Geográfica e Importancia de la Vía.

El Proyecto se localiza en el Municipio de Antigua Cuzcatlán, dentro del Área Metropolitana de San Salvador. La vía inicia en el tramo final del Boulevard Orden de Malta a la altura del Supermercado PriceSmart de Santa Elena, se dirige en sentido oriente atravesando el Cerro El Rosario, sobre las Fincas Rurales Calistemo y Esmeralda hasta interceptar con la Calle Huizúcar a la altura de la Colonia Brisas de Candelaria I. El Tramo de Apertura se ha diseñado para una velocidad proyecto de 80 kph, conforme las normas de diseño de la AASHTO - 1993; la pendiente máxima será del 7 %. La sección transversal presenta dos carriles de 3.65 metros de ancho por sentido, cunetas de 0.40 metros, arriates de 1.0 metros y aceras de 2.0 metros a ambos lados y una mediana central de 2.75 metros.

La vía tendrá una importancia estratégica debido a que se estará implementando un corredor Oriente - Poniente, que permitirá el alivio del tráfico del Corredor Carretera Panamericana (CA:1) – Boulevard de Los Próceres, el cual a la fecha ya presenta niveles de saturación.

Reducirá considerablemente el tiempo de viaje y los costos de operación vehicular, entre la Carretera al Puerto de La Libertad (CA:4) y la Autopista Comalapa, que junto con la construcción del Tramo 1 del Anillo periférico, posibilitarán la interconexión de la Carretera Panamericana CA:1 y la Carretera CA:4.

La ampliación de la Calle Huizúcar hasta la Autopista Comalapa, además de tener el objetivo de uniformizar la sección transversal del Corredor, proporcionará una vía de acceso mas rápida y de dos carriles por sentido al Municipio de Antigua Cuzcatlán y colonias como Colonia Montecristo, Colonia La Constancia y Colonia Brisas de Candelaria I y II, Col. La Cima I, II, III y IV, Villas de San Patricio, Urb. Cumbres de Cuzcatlán, etc. contribuyendo de esa manera al desarrollo de dichas urbanizaciones.

La construcción del Proyecto, permitirá el desarrollo urbanístico de las zonas próximas al área de influencia directa e indirecta de la vía, potenciando los asentamientos humanos a lo largo del proyecto.

Ejemplo de Calculo de Capacidad

Cálculo de Capacidad - Año 2005																										
Proyecto: Prolongación del Bvd. Orden de Malta y Ampliación Calle Huizúcar					Tramo: I																					
Geometría:					Tránsito																					
Vel. Proyecto: 80 kph					Volumen: 599																					
Distancia de Obstrucción: Izq: 0,4 - Der: 0,4					FHP: 0.93																					
N° y Ancho de Carriles: 2, 3.65					Distribución Direc.: 60 /40																					
Terreno: Montañoso					Comp.(A,B,C,R)(%): 89,40; 2,70; 7,90; 0.0																					
Clasificación: Urbano					VMD: 645																					
Long. Tang. Vert.(m): 10,0% = 160 m Estación: (0+040 - 0+200)					Pp: Pvp: P _{c/vp} :																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Análisis</th> <th>VDM</th> <th>C</th> <th>N</th> <th>f_A</th> <th>f_c</th> <th>f_{vp}</th> <th>v/c</th> <th>NS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Direcc. N° 1</td> <td>645</td> <td>2000</td> <td>2</td> <td>0.9</td> <td>1.00</td> <td>0.86</td> <td>0.21</td> <td>A</td> </tr> </tbody> </table>									Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS	Direcc. N° 1	645	2000	2	0.9	1.00	0.86	0.21	A
Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS																		
Direcc. N° 1	645	2000	2	0.9	1.00	0.86	0.21	A																		
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>f_{vp}</td> <td>0.86</td> </tr> </tbody> </table>									f _{vp}	0.86																
f _{vp}	0.86																									

Cálculo de Capacidad - Año 2010																										
Proyecto: Prolongación del Bvd. Orden de Malta y Ampliación Calle Huizúcar					Tramo: I																					
Geometría:					Tránsito																					
Vel. Proyecto: 80 kph					Volumen: 1,725																					
Distancia de Obstrucción: Izq: 0,4 - Der: 0,4					FHP: 0.94																					
N° y Ancho de Carriles: 2, 3.65					Distribución Direc.: 60 /40																					
Terreno: Montañoso					Comp.(A,B,C,R)(%): 89,40; 2,70; 7,90; 0.0																					
Clasificación: Urbano					VMD: 1835																					
Long. Tang. Vert.(m): 10,0% = 160 m Estación: (0+040 - 0+200)					Pp: Pvp: P _{c/vp} :																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Análisis</th> <th>VDM</th> <th>C</th> <th>N</th> <th>f_A</th> <th>f_c</th> <th>f_{vp}</th> <th>v/c</th> <th>NS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Direcc. N° 1</td> <td>1835</td> <td>2000</td> <td>2</td> <td>0.9</td> <td>1.00</td> <td>0.86</td> <td>0.59</td> <td>C+</td> </tr> </tbody> </table>									Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS	Direcc. N° 1	1835	2000	2	0.9	1.00	0.86	0.59	C+
Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS																		
Direcc. N° 1	1835	2000	2	0.9	1.00	0.86	0.59	C+																		
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>f_{vp}</td> <td>0.86</td> </tr> </tbody> </table>									f _{vp}	0.86																
f _{vp}	0.86																									

Cálculo de Capacidad - Año 2015

Proyecto: Prolongació del Bvd. Orden de Malta y
Ampliación Calle Huizúcar

Tramo: I

Geometría:		Tránsito		
Vel. Proyecto: 80 kph		Volumen: 1,237		
Distancia de Obstrucción: Izq: 0,4 - Der: 0,4		FHP: 0.94		
Nº y Ancho de Carriles: 2 , 3.65		Distribución Direc.: 60 /40		
Terreno: Montañoso		Comp.(A,B,C,R)(%): 89,40; 2,70; 7,90; 0.0		
Clasificación: Urbano		VMD: 1316		
Long. Tang. Vert.(m): 10,0% = 160 m	Estación:	Pp:	Pvp:	P _{c/vp} :
(0+040 - 0+200)				

Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS
Direcc. Nº 1	1316	2000	2	0.9	1.00	0.86	0.42	A-

f _{vp}	0.86
-----------------	------

Cálculo de Capacidad - Año 2020

Proyecto: Prolongació del Bvd. Orden de Malta y
Ampliación Calle Huizúcar

Tramo: I

Geometría:		Tránsito		
Vel. Proyecto: 80 kph		Volumen: 1,432		
Distancia de Obstrucción: Izq: 0,4 - Der: 0,4		FHP: 0.94		
Nº y Ancho de Carriles: 2 , 3.65		Distribución Direc.: 60 /40		
Terreno: Montañoso		Comp.(A,B,C,R)(%): 89,40; 2,70; 7,90; 0.0		
Clasificación: Urbano		VMD: 1524		
Long. Tang. Vert.(m): 10,0% = 160 m	Estación:	Pp:	Pvp:	P _{c/vp} :
(0+040 - 0+200)				

Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS
Direcc. Nº 1	1524	2000	2	0.9	1.00	0.86	0.49	B

f _{vp}	0.86
-----------------	------

Cálculo de Capacidad - Año 2025																											
Proyecto: Prolongació del Bvd. Orden de Malta y Ampliación Calle Huizúcar					Tramo: I																						
Geometría:					Tránsito																						
Vel. Proyecto: 80 kph					Volumen: 1,661																						
Distancia de Obstrucción: Izq: 0,4 - Der: 0,4					FHP: 0.94																						
N° y Ancho de Carriles: 2 , 3.65					Distribución Direc.: 60 /40																						
Terreno: Montañoso					Comp.(A,B,C,R) (%): 89,40; 2,70; 7,90; 0.0																						
Clasificación: Urbano					VMD: 1767																						
Long. Tang. Vert.(m): 10,0% = 160 m Estación: (0+040 - 0+200)					Pp: Pvp: P _{c/vp} :																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Análisis</th> <th>VDM</th> <th>C</th> <th>N</th> <th>f_A</th> <th>f_c</th> <th>f_{vp}</th> <th>v/c</th> <th>NS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Direcc. N° 1</td> <td>1767</td> <td>2000</td> <td>2</td> <td>0.9</td> <td>1.00</td> <td>0.86</td> <td>0.57</td> <td>C+</td> </tr> </tbody> </table>										Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS	Direcc. N° 1	1767	2000	2	0.9	1.00	0.86	0.57	C+
Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS																			
Direcc. N° 1	1767	2000	2	0.9	1.00	0.86	0.57	C+																			
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>f_{vp}</td> <td>0.86</td> </tr> </tbody> </table>										f _{vp}	0.86																
f _{vp}	0.86																										

Cálculo de Capacidad - Año 2030																											
Proyecto: Prolongació del Bvd. Orden de Malta y Ampliación Calle Huizúcar					Tramo: I																						
Geometría:					Tránsito																						
Vel. Proyecto: 80 kph					Volumen: 1,922																						
Distancia de Obstrucción: Izq: 0,4 - Der: 0,4					FHP: 0.95																						
N° y Ancho de Carriles: 2 , 3.65					Distribución Direc.: 60 /40																						
Terreno: Montañoso					Comp.(A,B,C,R) (%): 89,40; 2,70; 7,90; 0.0																						
Clasificación: Urbano					VMD: 2023																						
Long. Tang. Vert.(m): 10,0% = 160 m Estación: (0+040 - 0+200)					Pp: Pvp: P _{c/vp} :																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Análisis</th> <th>VDM</th> <th>C</th> <th>N</th> <th>f_A</th> <th>f_c</th> <th>f_{vp}</th> <th>v/c</th> <th>NS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Direcc. N° 1</td> <td>2023</td> <td>2000</td> <td>2</td> <td>0.99</td> <td>1.00</td> <td>0.86</td> <td>0.59</td> <td>C+</td> </tr> </tbody> </table>										Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS	Direcc. N° 1	2023	2000	2	0.99	1.00	0.86	0.59	C+
Análisis	VDM	C	N	f _A	f _c	f _{vp}	v/c	NS																			
Direcc. N° 1	2023	2000	2	0.99	1.00	0.86	0.59	C+																			
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>f_{vp}</td> <td>0.86</td> </tr> </tbody> </table>										f _{vp}	0.86																
f _{vp}	0.86																										

6 VI. Conclusiones.

- ⇒ El tráfico total del proyecto se cuantificó como la sumatoria entre el tráfico atraído mas el tráfico desarrollado, totalizando en el año horizonte del proyecto un TPDA de 30,700 vpd.
- ⇒ La capacidad del tramo I en su totalidad, no presentará problemas de Capacidad y Niveles de Servicio alcanzando un nivel de servicio **D**, en el año 2030, no así la pendiente del 7.0 %, de longitud 1,520 m localizada entre las estaciones 0+380 y 1+900, cuya capacidad se verá afectada a lo largo de toda su vida útil, llegando a niveles de saturación.
- ⇒ Las condiciones topográficas, de la zona por la cual transcurre el proyecto caracterizadas principalmente por ser del tipo montañoso, provocan un condicionamiento a los parámetros de diseño tanto en lo horizontal como en el vertical, provocando como en éste caso que se acepten valores de pendientes superiores al normado para el tipo de carretera, para evitar movimientos de tierra desmesurados con respecto a la magnitud del proyecto; dichas condiciones justifican el porque el proyecto supera en la mayoría de las curvas verticales las pendientes de entrada y salida, los valores normados..
- ⇒ La carencia de investigaciones nacionales y regionales en Centroamérica, sobre los requerimientos particulares y las características locales aplicables al diseño geométrico de las carreteras, obliga a la selección deliberada de las prácticas internacionales más reconocidas. • En donde ello sea posible, las normas regionales deben ofrecer un rango de opciones (mínima, deseable, máxima).

7 VI.1. Recomendaciones.

En el diseño debe prestarse la debida atención a las necesidades de los peatones, de los ciclistas y de los motociclistas que circulan por las carreteras de Centroamérica en volúmenes significativos, particularmente de los primeros

Durante el proceso de diseño geométrico de las carreteras, al igual que en todas las etapas de su desarrollo y puesta en operación, es importante identificar los potenciales impactos ambientales del proyecto, y adoptar las disposiciones necesarias para evitar y mitigar sus efectos negativos hasta donde ello sea posible. Las legislaciones ambientales vigentes en algunos países así lo requieren, como también lo requieren y exigen las agencias internacionales y los organismos de cooperación bilateral que apoyan el desarrollo vial de Centroamérica. El mejor diseño geométrico de una carretera puede ser desestimado si, en el análisis de sus elementos justificativos, no se incorporan parejamente los componentes ambientales de su impacto en el medio natural y social.

⇒

V1.11 BIBLIOGRAFIA

- ❑ Tesis E. I. Civil
1982 G 7 L

Universidad de El salvador

Titulo: Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras Rurales de Dos Carriles En La República de El Salvador.

- ❑ Estudio de los requisitos técnicos para el diseño geométrico de caminos rurales sostenibles.
Tesis UES, Escuela de Ingeniería Civil.

B533e

2002

- ❑ Carreteras rurales de dos carriles.
Escuela de Ingeniería Civil (UES)

1982

G 7 L a.

- ❑ Normas de diseño geométrico de la Dirección General de Caminos (M.O.P.).

- ❑ Ley de carreteras y caminos vecinales de La Republica de El Salvador.

- ❑ Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales (SIECA).

- ❑ Manual de diseño geométrico de carreteras, Secretaria de Obras Publicas de México.

- ❑ Manual de carreteras, Vol.3 del ministerio de Obras Publicas de Chile.
Autores: ESPINA Y FISHMAN LTDA, Ingenieros consultores.

- ❑ Proyecto geométrico de Carreteras Modernas.
TE 175 J77

- ❑ Ingeniera de carreteras.
TE 145 146

- ❑ Documento Guía para el Diseño Geométrico de Carreteras (Federal Highway Administration, EEUU).

- ❑ A Policy on the Geometric Design of Highway and Streets, Una Política sobre el Diseño Geométrico de Carreteras y Calles (Libro publicado en 1994, AASHTO).

- ❑ Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Santafé de Bogotá, Colombia. Agosto de 1,998.