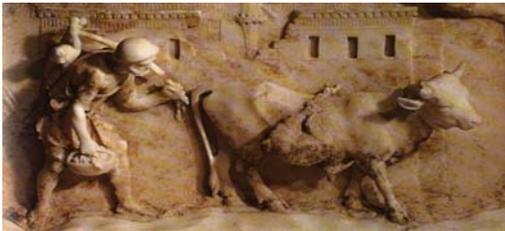


LUIS BAÑÓN BLÁZQUEZ

JOSÉ F. BEVIÁ GARCÍA



manual de  
**CARRETERAS**



# 01

## ANTECEDENTES HISTÓRICOS

“La historia de la humanidad es la historia de los caminos y siempre éstos han cumplido análogas funciones en relación con el desarrollo y las tecnologías. Las civilizaciones y la barbarie se sirven de los caminos, sin los cuales no se concibe su expansión. Rastro del paso del hombre fueron los primeros caminos; rastro de la historia son al fin y al cabo todos los caminos”, afirma el eminente filólogo e historiador español Ramón Menéndez Pidal.

El ser humano muchas veces es definido como *animal social*, ya que necesita relacionarse con sus semejantes y con su entorno para poder desempeñar correctamente sus funciones. En este sentido, la existencia de rutas, sendas o caminos proporciona y facilita la creación de **vínculos sociales** y comerciales entre distintos grupos humanos, bien sean individuos, tribus, pueblos, ciudades o naciones.

Cabe asimismo señalar la influencia que los caminos han tenido en la historia, así como recíprocamente el efecto que la historia ha tenido en la concepción y construcción de caminos. Algunos de los grandes imperios que han dominado el mundo antiguo –entre los que destaca el Imperio Romano– basaban su proceso de expansión, conquista y posterior control en el intrincado entramado de vías y caminos.

Por todo ello, es necesario estudiar y comprender la **evolución** que éstos han tenido a lo largo de los siglos, ya que como dijo Bertrand Russell, “Una ciencia sin historia es como un hombre sin memoria”.

## 1. LOS PRIMEROS CAMINOS

Desde la antigüedad, la construcción de vías de comunicación ha sido uno de los primeros signos de civilización avanzada. Cuando las ciudades de las primeras civilizaciones empezaron a aumentar de tamaño y densidad de población, la **comunicación** con otras regiones se tornó necesaria para hacer llegar suministros alimenticios o transportarlos a otros consumidores. Entre los primeros constructores de carreteras se encuentran los mesopotámicos.

Uno de los inventos que sin duda revolucionó el mundo del transporte en la antigüedad fue **la rueda**, inventada probablemente por sumerios, acadios,... pueblos mesopotámicos que en los albores de la Historia, aproximadamente en el tercer milenio a.C., se vieron en la necesidad de comerciar gran cantidad de productos y de transportarlos; para llevar una contabilidad detallada de los productos comercializados surgió la escritura, y para su **transporte** surgió el carro con ruedas. Nació el concepto de giro sobre un eje, muy importante también a la hora de fabricar cerámica, por ejemplo a torno. Una pintura de un primitivo vehículo rodado hallada en Iraq, demuestra que hace 5.000 años ya era conocida y utilizada, aunque no estaba generalizada, o por lo menos no constata esa generalización el registro arqueológico.

Las primeras ruedas estaban talladas en una única pieza de madera, fabricándose las más grandes mediante la unión de planchas de madera formando crucetas. En algunos países como China y Turquía, las grandes ruedas se fabricaban a partir de un bloque macizo de piedra.

Todas estas ruedas primitivas eran pesadas, y necesitaban la propulsión de hombres o animales; asimismo, eran propensas a atascarse en terrenos blandos. Para aligerarlas, sus constructores vaciaron su sección, pasando a componerse de un anillo provisto de radios que convergían en el centro, donde eran atravesadas por un eje; de este modo, las ruedas fueron a la vez resistentes y ligeras. El uso que se dio a los primeros carros fue fundamentalmente para transporte de mercancías y fines bélicos.

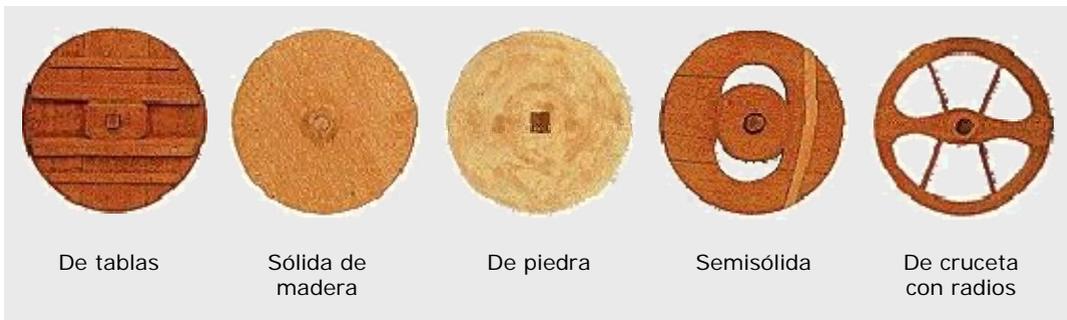


Fig. 1.1 – Diferentes tipos de rueda empleados en la antigüedad

En siglos posteriores, tras la aparición de la rueda y a medida que se desarrollaban las grandes naciones, las necesidades militares primero y las comerciales después impulsaron la construcción de **caminos carreteros**. Aunque los caminos suelen estar diseñados principalmente para el paso de tráfico rodado, los Incas –quienes nunca llegaron a descubrir la rueda- construyeron una avanzada red de carreteras que atravesaba los Andes, partiendo desde la actual Ecuador y recorriendo 3.680 km. hacia el sur, realizando incluso galerías excavadas en roca.

Sobre el tercer milenio a.C., las civilizaciones de Egipto, Mesopotamia y del Valle del Indo desarrollaron caminos, primero para el uso de sus bestias de carga y más tarde para el tránsito de vehículos rodados. Algunos eran de importancia similar a las actuales carreteras, como el construido en el Valle del Nilo por los egipcios, una verdadera carretera con firme artificial de 18 metros de anchura, utilizada para el transporte de los grandes bloques de piedra con que se construyeron las pirámides de los faraones Keops, Kefren y Mikerinos. Los escritos de Herodoto, historiador griego del siglo V a.C., dan constancia histórica de este aspecto.

Mientras que las carreteras egipcias tenían probablemente un carácter funerario, las mesopotámicas poseían un marcado carácter comercial. Desde el siglo VI a.C. los Persas comenzaron a unir caminos existentes para formar el "Camino Real" desde Éfeso a Susa, que contaba con más de 2.500 km. de longitud. Por su parte, los chinos construyeron la **Ruta de la Seda** –la más larga del mundo- y desarrollaron un sistema de sendas y caminos en torno al siglo XI a.C. En el siglo III a.C. la dinastía Ch'in estableció una amplia red de caminos por todo el país.

## 2. LAS CALZADAS ROMANAS

Es de todos conocido que los más grandes constructores de caminos del mundo antiguo fueron los Romanos, que construyeron una red de vías de comunicación muy eficiente y sin igual hasta los tiempos actuales. El desarrollo de la red de calzadas, que llegó a tener más de 80.000 km. de longitud, se produjo al mismo tiempo que su expansión territorial; su imperio se desarrolló partiendo de una ciudad-estado que fue invadiendo otros pequeños estados limítrofes, construyendo caminos que enlazaban las regiones ocupadas para ayudar a consolidar sus conquistas. Así pues, es lógico deducir que la construcción de una **sólida red de calzadas** fue uno de los pilares de la colonización romana.

En un principio dicho sistema de vías fue diseñado con **fines militares y políticos**: mantener un control efectivo de las zonas incorporadas al Imperio era el principal objetivo de su construcción; posteriormente, las calzadas adquirieron una importancia económica añadida, pues al unir distintas regiones facilitaban el comercio y las comunicaciones.

## 2.1. Orígenes de la red de calzadas romana

Hasta finales del siglo IV a.C. las calzadas romanas eran poco más que senderos que conducían a Roma desde las distintas ciudades del Lacio. Desde ese momento comenzaron a construirse según un plan establecido, diseñado conjuntamente con el programa táctico de expansión. Al tener un significado militar considerable, se desarrollaron sistemas más complejos de construcción de calzadas con vistas a hacerlas más permanentes y mejores para soportar diferentes tipos de tráfico. Ya en el 340 a.C. y una vez conquistado Latium (Lacio), se construyó la Vía Latina para conectar Roma con Capua, que acababa de ser devastada en la Guerra Samnita.

A iniciativa de Appius Claudius Crassus, quien financió parte del proyecto de su propio bolsillo, se construyó la más famosa de las calzadas romanas, la **Vía Apia**, que pretendía ser una ruta alternativa a Capua. Su construcción comenzó en el año 312 a.C. y ya en el 244 a.C. el camino había alcanzado Brundisium (Brindisi), situada en el extremo sur de Italia. El aspecto más revolucionario de la Vía Apia fue su **pavimentación**, realizada parcialmente con piedra y parcialmente con lava solidificada. Otra de las calzadas importantes, la Vía Flaminia, unía Roma con la colonia Latina de Ariminum, sita en territorio Celta.

Estos caminos pavimentados y otros –normalmente construidos a base de piedras, ripios y morteros de diversa composición- eran de gran importancia estratégica, facilitando la administración y el control de las tierras conquistadas. Hacia el final de la República (fines del siglo I a.C.) se habían construido caminos en algunas de las provincias –tales como Galia meridional e Iliria-, aunque el gran periodo de construcción fuera de Italia se produjo en el siglo I y II, coincidiendo con la época de máximo



Fig. 1.2 – La Vía Apia, una de las más emblemáticas calzadas romanas

esplendor del Imperio Romano. En Bretaña y el norte de Africa, así como en Italia, el progreso de expansión imperial puede ser trazado siguiendo el desarrollo de la red de calzadas romanas.

La **construcción** de los primeros grandes caminos era llevada a cabo por los *censores* y *curatores* especiales, quienes concedían los contratos y supervisaban su ejecución. Como los caminos pronto se extendieron al ámbito de las provincias, esta responsabilidad pasó a los gobernadores, quienes confiaban en encontrar fondos para su construcción y reparación. Con frecuencia era el propio emperador quien se encargaba de subvencionar la construcción, aunque destinaba la mayor parte de crédito a las inscripciones existentes en los hitos provincianos. Para el emperador, la construcción de calzadas era un medio de anunciar su benevolencia y autoridad.

La mayor parte de los usuarios de estas calzadas viajaban sobre el lomo del caballo o a pie; los altos funcionarios y los potentados, sin embargo, usaban carros de dos y cuatro ruedas. Se idearon también estaciones donde caballos y conductores podrían ser relevados o asistidos, emplazándose cada 16 km. a lo largo de los caminos, aunque eran para el uso exclusivo del gobierno; las posadas se ubicaban también a intervalos razonablemente frecuentes para proveer al resto de viajeros. Aprovechando la creación de todas estas vías y servicios, se organizó un servicio postal para transmitir los mensajes de gobierno.

## 2.2. La técnica de construcción de calzadas

Generalmente las calzadas se construían en **línea recta**, tomando la ruta más directa allá donde fuera posible. Cuando las montañas no lo permitían, los *ingenieros* de la época diseñaban y construían complicados sistemas de circunvalación. Los logros romanos en este campo son del todo meritorios, dado que los agrimensores –antiguos topógrafos- tenían que replantear la línea de un nuevo camino y hacerlo tan recto como fuera posible privados de los instrumentos modernos de los que hoy en día disponemos y frecuentemente en circunstancias topográficas y climáticas muy desfavorables.

Una razón importante de por qué las calzadas romanas eran tan duraderas es el esmero que pusieron en el diseño y ejecución de un sistema de **drenaje** adecuado, que básicamente consistía en la excavación de zanjas en los extremos del camino y paralelas al mismo. La tierra procedente de aquéllas se utilizaba para la formación un banco asentado sobre una cimentación formada por fragmentos de piedra y cerámica cementados con limo.

Los grandes bloques poligonales de piedra dura o de lava solidificada –en zonas donde ésta existía– se encajaban cuidadosamente para formar la capa de terminación del camino. El término latino para este superficie era *pavimentum*, que hoy en día conocemos como **firme** o **pavimento**.

Así, la sección-tipo de una calzada romana se hallaba integrada por las siguientes capas, en orden decreciente de profundidad:

- Un cimiento de piedras planas o *statumen*.
- Una capa formada por ripios y detritus de cantera, llamada *rudus*.
- Una capa intermedia de hormigón a base de piedra machacada y cal grasa, llamada *nucleus*.
- Una capa de terminación, formada por un enlosado de piedra sellado con mortero de cal, denominada *summum dorsum*.

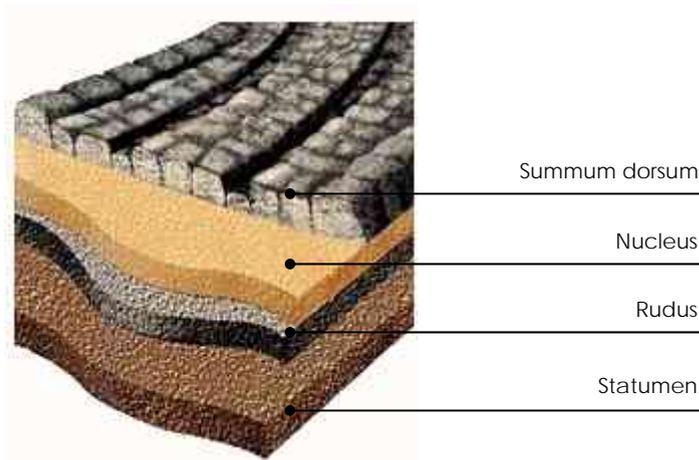


Fig. 1.3 – Sección transversal de una calzada romana

También son los romanos quienes adoptan medidas **normativas** encaminadas a la construcción, conservación, reparación y tránsito por los caminos y calzadas, estableciendo la protección interdical para el uso, mantenimiento del tránsito y no deterioro de los caminos públicos. El llamado *Itinerario de Antonino* es el documento antiguo más completo para el estudio de las vías romanas, y data de finales del siglo III de nuestra era.

### 2.3. El ocaso del Imperio

Las tribus bárbaras, que atacaron el Imperio Romano desde el siglo III, en adelante, no eran partidarias del poder centralizado. Tampoco eran adeptos a la vida en las ciudades y aunque seguían empleando los caminos romanos para abastecer las ciudades del interior, el **escaso mantenimiento** a que fueron sometidos provocó que fueron decayendo gradualmente. Pasaron siglos antes de que se realizara cualquier intento por reconstruir el sistema de calzadas romano.

Como se ha visto, fue el Imperio Romano quien más desarrolló y perfeccionó la construcción de carreteras en el mundo antiguo, extendiendo su red de calzadas hasta los más alejados confines imperiales. Hoy en día se conservan vestigios importantes en varios países de Europa que en su día dependieron de Roma, estando incluso algunos tramos habilitados para su uso.

Tras la desaparición del Imperio Romano y durante la Edad Media desapareció la construcción de carreteras y se abandonó la conservación de las existentes, por lo que quedaron prácticamente intransitables.

### 3. EL PERIODO MEDIEVAL

Al anterior ciclo, caracterizado por la existencia de un poder organizado y centralizado, sucedió una etapa donde los efímeros mandatos y las continuas luchas por el poder impidieron no sólo el desarrollo, sino también el mantenimiento de la red de carreteras heredada de los romanos. Cabe destacar de este período las **carreteras Brunehaut**, construidas en el siglo VI en el norte de Francia para remozar las vías romanas, que habían sido totalmente destruidas.

Con la formación de las nuevas naciones en el viejo continente fueron necesarias rutas de mayor importancia para el tránsito de las cortes reales itinerantes. A principios siglo XI, el auge que obtuvo la peregrinación a los templos sagrados aceleró el desarrollo de comercio internacional e hizo que los caminos alcanzaran su más importante ocupación desde la caída del Imperio Romano.

Es necesario reseñar que el transporte interior llevado a cabo por los caminos era muy reducido debido a los continuos asaltos que llevaban a cabo los bandoleros contra las mercancías y los comerciantes. Esa **inseguridad viaria** produjo que experimentase un auge importante el comercio marítimo y fluvial en la Edad Media, al ser un medio más barato y más seguro para comunicar dos ciudades más o menos próximas.

Aunque desde el punto de vista actual las superficies de tránsito estaban por debajo de las mínimas exigencias, los caminos estaban dotados a lo largo de su recorrido de fondas y posadas. El tráfico rodado era poco usual ya que tanto mercaderías como pasajeros se transportaban a lomos de caballos.

### 4. LOS ORÍGENES DE LA INGENIERÍA DE CARRETERAS

En el siglo XVII –especialmente después de la Guerra de los Treinta Años- y durante el siglo XVIII, la prosperidad de algunos países, las necesidades comerciales y el incremento constante del tráfico de viajeros dieron lugar a un **nuevo auge** en la construcción de carreteras. A finales del siglo XVIII y principios del XIX, se amplió la red extraordinariamente a causa de las necesidades militares de las campañas napoleónicas.

Durante todo el siglo XIX se prosiguió su construcción, bajo el impulso del desarrollo cada vez mayor del intercambio comercial entre ciudades de un mismo país y entre distintas naciones.

## 4.1. Gran Bretaña

El desarrollo de un gobierno centralizado no solía estar acompañado de una responsabilidad –también centralizada- en lo referente al mantenimiento de la red de caminos. En Inglaterra esta responsabilidad recayó en las parroquias, que cada año elegían un *encargado de carreteras*, quien se encargaba de reclutar a los hombres más fuertes y sanos de las mismas para realizar servicios a la comunidad, durante un número específico de horas al año, en concepto de labores de mantenimiento y reparación de caminos.

Posteriormente vino la era de los caminos de peaje: grupos de personas se asociaban para obtener facultades parlamentarias bajo las cuales asumían la gestión de un tramo de camino durante 21 años, o construían uno nuevo y financiaban su mantenimiento mediante el cobro de peajes. La Ingeniería de Carreteras era aún rudimentaria, y en muchas ocasiones no se supo conservar los caminos existentes.

Durante las tres primeras décadas del siglo XIX dos ingenieros británicos, Thomas Telford y John Loudon McAdam, así como un ingeniero de caminos francés, Pierre-Marie-Jérôme Trésaguet, perfeccionaron los **métodos y técnicas de construcción** de carreteras.

### La nueva concepción constructiva de McAdam

El ingeniero escocés John Loudon McAdam se dedicó a estudiar métodos de mejora de carreteras, consiguiendo construir caminos capaces de soportar tránsito rodado relativamente rápido. McAdam concebía la calzada como un colchón de reparto de las cargas de tráfico, y mantenía que un terreno bien drenado soportaría cualquier carga. En su sistema de construcción de carreteras, la capa de **piedra machacada** –sin ningún tipo de elemento aglomerante- se colocaba directamente sobre un cimiento de tierra que se elevaba del terreno circundante para asegurar un correcto desagüe.

Esencialmente su método consistía en disponer tres de capas de piedra de unos 10 cm. de espesor cada una, compactadas primero manualmente y posteriormente apisonadas por rodillos arrastrados por caballos. Debido al efecto del apisonando y del peso del tráfico rodado los bordes de las piedras iban puliéndose, haciendo resbaladiza la superficie del firme. Estos caminos *macadamizados* o **macadam** eran norma general en Gran Bretaña hasta la iniciación de la época de los vehículos a motor. Las llantas de goma de los automóviles más rápidos tendían a desconchar la superficie de piedra apareciendo baches y socavones, a lo que se añadía la gran cantidad de polvo levantado

por los vehículos. Este problema condujo a la búsqueda de mejores superficies de rodadura, tales como el asfalto.

## Las mejoras estructurales de Telford

Thomas Telford fue otro ingeniero Escocés de reconocida fama mundial. Su método consistía en hacer las carreteras lo suficientemente **resistentes** como para poder soportar la máxima carga admisible; esto fue posible debido a que a diferencia de McAdam, Telford dedicó más atención al estudio de la cimentación. Su sistema implicaba la construcción de cimientos de material resistente, roca a ser posible; éstos se recrecían en el centro para que la carretera se inclinara hacia los bordes permitiendo su desagüe. La parte superior de la carreteras se componía de una capa de unos 15 cm. de piedra machacada y compactada. De esta forma se conseguía un mejor reparto de las tensiones transmitidas por los vehículos circulantes a lo largo de la estructura.

El sistema de McAdam, llamado **macadamización**, se adoptó en casi todas partes, sobre todo en Europa. Sin embargo, los cimientos de tierra de las carreteras macadamizadas no pudieron soportar los pesados camiones que se utilizaron en la I Guerra Mundial. Su principal consecuencia fue la adopción del sistema de Telford para construir carreteras sometidas a tráfico pesado, ya que proporcionaba una mejor distribución de las cargas de tráfico sobre el subsuelo subyacente.



Fig. 1.4 – El emblemático *Tower Bridge* permite el cruce de vehículos sobre el Río Támesis, en Londres

## 4.2. Francia

A mediados del siglo XVII el gobierno francés instituyó un sistema para reforzar el trabajo local en las carreteras, y con este método se construyeron aproximadamente 24.000 km. de carreteras principales. Más o menos al mismo tiempo, el Parlamento instituyó un sistema de concesión de franquicias a compañías privadas para el mantenimiento de dichas carreteras, permitiendo a las mismas que cobraran un **peaje** o cuotas por el uso de aquéllas.

Al gobierno absolutista y fuertemente centralizado existente en Francia durante el siglo XVIII se le concedió el crédito suficiente para que pudiera realizar una sólida y asentada red nacional de carreteras. Así, en 1.716 se creó el Departamento de Puentes y Caminos (Corps du Ponts et Chaussées), que se encargó de redactar **normas** para la construcción de diversos tipos de caminos.

La Ingeniería de Caminos se reconoció como profesión gracias, en su mayor parte, a los logros de Pierre-Marie-Jérôme Trésaguet, Inspector General de Caminos, al que se atribuye el haber codificado por primera vez y de forma detallada la construcción de carreteras.

Impulsado por el deseo de **reducir el espesor de las capas** que conforman el firme, su método de construcción se diferenciaba de los utilizados en Inglaterra por McAdam y Telford en que, aunque también utilizaba capas de áridos cuya granulometría iba aumentando con la profundidad, diseñó cada capa ligeramente *bombeada* –de sección transversal con una ligera pendiente a dos aguas, siendo el eje del camino el punto más alto- para así conseguir una mejor evacuación de las aguas hacia los flancos del camino. Estas capas eran las siguientes:

- Un cimientado a base de piedras gruesas hincadas a mano.
- Una capa de regulación constituida por fragmentos de piedras ordenadas y apisonadas a mano, que aseguraba la transmisión y el reparto de las cargas a la base.
- Una capa de rodadura de unos 8 cm. de espesor, con áridos del tamaño de una nuez, machacados con maceta y colocados mediante una paleta. Esta capa, compuesta de piedras muy duras, aseguraba el bombeo del 3% en el origen.

Además, en los laterales del camino existían unos encintados de piedra, cuya misión era la de impedir que las piedras pequeñas que conformaban la capa de rodadura se perdieran fuera del propio camino. También hizo un mayor uso de las capas del subsuelo para asentar correctamente el camino.

El Emperador Napoleón Bonaparte ordenó que los ingenieros franceses hicieran sustanciosas mejoras en los caminos que recorrían gran parte de Europa Occidental sin considerar el costo que suponía, ya fuera en dinero o vidas. Claros ejemplos fueron los caminos construidos sobre el Paso Simplon y el Paso de Mont Cenis.

A principios del siglo XIX Francia avanza en la investigación de carreteras empleando **pavimentos de mástic asfáltico** en la construcción de las mismas. A mediados del siglo pasado tanto franceses como ingleses utilizaban asfalto procedente de rocas comprimidas en la pavimentación calles urbanas. El rápido crecimiento del tráfico rodado en la tercera década del siglo XX acrecentó el uso del **firme asfáltico** al tener una superficie que no generaba polvo, aunque llegaba a ser resbaladizo y causante de accidentes sobre todo cuando se hallaba mojado. En 1.929 se comenzó a añadir grava revestida de productos bituminosos –que facilitaban una mejor mezcla- al asfalto aún caliente y en estado líquido, lo que proporcionaba una mayor aspereza en la capa de rodadura, mejorando así el agarre de los vehículos.

### 4.3. Estados unidos

En Estados Unidos, las antiguas sendas Indias sirvieron para trazar los nuevos caminos; las sendas Mohawk y Natchez son algunas de ellas. Santa Fe, un poblado misionero que recibía abastecimiento desde México, llegó a convertirse un núcleo importante de comercio y atrajo a pioneros procedentes de tierras estadounidenses. En 1.825 y como consecuencia del frecuente tránsito de viajeros, el Congreso destinó 30.000 dólares para la construcción de un camino a Santa Fe desde la ciudad de Independence, en el estado de Missouri. Los grandes movimientos migratorios hacia el oeste de mediados de siglo forzaron la construcción de la Ruta Overland, con desvíos hacia Oregón y posteriormente a California.

La llegada del primer **ferrocarril transcontinental** en la década de los 60 redujo la importancia de sendas y caminos, hasta que el desarrollo del motor de combustión interna y consecuentemente del automóvil renovó el interés por este tipo de vías de transporte. El general británico Edward Braddock construyó en 1.755 un camino desde Cumberland, en Maryland –el llamado *Cumberland Road*- para facilitar el transporte de tropas en el asedio al Fuerte Duquesne; poco se hizo, sin embargo, para proveer a los estados ya asentados de caminos resistentes a todo tipo de condiciones meteorológicas hasta que, como sucediera en que Inglaterra, se establecieron los caminos de peaje. En 1.785 se construyó en Virginia una carretera de peaje con fondos públicos, aunque fue el sector privado quien se encargó de la construcción y explotación de la mayor parte de la red de carreteras existente en los estados orientales antes de la llegada del ferrocarril.

Los estados eran particularmente reacios a financiar la construcción de caminos y el Gobierno Federal lo era más aún si cabe, aunque hizo una intentona en 1.811 contratando la construcción del *National Road*, una reconstrucción y prolongación del *Cumberland Road*. Después de muchos años, el Camino Nacional alcanzó San Luis. En 1.838 la responsabilidad de construcción de carreteras recayó sobre los propios estados.

La proliferación de ferrocarriles en los Estados Unidos en la segunda mitad del siglo XIX y de vehículos eléctricos interurbanos en el este y el medio oeste del país entre

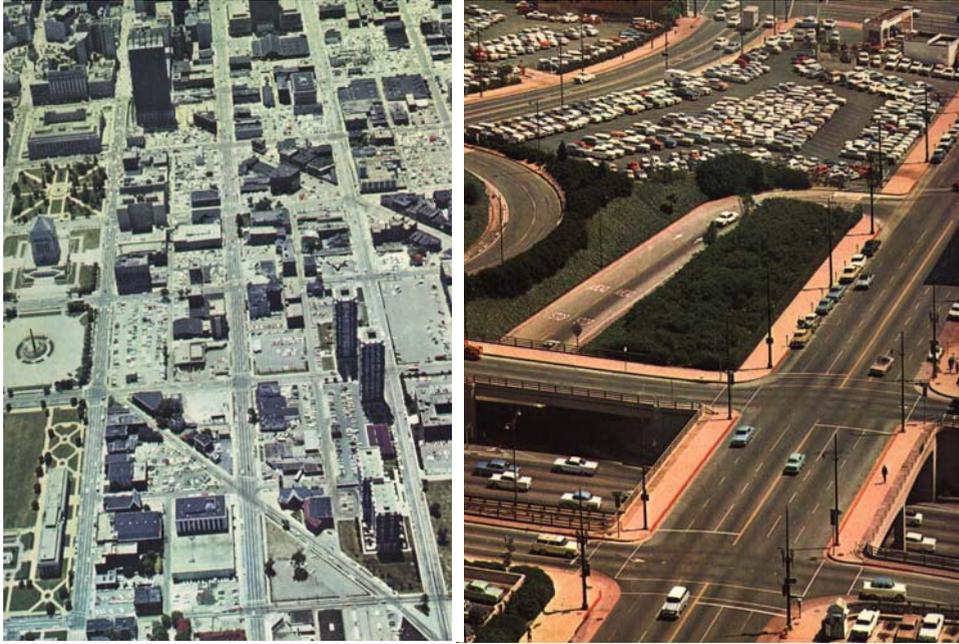


Fig. 1.5 – Diferentes aspectos de la red viaria urbana de las ciudades estadounidenses

1.900 y 1.920 redujo la demanda de carreteras, aun siendo ya el automóvil un vehículo práctico. Con el fin de la I Guerra Mundial se intentó ampliar la red vial existente, aunque la construcción en este periodo se restringió únicamente a carreteras que abastecían zonas en proceso de expansión.

### Las primeras autopistas

El desarrollo de carreteras especiales en los Estados Unidos realmente proviene no del deseo de permitir la circulación de tráfico a motor sin ninguna clase de impedimentos, sino de consideraciones de tipo medioambiental. En 1.907 William White Niles, miembro destacado de la Sociedad Zoológica de Nueva York, convenció a la ciudad para que comprase las tierras existentes en ambas márgenes del Río Bronx para detener la contaminación de sus aguas; como parte de este plan y aprovechando el gran volumen de tierras extraídas, se construyó una carretera de cuatro carriles con accesos limitados y ningún paso a nivel que interceptase su recorrido; fue el comienzo de la actual **red de autopistas** existente en este país.

Durante la depresión Pensilvania subvencionó mejoras en su red de carreteras por encima de otras obras públicas, creando la Comisión de Carreteras de Pensilvania que, por la venta de obligaciones más un préstamo estatal directo, generó el suficiente

capital como para construir una autopista *-motorway-* de 256 km. entre Harrisburg y Pittsburgh. Esta autopista de **peaje** –abierta en 1.940- se considera como la primera de ellas, a la que pronto muchas otras siguieron.

Se descubrió así que estos nuevos caminos podían ser un importante negocio en las zonas a las que abastecían, aunque por otro lado provocaban efectos desastrosos sobre el medio ambiente. Los ingenieros estadounidenses se dieron cuenta de que en el proyecto de carreteras, la obtención de una alta velocidad de circulación no debía ser el único factor a tener en cuenta; el **trazado** debía estar diseñado de tal forma que evitara una sensación de monotonía al conductor del vehículo, contribuyendo así a aumentar su seguridad.

Una de las dificultades a la que se enfrentaron todos los proyectistas de carreteras de la época era cómo conectar autopistas con ciudades sin invadir parte de las mismas. De las posibles soluciones ideadas, los **túneles** y **viaductos** tienen desventajas medioambientales, y los **enlaces** tipo trébol –que podían alcanzar hasta cuatro niveles de carretera- acarrearían un gran movimiento de tierras.

El gran crecimiento del tráfico rodado en largas distancias condujo en 1.944 a una propuesta para la creación de un Sistema Nacional de Autopistas Interestatales y de Defensa (National System of Interstate and Defense Highways). Amparado por la Federal Aid Highway Act de 1.956, el presidente Eisenhower estableció un fondo para la construcción de carreteras federales cuando ya existían 8.200 km. de autopista (de las cuales 2.600 km. eran de peaje). Financiado por los impuestos federales, dicho fondo contribuye a financiar en un 90% el costo de la construcción y mantenimiento de carreteras pertenecientes a la Red Interestatal de Autopistas. Con un total de 60.000 km., dichas autopistas conectan 209 ciudades en 48 estados de la Unión, siendo su coste estimado de 27.500 millones de dólares, que sumados al coste de las uniones, desvíos y tréboles de cambio, se amplía hasta 40.000 millones.

## 5. EL SIGLO XX

Durante el presente siglo, el afianzamiento y preponderancia creciente del automóvil como medio de transporte ha requerido una gran expansión de las redes de carreteras en todos los países, que culmina con la construcción de vías reservadas únicamente a dicha clase de vehículos, sin cruces a nivel de ninguna clase y permitiendo la circulación sin peligro y a grandes velocidades: las **autopistas**.

### Desarrollo de autopistas en Europa

Las bases para el desarrollo de carreteras especiales se pusieron en Gran Bretaña durante el transcurso de los años veinte. Debido a que éstas eran construidas por empresas privadas que amortizaban su inversión cobrando peajes, no llegaron a popularizarse. Los primeros adelantos en este campo vinieron paradójicamente de la

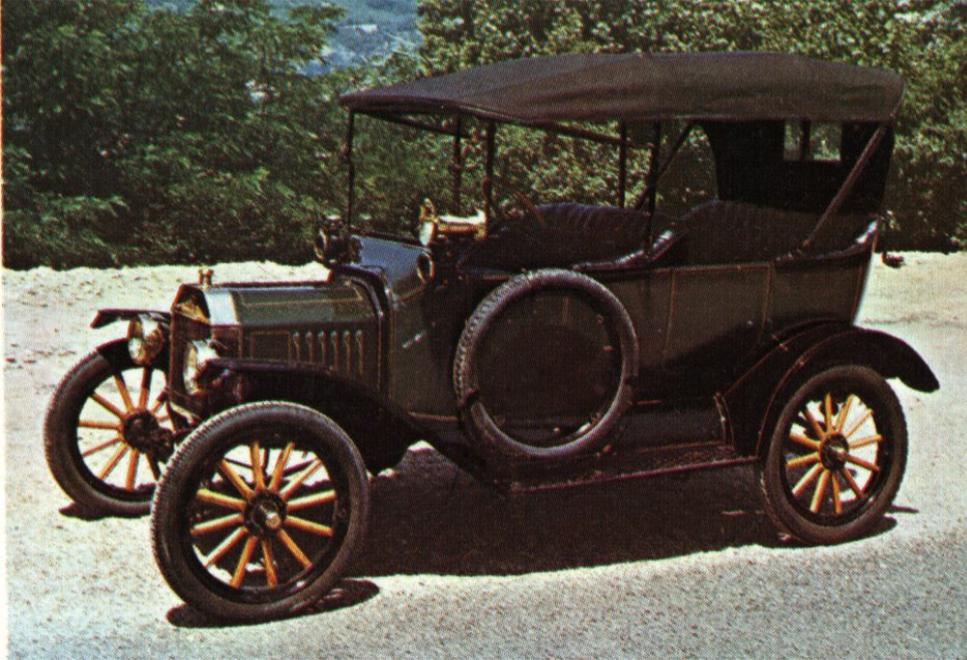


Fig. 1.6 – El Ford T popularizó el uso del automóvil, al ser el primero fabricado en serie

mano de las dictaduras Italiana y Alemana, debido principalmente a motivos de índole militar. Las autopistas –*autostradas*– nacieron en Italia fomentadas por Mussolini, y se deben al ingeniero italiano Pucelli, que concibió y construyó la autopista de Milán a los lagos Como, Varese y Sesto Calende, íntegramente financiada por fondos privados y abierta al tráfico en 1.924. Aunque desde el punto de vista actual las autopistas prebélicas sean cualitativamente pobres, ya incorporaban aspectos esenciales como el **acceso limitado** y la **ausencia de cruces a nivel**.

La idea, recogida con fines militares por la Alemania de Hitler para facilitar el transporte de tropas de frontera a frontera, se materializó en la magnífica red de autopistas del Tercer Reich que en 1.938 alcanzaba ya una extensión de más de 2.000 km. Adolf Hitler era conocedor del **gran valor militar y estratégico** que proporcionaba una red de carreteras adecuada, por lo que en 1.933 nombró a Fritz Todd Inspector General de Carreteras, quien tenía órdenes de construir 4.023 km. de *autobahnen* (autopistas).

En 1.936 la Asociación Internacional de Clubes de Automóvil (I.A.A.C.) propuso la creación de una red internacional de carreteras europea, pero la II Guerra Mundial detuvo cualquier intento de llevar a cabo esta idea. Desde la II Guerra Mundial han sido los propios países quienes individualmente han realizado grandes logros en el desarrollo

de sistemas de transporte más adecuados. Holanda era el único otro país que tenía un programa de construcción de carreteras antes de 1.939.

Gran Bretaña comenzó a construir **camino especiales** (*motorways*) en 1.956. El primero de ellos, que unía las ciudades de Londres y Birmingham, fue abierto al tráfico en 1.959. Este trabajo tuvo continuidad en la creación de una red de autopistas, así como también en la redacción de proyectos para mejorar las carreteras existentes y los enlaces con núcleos urbanos.

En Europa y desde 1.947, el Comité de Transportes Internacionales de la C.E.E. –Comisión Económica Europea por aquel entonces– define las **grandes rutas europeas**, a la par que establece reglas para uniformar la circulación y señalización.

La posterior creación del Mercado Común en 1.957 aceleró la construcción de la Red Internacional Europea, establecida por la Declaración de Ginebra de 1.950. Los grandes ejes de este conjunto de comunicaciones se designan por la letra E seguida de un número, tal y como se muestra en la siguiente tabla:

T.1		Grandes rutas europeas
Eje	Extremos	Longitud
E-1	Gran Bretaña – Italia	3.095 km.
E-2		2.233 km.
E-3	Portugal – Suecia	3.586 km.
E-4	Portugal – Finlandia	4.883 km.
E-5	Gran Bretaña – Turquía	4.085 km.
E-6	Italia – Noruega	2.485 km.

En 1.965 la red de carreteras internacionales de Europa occidental se extendía ya a 49.577 km., de los cuales 6.071 corresponden a la categoría A (autopistas), 6.152 km. a la categoría II (más de dos vías) y 36.724 km. a la categoría I (dos vías). A la entonces Alemania Occidental le correspondían 3.378 km. de autopistas, mientras que Italia disponía de 1.705 km. en servicio. Ambos países se habían fijado la meta de los 4.500 km. para 1.970. A estos dos países, situados en cabeza en lo que a construcción de autopistas se refiere, siguen Gran Bretaña, con 587 km.; Holanda, con 548 km. (récord mundial de densidad, con 0.016 km/km<sup>2</sup>); Francia, 497 kilómetros; Austria, 360 km. y Bélgica, 304 km.

Entre las **autopistas europeas** más notables figura la *Autostrada del Sole*, que une Milán con Nápoles. Esta autopista de 755 km. y cuyo último tramo fue inaugurado en 1.964, constituye una gran proeza técnica por las importantes obras de ingeniería en viaductos y túneles que ha exigido su construcción.

## Organismos e instituciones

Las organizaciones que persiguen la mejora de las carreteras existen en la mayoría de los países desarrollados. La **Federación Internacional de Carreteras** (International Road Federation), con sedes en Washington y Ginebra, promociona la construcción de autopistas intercontinentales y la mejora y enlace de carreteras ya existentes. Quizás el proyecto de autopista intercontinental más conocido es la Red Panamericana de Autopistas que cuando se complete, unirá las capitales de todas las naciones americanas.

La I.R.F. también recopila estadísticas anuales sobre el kilometraje de carreteras en todos los países del mundo excepto Campuchea, Laos y Vietnam; sus cifras muestran a Estados Unidos como el país con una red de carreteras más extensa, con 6.242.000 km. Sin embargo, en proporción al área del país considerado, Bélgica con 127.800 km. y Holanda con 113.600, se sitúan a la cabeza la lista.

Por otra parte, los países disponen de una serie de **organismos e institutos** dedicados a la investigación y perfeccionamiento de las técnicas y materiales empleados en el proyecto y construcción de carreteras. Entre ellos, destacaremos el Transportation Research Board (TRB) y el American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) estadounidenses, el Transport and Road Research Laboratory (TRRL) británico, el SETRA y el CETUR franceses, el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) español, el OCDE europeo o el AIPCR internacional.



Fig. 1.7 – Acceso norte de la Autopista Panamericana a su paso por Buenos Aires (Dragados)

## 6. LAS CARRETERAS ACTUALES

Las variables más importantes a tener en cuenta en la ingeniería de carreteras moderna son las **pendientes** del terreno sobre el que se construye la carretera, la **capacidad portante** tanto del suelo como del firme para soportar la carga esperada, la estimación correcta de la **intensidad** de uso de la carretera, la **naturaleza geológica** y geotécnica del suelo sobre el que va a construirse, así como la **composición** y **espesor** de la estructura de pavimentación.

El pavimento puede ser **rígido** o **flexible**, utilizando este último una mezcla de grava y arena con material bituminoso obtenido del petróleo y de los productos de la hulla. Esta mezcla es compacta, pero lo bastante plástica para absorber grandes golpes y soportar un elevado volumen de tráfico pesado. Los pavimentos rígidos se construyen con una mezcla de cemento Portland, grava y agregado fino. El espesor del pavimento puede variar de 15 a 45 cm., dependiendo del volumen de tráfico que deba soportar; generalmente se utiliza un refuerzo de acero en forma de malla reticulada para evitar la formación de grietas, fisuras, o incluso el desconchamiento y rotura del firme. Bajo el pavimento se coloca un lecho de arena o grava fina.

Desde mediados de este siglo ha comenzado a ser posible en determinadas circunstancias **estabilizar** el suelo en lugar de construir cimientos a base de tierras compactadas o de hormigón, siempre y cuando aquél sea lo suficientemente homogéneo. El cemento, la cal y el betún asfáltico son los aglomerantes más empleados en este tipo de tratamientos. Una vez escarificado el suelo se agrega un agente ligante, y la mezcla es regada y compactada, recubriéndose de una capa impermeable una vez haya endurecido.

Sobre el cimiento –o el suelo estabilizado- se coloca una capa de base, normalmente pétreo, y sobre ella la capa de terminación o de rodadura, generalmente de betún asfáltico u hormigón. Antiguamente se necesitaba la ayuda de un encofrado de madera para contener el hormigón hasta que fraguase, pero la maquinaria actual hace innecesario este paso, produciendo hormigón fuertemente compactado. El hormigón puede ser colocado por maquinaria específica que se encarga de extenderlo, para colocar posteriormente mediante grúas una malla de acero a modo de refuerzo, que evita la fisuración y desconchamiento del firme. Otra máquina extendedora se encarga de recubrir dicha malla, mientras que un vibrador compacta firmemente la superficie. Una tercera máquina asegura una correcta terminación, estriando la superficie para mejorar la adherencia neumático-carretera, y verifica que el bombeo es apropiado para un correcto drenaje. El proceso de construcción de firmes bituminosos se realiza de forma similar, empleando maquinaria de extendido, nivelación y compactación.

Un gran apoyo a la Ingeniería de Carreteras ha sido el desarrollo de la *Fotogrametría aérea*, que ha facilitado enormemente la elección del mejor trazado posible para una determinada vía. El diseño de carreteras y la planificación de nuevas rutas necesita de esta potente tecnología para una correcta estimación del costo de cada



Fig. 1.8 – Extensora vertiendo el hormigón que conforma la capa de rodadura

una de las posibles variantes, teniendo en cuenta aspectos topográficos, geológicos y geotécnicos, así como las necesidades económicas del área afectada y los posibles daños causados al medio ambiente.

Aún poseyendo estos nuevos medios, el trazado de carreteras sigue estando condicionado: la fase de movimiento de tierras debe reducirse al mínimo, buscando siempre el equilibrio entre el volumen excavado (desmontes) y el relleno (terraplenes). Además, en muchas ocasiones es conveniente rodear obstáculos naturales, tales como estratos difíciles que por su dureza o su potencia hagan antieconómica su retirada, o suelos inestables que desaconsejen su empleo como base de cimentación para carreteras.

Las **carreteras modernas** se construyen en líneas casi rectas a través de campo abierto en lugar de seguir las viejas rutas establecidas, y se evitan las áreas congestionadas o se cruzan utilizando avenidas especiales, túneles o pasos elevados. La **seguridad** se ha incrementado separando el tráfico y controlando los accesos; en las autopistas y autovías se separan los vehículos que viajan en direcciones opuestas mediante una mediana. Las principales características de las autopistas y autovías modernas son la existencia de señales luminosas adecuadas para la conducción nocturna, de amplios arcenes para detenerse fuera del tráfico, carriles con distintas velocidades, carriles de subida, carriles reversibles, zonas de frenado de emergencia, carriles para autobuses, dispositivos y marcas reflectantes en el pavimento y señales de control automático del tráfico, entre otras.

## 7. EL FUTURO

Como se ha visto durante todo este capítulo introductorio la concepción, el diseño y la construcción de carreteras han ido **evolucionando** a lo largo de los siglos en consonancia con las circunstancias históricas y el progreso tecnológico experimentado por el hombre. Durante todo este tiempo, han variado tanto los materiales como las técnicas utilizados en su construcción, ha cambiado la concepción de diferentes sistemas que asegurasen una mayor calidad y durabilidad del firme e incluso se han sucedido diferentes políticas viarias; sin embargo, aquello que no ha cambiado desde el origen de la civilización hasta nuestros días es el decisivo papel que representan las carreteras como infraestructura viaria en el desarrollo económico de un país, en su cohesión e integración territorial, en el equilibrio regional y en la misma configuración del territorio nacional.

El desarrollo regional y más ampliamente el desarrollo económico está ligado a las infraestructuras viarias con carácter prioritario a otros factores de desarrollo, de tal forma que sin unas estructuras adecuadas el progreso se impide o se obstaculiza. La vertebración del territorio exige unas infraestructuras viarias que impulsen el desarrollo equilibrado, incluso a escala internacional.

En el futuro más próximo, más que referirse al desarrollo económico se deberá atender al **desarrollo sostenible**: el progreso debe ser compatible con la conservación del medio físico, de forma que se asegure su capacidad actual y futura. Las obras de carreteras deben insertarse en el medio ambiente con el menor coste ecológico, lo que supone la incorporación de la variable medioambiental en la toma de decisiones sobre proyectos, mediante la evaluación de impacto ambiental como técnica generalizada de protección de los recursos naturales.

La carretera abre el paso al progreso, pero también a la degradación de la naturaleza, por lo que debe compatibilizarse la conservación del medio ambiente con el desarrollo económico y, en caso de no ser posible, determinar la prevalencia del principio económico sobre el ecológico o de éste sobre aquél.

En resumen, la labor del **ingeniero de carreteras** en el próximo milenio no se limitará –como ha venido haciendo hasta nuestros días- a proyectar una vía apta para la circulación de vehículos, sino que deberá conjugar de la mejor manera posible este aspecto con la adaptación al medio por donde aquélla discurre, evitando en lo posible causar daños gratuitos, todo ello sin perder de vista el matiz económico. La progresiva mecanización y automatización de tareas, un adecuado soporte informático –imprescindible hoy en día- así como la profesionalización y especialización del personal técnico que interviene en su construcción son las poderosas armas con las que cuenta para ello.

## 8. BREVE HISTORIA VIARIA DE ESPAÑA

Los invasores de la Península Ibérica –romanos, visigodos y árabes- dejaron su impronta no sólo en el arte y la cultura española, sino también en las propias vías de comunicación. Desde tiempos del Imperio Romano la península Ibérica contó con una **red de calzadas** romanas que ha tenido una enorme importancia en la posterior configuración del mapa geográfico y administrativo de Portugal y España. Por ejemplo, más de la mitad de las actuales provincias y casi todas las diócesis históricas españolas figuran como mansiones en el *Itinerario de Antonino*.

Después de la caída del Imperio Romano, sus calzadas quedaron abandonadas; apenas se realizaron reparaciones ni obras de conservación, quedando como el único sistema viario y de comunicación peninsular durante diez siglos.

En el Medievo, en el que tienen gran importancia los caminos de la Mesta, los Fueros contenían normas sobre caminos, incluso alguna regulando la anchura por relación al espacio ocupado por transeúnte con ciertas cargas. Los Reyes Católicos y los Austrias también establecieron normas y ordenaron la construcción de carriles para enlazar determinadas ciudades. Cabe destacar la importancia que tuvo el **Camino de Santiago** –también llamado Camino Francés- durante la Edad Media, que se constituyó como la principal arteria de la España cristiana y la única vía de contacto con el resto del continente europeo.

No fue hasta la llegada de los Borbones, y a la adecuada **planificación** de una red viaria radial adaptada a la estructura centralizada de su administración cuando quedaron relegadas al desuso las vías romanas. Así, Carlos III y su ministro, el Conde de Floridablanca, ordenan la apertura de vías que enlazaran la capital del Reino –Madrid- con Galicia, Cataluña, Valencia y Andalucía, precursoras de las actuales carreteras nacionales.

La **Novísima Recopilación**, publicada en 1.807, contiene normas sobre las obras públicas con títulos tan sugerentes como “Modo de ejecutar las obras públicas con el menor gasto y mayor utilidad de los pueblos” o la “Prohibición de admitir posturas y remates de obras públicas a los facultativos que hayan regulado y tasado su coste”. Esta norma introdujo importantes innovaciones, entre las que destacan:

- Obligación de tener los caminos abiertos, separados y corrientes.
- Construcción de pilares en los caminos para que se distingan en tiempo de nieves.
- Observación de reglas para **conservación** de los caminos generales.
- Agregación de la Superintendencia General de Caminos y Posadas a la de Correos y Postas. Sus funciones eran la construcción y conservación de vías.
- Mantenimiento seguro y transitable de los caminos.
- Precios moderados en las posadas con arreglo a arancel.

- Mantenimiento de las postas sobre tarifas.

Ha sido en el presente siglo cuando más se ha desarrollado la red viaria en España. Sucesivos gobiernos han realizado grandes inversiones hasta conseguir unas vías básicas de gran capacidad (autopistas y autovías) que permiten el desplazamiento de gran número de personas y mercancías por el territorio español con niveles de motorización próximos a los grandes países industrializados. Actualmente, España cuenta con más de 330.000 km. de carreteras, 6.500 de los cuales corresponden a autopistas, lo que la sitúa en una posición privilegiada en Europa.

## 8.1. El ingeniero de carreteras en España

La figura del ingeniero de carreteras concebido como tal arranca el pasado siglo con la creación el día 12 de junio de 1.799 de la *Inspección General de Caminos*, por Real Orden firmada en Aranjuez por Carlos IV. Al primer inspector general, el Conde de Guzmán, le sucede prontamente **Agustín de Bethancourt**, el cual propone la creación de una escuela especial en la que reciban instrucción los jóvenes que han de dirigir las obras públicas del Estado. Nace así la actual ordenación de todas las ingenierías dentro del ámbito civil, con la creación en noviembre de 1.802 de los estudios de *Ingeniero de Caminos y Canales*, impartidos en la Escuela creada a tal efecto en Madrid y dirigida por el propio Bethancourt. La titulación se oficializaría mediante Real Orden el 26 de julio de 1.803.

Los comienzos de la Escuela fueron tan tortuosos como los acontecimientos políticos de la época, padeciendo sucesivos cierres y aperturas en función del diverso talante de los gobiernos que por aquel tiempo iban sucediéndose en el poder; todo esto acabó en 1.834, momento en que la Escuela se reabría de forma definitiva por orden de la Reina María Cristina, en funciones de regencia.

A comienzos del siglo XX se funda la Escuela de Ayudantes de Obras Públicas, encargada de formar técnicos que auxiliaran en su labor a los Ingenieros de Caminos. Hoy en día existen seis escuelas donde se imparten estudios de Ingeniería de Caminos y ocho donde se forman Ingenieros Técnicos de Obras Públicas.

Desde aquel tiempo y hasta nuestros días muchos han sido los cambios que estos ingenieros han ido experimentando en el ejercicio de su profesión; cambios debidos principalmente a la natural evolución tecnológica, acrecentada si cabe en el presente siglo. Se han debido adaptar a la rápida evolución de los vehículos automóviles, que cada vez alcanzaban velocidades más altas y necesitaban por tanto infraestructuras más fiables y seguras, a la aparición y generalización de nuevos materiales de construcción de firmes, como el hormigón y las mezclas asfálticas, la adopción de nuevos métodos de cálculo más rápidos y exactos o la introducción de herramientas informáticas en el diseño y cálculo de firmes.

En la actualidad las competencias de redacción, proyecto y ejecución de caminos y carreteras recaen exclusivamente en los Ingenieros de Caminos, Ingenieros Civiles, Ingenieros Técnicos de Obras Públicas e Ingenieros Técnicos en Construcciones Civiles, al ser los únicos profesionales que reciben formación específica al respecto.



Fig. 1.9 – La Escuela Politécnica Superior de Alicante es uno de los centros donde se imparte formación relativa a la Ingeniería de Carreteras



# 02

## EL PROYECTO DE CARRETERAS

Muchos son los factores que entran en juego a la hora de diseñar una vía y el proyectista de carreteras debe considerarlos ponderadamente, ajustando la solución final de forma que cumpla con las máximas exigencias a un mínimo coste. De la anterior frase puede inferirse que el factor económico adquiere preponderancia sobre el resto; generalmente es así, aunque hay casos en los que necesariamente debe sacrificarse este aspecto en favor de otros, generalmente de índole geográfico, político o estratégico.

Estos factores, sopesados utilizando criterios eminentemente técnicos, van introduciéndose a lo largo de las distintas etapas que se van quemando durante el largo proceso de proyecto de una carretera. Cada una de ellas se apoya en las anteriores para seguir avanzando y concretando más cada uno de los aspectos, bien descartando posibles soluciones o bien matizando las existentes para finalmente cristalizarse en un documento: el proyecto.

El **proyecto** es el pilar fundamental sobre el que se asienta la realización de cualquier tipo de obra; es un compendio de toda la información necesaria para llevarla a buen término, donde se reflejan y establecen justificadamente todas sus características y dimensiones, se dan las precisas instrucciones para su construcción, indicándose además los materiales apropiados y valorándose todas y cada una de las unidades que la componen.

## 1. TIPOS DE PROYECTOS

Las actuaciones que pueden efectuarse sobre una determinada vía a efectos de proyecto son muy diversas, pudiendo desde definirla completamente hasta efectuar reformas en puntos muy determinados de la misma. La Instrucción de Carreteras distingue entre los siguientes tipos de proyectos:

- (a) Proyectos de nuevo trazado: Son aquellos cuya finalidad es la **definición** de una vía de comunicación no existente o la modificación funcional de una en servicio, con trazado independiente, que permita mantenerla con un nivel de servicio adecuado.
- (b) Proyectos de duplicación de calzada: Su principal cometido es la **transformación** de una carretera de calzada única en otra de calzadas separadas. Esto se consigue mediante la construcción de una nueva calzada, generalmente muy cercana y paralela a la preexistente. Esta clase de proyectos suelen ir acompañados de modificaciones locales del trazado existente: supresión de cruces a nivel, reordenación de accesos y otras modificaciones necesarias para dotar a la carretera de una mayor funcionalidad.
- (c) Proyectos de acondicionamiento: Este tipo de proyectos se redactan básicamente para efectuar **modificaciones** en las características geométricas de una vía existente, con actuaciones tendentes a acortar tiempos de recorrido, mejorar el nivel de servicio y reducir la accidentalidad de la misma.
- (d) Proyectos de mejoras locales: Su propósito fundamental es la **adecuación** de determinados puntos de la vía que plantean problemas de funcionalidad –reduciendo su nivel de servicio- o de seguridad, en los llamados *puntos negros*. Para ello se actúa modificando las características geométricas de tramos y elementos aislados de la carretera.

## 2. FASES OPERATIVAS

La carretera, como vía proyectada y construida para la circulación de vehículos, no sólo deberá limitarse a resolver de forma efectiva el traslado de un punto a otro de la superficie terrestre, sino que deberá hacerlo asegurando las máximas condiciones de seguridad y comodidad a sus usuarios, así como integrándose en el paisaje por el que discurre y del que forma parte.

Para abordar la realización de cualquier proyecto en general –y de una carretera en particular- deben plantearse tres fases operativas:

- Estudiar el problema que quiere resolverse, recopilando los datos necesarios.

- Plantear una serie de posibles soluciones al problema; generalmente existen y deben plantearse más de una.
- Realizar un análisis de cada una de ellas estableciendo su idoneidad, estudiando los problemas a corto y largo plazo que conllevaría el llevarla a cabo.

La primera de las fases operativas la constituyen los denominados **estudios previos** donde, en base a una serie de datos de carácter técnico y socioeconómico, se justifica la actuación, bien construyendo una nueva vía, mejorando una ya existente o acondicionando determinados puntos aislados de la misma.

Una vez recopilada la información necesaria, se plantean y analizan las posibles soluciones en base a distintos criterios y factores condicionantes que más adelante trataremos. Como síntesis de este proceso de análisis se obtiene el **anteproyecto**.

Habiendo barajado las posibles alternativas, el siguiente paso es la elección justificada de la más favorable. En el **proyecto de trazado** se plasmará la solución finalmente adoptada. Por último, y como resultado de las anteriores fases operativas, se redacta el **proyecto de construcción** de la vía, donde se especifica cómo debe ser ejecutada dicha obra.

## S.1

## Fases de desarrollo del proyecto

Fase	Objetivos
ESTUDIOS PREVIOS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Planificación viaria</li> <li>- Recopilación de datos</li> <li>- Información pública</li> </ul>
ANTEPROYECTO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Análisis de posibles trazados</li> </ul>
PROYECTO DE TRAZADO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Definición geométrica</li> <li>- Adelanta trámites administrativos</li> </ul>
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Documento contractual</li> <li>- Características de la obra y procedimientos constructivos</li> <li>- Valoración de las obras</li> </ul>
PROY. MODIFICADOS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Adaptar el proyecto a la realidad o a las circunstancias</li> </ul>
P. COMPLEMENTARIOS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Obras menores que complementan al proyecto original</li> </ul>

Durante la ejecución de las obras, pueden surgir imprevistos que obliguen a modificar en mayor o menor medida parte de las características especificadas en el proyecto original, procediéndose entonces a redactar un **proyecto modificado**; si lo

que se realizan son actuaciones adicionales de menor envergadura –convenientes aunque no indispensables- estaremos hablando del **proyecto de obras complementarias**.

## 2.1. Estudios previos

Generalmente el proyecto de una carretera comienza con un **estudio de viabilidad** del proyecto, justificando la necesidad de la construcción de esa vía mediante un análisis de la demanda existente o la necesidad de mejorar o descongestionar un determinado tramo. En función de estas exigencias fundamentalmente cuantitativas –y en ocasiones cualitativas- se decide la elección de un tipo u otro de vía: autopista, autovía o carretera convencional, pudiendo ser de ámbito nacional, regional, comarcal, local, vecinal, etc.

Una vez el proyecto ha sido declarado viable, se procede a la realización de diferentes tipos de estudios previos a la redacción del proyecto definitivo, y cuyo principal cometido es la **planificación general** de la obra. Entre estos estudios cabe destacar los siguientes:

- (a) Estudio de planeamiento: En él se define el esquema del desarrollo vial de la carretera para un determinado año horizonte, así como sus características y dimensiones recomendables, necesidades de suelo y otras limitaciones a la vista del planeamiento territorial y del transporte. También se estudian factores urbanísticos y socioeconómicos de la zona por donde se pretende construir la vía. Este estudio se realiza para que los municipios afectados dispongan de las medidas necesarias para evitar la construcción de cualquier otro tipo de obra en la zona afectada por el paso de la traza del viario, y se efectúa generalmente en todo tipo de obras lineales.
- (b) Estudios técnicos previos: Básicamente sirven para recopilar la mayor cantidad de información posible acerca de la zona afectada por la obra, pudiendo así plantear los posibles trazados o variantes valorando los posibles efectos derivados de su construcción. Estos estudios se centran fundamentalmente en la topografía, geología, geotecnia, pluviometría y desarrollo urbano de la zona, realizándose complementariamente una relación de terrenos a expropiar de cara al análisis económico del proyecto.
- (c) Estudio informativo: Formado por una serie de documentos que definen a grandes rasgos el trazado y las características de la carretera, todos ellos sometidos a un plazo de exposición pública para que cualquier ciudadano implicado pueda interponer posibles alegaciones. Una vez acabado el plazo se estudiarán las alegaciones presentadas, que modificarán o no el trazado de la carretera, según considere oportuno la autoridad competente.

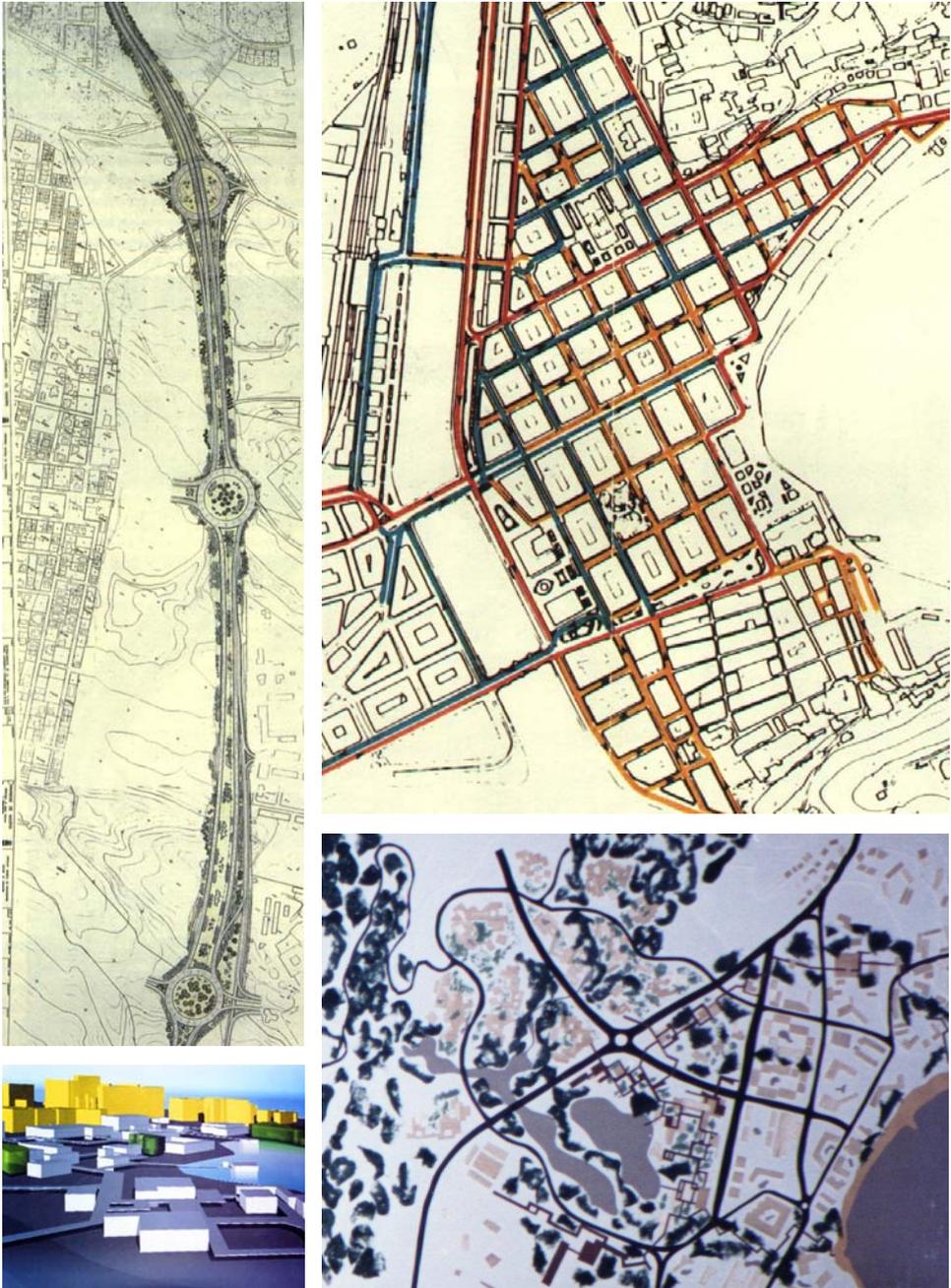


Fig. 2.1 – Estudios previos de distintos tipos de vías

## 2.2. El anteproyecto

El **anteproyecto** se plantea como una fase más elaborada aunque no definitiva del proyecto de carreteras. Su objetivo básico es el análisis detallado de las **posibles variantes** o trazados alternativos de la vía. Dichas variantes obedecen fundamentalmente a criterios de encaje en la topografía de la zona; los datos topográficos han sido obtenidos previamente mediante vuelos fotogramétricos, tecnología que como ya se ha comentado acelera en gran medida el proceso de proyecto por motivos obvios. Otros factores preponderantes son la disponibilidad de los terrenos, la aptitud geotécnica de los mismos y el posible impacto ambiental generado tanto en la fase de construcción como en la de explotación de la obra, aunque por encima de todos estos factores, el criterio económico –salvo en contadas ocasiones- siempre prevalece.

El anteproyecto consta de los siguientes documentos:

- (a) Memoria: En ella se exponen las necesidades a satisfacer por la obra, así como la descripción de los elementos funcionales de la misma, los factores que intervienen en el desarrollo del proyecto –sociales, ambientales y técnicos- así como un estudio previo de costes de unidades de obra.
- (b) Anejos a la memoria: Se incluyen en él los documentos justificativos de las conclusiones adoptadas en la memoria, como son los estudios efectuados con anterioridad –topográficos, geológicos, geotécnicos, medioambientales- así como aquellos que se consideren oportunos.
- (c) Condiciones establecidas en el estudio de impacto ambiental: Como consecuencia del estudio de impacto ambiental, que se centra en el análisis de las ventajas e inconvenientes de cada uno de los posibles trazados, se extraen las conclusiones que deben cumplir –siempre desde el punto de vista medioambiental- los distintos trazados propuestos o dicho de otro modo, las medidas correctoras a adoptar en cada caso.
- (d) Planos: Deben realizarse a una escala no inferior a 1:5000, tanto en planta como en alzado. Las obras de fábrica adoptarán escalas desde 1:100 a 1:20, es decir, la suficiente como para que la obra quede totalmente clara y definida.
- (e) Presupuesto: Debe contener mediciones aproximadas y valoración de las obras, para tener una idea del orden de magnitud económica del mismo. Se establecerán sendos presupuestos para cada una de las variantes barajadas.
- (f) Posible descomposición del anteproyecto en proyectos parciales: Se analiza la posibilidad de redactar varios proyectos parciales de la vía, dividiendo ésta en tramos. Lo que nunca se podrá hacer es dividir la obra en fases –movimiento de tierras, obras de fábrica, afirmado, reforestación, etc.- de forma que se ejecuten de forma independiente, ya que la obra estaría

incompleta, hecho incompatible con el Reglamento General de Contratación de Obras del Estado, que en su artículo 58 hace mención de que la obra debe entregarse completamente terminada.

- (g) Estudio económico y de costes de explotación: En él se analiza la viabilidad y rentabilidad de la obra de cara a su explotación posterior en el caso de que sean aplicables tarifas o peajes, como es el caso de las autopistas de peaje. En los demás casos, no es necesario este estudio.

### 2.3. El proyecto de trazado

Posteriormente a este anteproyecto y en función de los resultados arrojados por el mismo se procede a la redacción del **proyecto de trazado** de la vía, en el que se define con detalle la geometría de la carretera, y cuyo contenido se especifica brevemente a continuación:

- Memoria: En ella se describe perfectamente el trazado definitivo de la carretera, así como una justificación razonada y fundamentada de la solución adoptada.
- Anejos a la memoria: Los necesarios y suficientes para definir la obra en su totalidad.
- Planos: En ellos se definen gráficamente los elementos funcionales de la vía.
- Presupuesto: Se especifican los detalles económicos, procediéndose a la valoración de cada una de las unidades de obra, al análisis del estado de mediciones de la misma y en función de los anteriores apartados se proporciona una estimación del precio de ejecución de la totalidad de las obras.

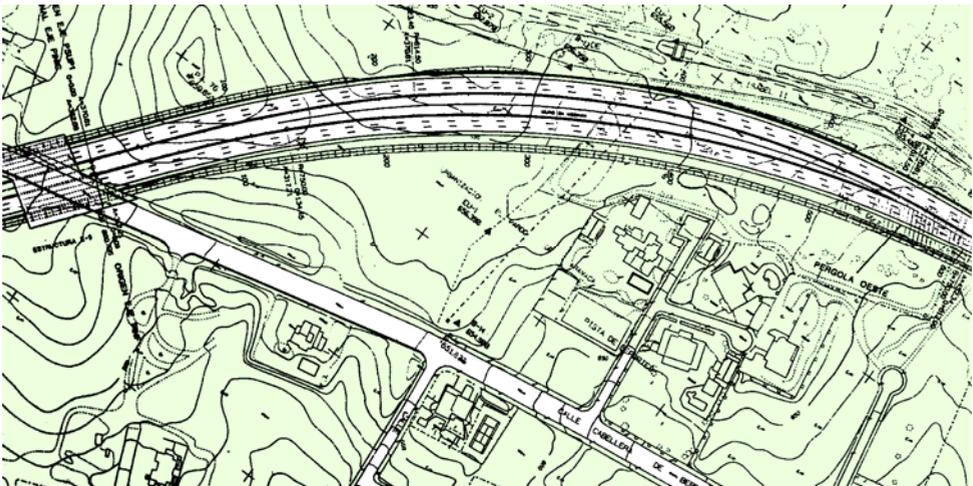


Fig. 2.2 – Planta de trazado de una vía de calzadas separadas

El proyecto de trazado sirve de avanzadilla al proyecto de construcción, de forma que mientras éste se elabora permite agilizar los trámites relativos a expropiación de los terrenos afectados y la reposición de servicios y servidumbres de paso.

## 2.4. El proyecto de construcción

Como último paso, se procede a la redacción del **proyecto de construcción**, sobre el cual se efectuará la licitación –bien por subasta, bien por concurso-, contratación y ejecución de las obras.

El **proyecto** podría definirse como el documento contractual en el que se reflejan detalladamente las características y exigencias de orden técnico, económico y administrativo de una determinada obra, así como los procedimientos constructivos a seguir para la ejecución de la misma.

Ni que decir tiene que el proyecto –pilar fundamental en la ejecución de la obra- debe de estar correctamente redactado con un **lenguaje claro y conciso**, que no induzca a error, de forma que pueda ser fácilmente interpretado por terceras personas. Asimismo, contendrá la necesaria documentación gráfica (planos, generalmente) y los anejos explicativos y justificativos oportunos para una correcta y completa definición de la totalidad del proyecto.

Todo proyecto de construcción de carreteras consta –como cualquier otro proyecto de construcción- de cuatro documentos básicos, a saber:

- Documento nº1: Memoria, y sus correspondientes anejos.
- Documento nº2: Planos.
- Documento nº3: Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.
- Documento nº4: Presupuesto.

### Memoria

Su objetivo básico es poner en antecedentes y **documentar** al personal relacionado con la obra –principalmente a los técnicos- acerca de la misma. En ella se exponen los siguientes puntos:

- Antecedentes que han determinado la necesidad de ejecución de la obra, así como el organismo que ha tomado la decisión de llevarla a cabo.
- El objeto de la redacción del proyecto (expropiación, ejecución, demolición, fijación de tarifas o peajes, etc.)
- La normativa que será de aplicación en el presente proyecto, tanto administrativa como técnica. A este efecto, puede ser de utilidad la relación de textos proporcionada al final de este capítulo.

- Una detallada y pormenorizada descripción de las obras que son objeto del proyecto, debiendo ésta ser clara y concisa, sin inducir a error o equívoco. Es conveniente incluir una localización de la zona donde se realizarán las obras.
- Debe indicarse asimismo la procedencia de los materiales empleados para la realización de la obra (áridos, hormigones, cementos, betunes, etc.) justificándose adecuadamente mediante el correspondiente anejo.
- La clasificación mínima necesaria para que el contratista pueda realizar la obra. Expedida por el Registro Oficial de Contratistas y aprobada por B.O.E. de fecha 24 de Julio de 1.991, esta clasificación establece distintos tipos de obras, dividiéndolas en grupos, subgrupos y categorías. El grupo correspondiente a obras de carreteras es el G (Viales y pistas), aunque pueden estar implicados otros grupos en proyectos de construcción de carreteras.
- Plazo de ejecución de las obras, cuya justificación viene dada en parte por el Plan de Obra anexo, así como el plazo de garantía de las mismas, no inferior a 12 meses.
- Si la obra supera los seis meses de plazo de ejecución, pueden incluirse fórmulas polinómicas de revisión de precios, utilizadas para compensar la posible variación de los costes de determinadas unidades de obra a largo plazo.
- Declaración de obra completa, expresada en el artículo 58 del Reglamento General de Contratación de Obras del Estado, según el cual la obra deberá entregarse como una unidad completa y totalmente terminada.
- El programa de actuaciones que deberá cumplir el contratista adjudicatario de las obras. Se incluyen redacción de planes de obra parciales, programas de control de calidad, etc.
- Presupuesto de ejecución de las obras, justificado más adelante en el Documento nº4: Presupuesto.
- Relación de documentos que integran el presente proyecto, desglosando cada uno de ellos en los apartados y subapartados correspondientes.
- Conclusión a modo de remate del documento, indicando que la obra satisface todo lo dispuesto por la legislación vigente.

## Anejos a la memoria

Acompañan al anterior documento, siendo todos ellos **justificativos** de las soluciones adoptadas desde el punto de vista técnico y económico. Su número y extensión puede variar en función de la magnitud y características del proyecto, aunque generalmente y como mínimo deben incluirse los que se citan a continuación:

- Justificación de precios: Se justifican todos y cada uno de los precios de las unidades de obra, descomponiendo éstas en rendimientos y costos de mano de obra, materiales y maquinaria que intervienen en su ejecución. Además,

deberán de justificarse los costos horarios o unitarios del personal, maquinaria y materiales empleados en obra.

- Plan de obra: Diagrama orientativo en el que se reflejan los plazos previstos para la ejecución de cada una de las fases que componen la obra. Generalmente se realiza en formato de diagrama de barras o de Gantt, o bien en el caso de obras complejas y que necesiten un alto grado de coordinación de recursos, mediante diagramas P.E.R.T. Este plan es susceptible de posteriores modificaciones en función de las circunstancias de la obra.
- Seguridad y Salud e Impacto ambiental: En obras de medio y alto presupuesto, estos anejos se sustituyen por proyectos completos donde se analizan las condiciones de trabajo del personal de obra, procurando los medios necesarios para su seguridad así como también las medidas a adoptar durante y después de la ejecución de las obras para que los perjuicios causados al medio natural sean mínimos.
- Anejos de carácter técnico: En ellos se exponen características de elementos que componen la obra o se justifican los cálculos efectuados y criterios técnicos (y económicos) adoptados en la elección de una determinada solución constructiva. Algunos de ellos son: Geológico, geotécnico, topográfico, hidrológico, cálculo del firme, drenajes, señalización, estructuras, estudio de capacidades y tráfico, de explotación (peajes y tarifas), etc.

## Planos

En este documento se incluye la **documentación gráfica** necesaria para la completa definición de la obra. Se pueden distinguir, a grandes rasgos, distintos tipos de planos:

- Planos de situación y emplazamiento para indicar la localización y acceso a la zona de obras.
- Plantas generales de la obra, indicando diversas características de la obra y de su zona de afección como son el replanteo, trazado, parcelación, expropiaciones, índices pluviométricos, cartografía geológica, topografía, clinometría (análisis de las pendientes), localización de obras de fábrica, etc.
- Perfiles longitudinales y transversales, necesarios para la cubicación de tierras y definición de pendientes, así como los diagramas de compensación de masas para el estudio del movimiento de tierras (diagramas de Brudner).
- Planos de detalle de obras singulares, secciones-tipo del firme, resolución de intersecciones con otras vías, etc.
- Planos complementarios, que variarán en función del tipo y complejidad de la obra y que comprenden el drenaje, señalización, balizamiento o la iluminación.

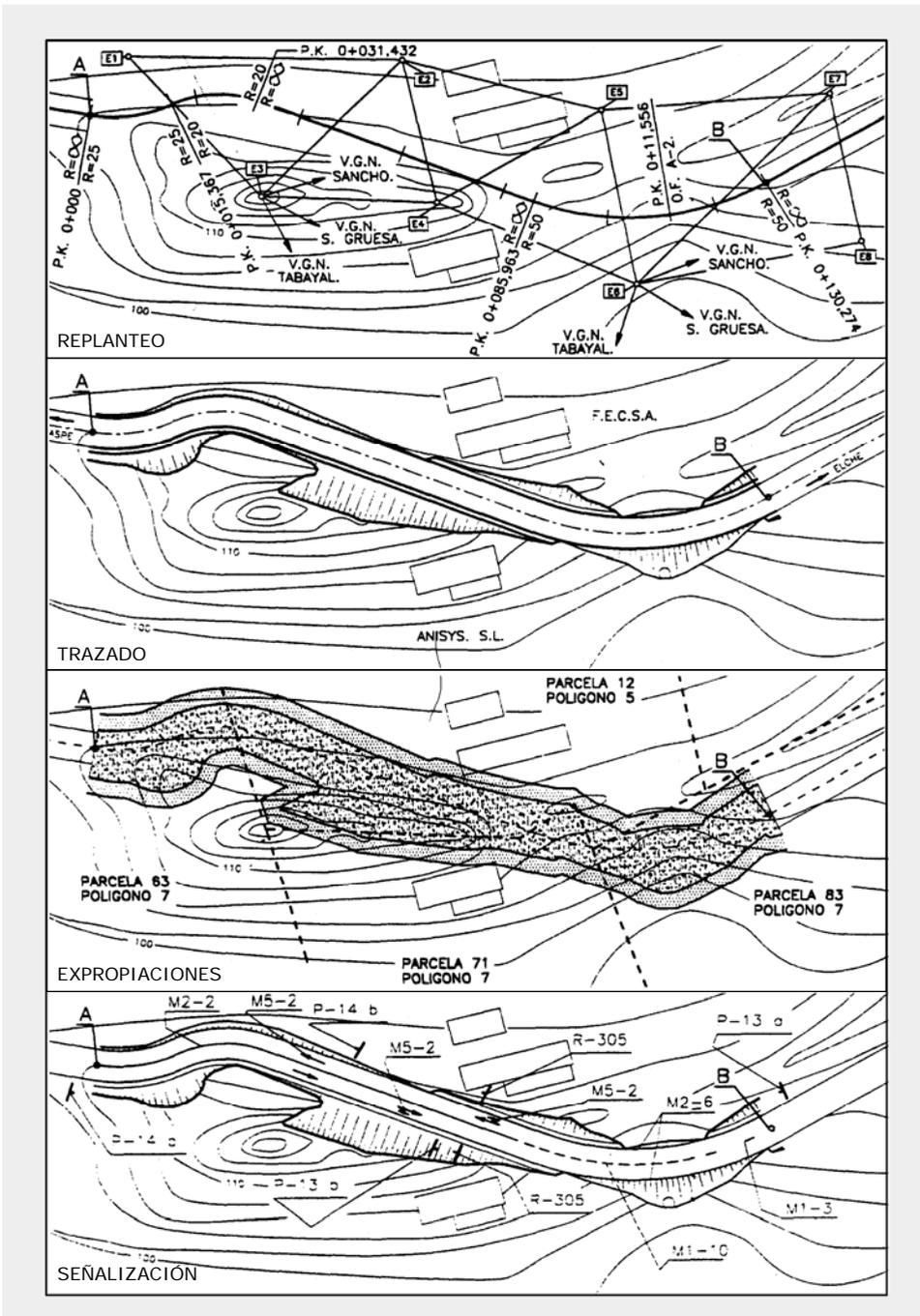


Fig. 2.3 – Diversas plantas empleadas en carreteras

## Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares

Conocido vulgarmente como **Pliego de Condiciones**, en él se detallan las **condiciones técnicas** que deberán satisfacer los materiales empleados en la ejecución de las unidades de obra, así como la forma de ejecutar cada una de éstas y la medición y abono de las mismas.

Se compone normalmente de los siguientes puntos:

- Disposiciones generales, donde se incluye la legislación y reglamentación vigente en la obra, su plazo de ejecución y garantía, la exigencias relativas a materiales, maquinaria y mano de obra, recepción de las obras y tratamiento de las unidades de obra que requieran elaboración de precios contradictorios.
- Descripción minuciosa y pormenorizada de las obras, de forma que cada unidad de obra quede perfectamente definida.
- Condiciones que deben satisfacer los materiales, indicando una relación de todos ellos y los requisitos y controles que individualmente se exijan.
- Ejecución de las obras, especificando el procedimiento de ejecución de cada una de las unidades de obra contempladas en proyecto.
- Medición y abono de las obras, donde se aclara cómo va a medirse el volumen de obra ejecutado –en función del tipo de unidad de obra- así como su correspondiente abono.

## Presupuesto

Se trata del documento más importante desde el punto de vista económico, ya que en él se refleja el **coste** al que asciende la totalidad de la obra. El presupuesto suele dividirse en capítulos y subcapítulos para así presentar una mejor estructuración, comprensión y manejo. Generalmente, de cada capítulo se redacta un presupuesto parcial en el que se detalla el valor de cada una de las unidades de obra, para acabar resumiéndolos en un presupuesto general.

Este documento se divide en los siguientes apartados:

- Mediciones, donde se indica el volumen a ejecutar de cada unidad de obra; si fuera necesario se emplearían mediciones auxiliares –como en el caso de la cubicación de tierras- también incluidas en el presente apartado.
- Cuadro de precios número uno, documento contractual y justificativo de los precios que se abonarán por la ejecución de cada una de las unidades de obra, figurando en número y en letra, prevaleciendo esta última en caso de contradicción.

- Cuadro de precios número dos, también contractual, donde se especifica la descomposición de unidades para su abono en el caso de una ejecución incompleta de las mismas.
- Presupuestos, donde se incluyen los presupuestos parciales de cada capítulo y los presupuestos generales, compendio de los anteriores. Cabe distinguir los siguientes:
  - Presupuesto de ejecución material (P.E.M.), que refleja el valor material o *tangible* de la obra ejecutada.
  - Presupuesto de ejecución por contrata (P.E.C.), correspondiente al P.E.M. más el porcentaje correspondiente a Gastos Generales y Beneficio Industrial, cuya suma nunca será superior al 22%.
  - Presupuesto de licitación (P.L.), resultante de aplicar el tipo impositivo –el 16% de I.V.A. actualmente- al anterior presupuesto. Se emplea para decidir la adjudicación de las obras en los procedimientos de subasta y concurso.
  - Presupuesto para conocimiento de la Administración (P.C.A.), en el que se añaden los gastos de redacción del proyecto, asistencia técnica, expropiaciones, etc. Tiene por objeto el control administrativo del gasto público en la obra, por lo que se redacta exclusivamente para la Administración.

## 2.5. Proyectos modificados

A lo largo del proceso de ejecución de las obras pueden surgir circunstancias de muy diversa índole que impidan el normal desarrollo del mismo, lo que obliga a una modificación del proyecto original.

Una de las principales circunstancias que motivan este cambio es la necesidad de realizar unidades de obra no previstas en el proyecto, generalmente asociadas a peculiaridades desconocidas del entorno o del propio terreno sobre el que se asentará la vía. Otras veces, es el Director de Obra quien decide sobre el terreno un análisis de ciertos problemas que pueden presentar una mejor solución que la adoptada en proyecto. Por último, pueden existir ambigüedades, contradicciones, errores u omisiones en el proyecto y que no dejen clara la forma de proceder ante determinadas unidades de obra.

En todos estos casos se procede a la modificación del proyecto –no olvidemos que es un documento contractual- en la que la Administración y el contratista tratarán de alcanzar un consenso en lo que se refiere a los precios de las nuevas unidades de obra –**precios contradictorios**- y la variación del presupuesto global de la obra. Si este

último varía en más del 20% con respecto al presupuesto inicial, el contratista es libre de rescindir el contrato.

Todos los cambios realizados se plasman en el **Proyecto Modificado** adjunto al original y en el que se incluirán, entre otras cosas, una memoria justificativa, nuevos planos constructivos de las unidades modificadas, así como una valoración económica que compare el estado inicial y el posterior de las unidades afectadas.

## 2.6. Proyectos de obras complementarias

Este tipo de proyectos tiene por fin la realización de actuaciones menores, independientes del *proyecto madre*, pero que lo **complementan**. Este tipo de obras son convenientes, aunque no indispensables para el correcto funcionamiento y explotación de la infraestructura proyectada.

Dentro de este grupo de obras, cuyo grado de especialización es notable, pueden citarse las referentes a iluminación de vías, áreas de servicio, aparcamientos, peajes, siembras y plantaciones, balizamiento, encauzamiento de aguas, reposición de servicios y servidumbres, etc.

## 3. NORMATIVA APLICABLE A PROYECTOS DE CARRETERAS

A continuación se detalla una relación de las principales leyes y normas que rigen la construcción de carreteras a las que debe ceñirse el proyectista, ya que el estricto cumplimiento de las mismas le exime de toda responsabilidad derivada de aspectos contemplados en aquéllas:

- Ley de Contratación de las Administraciones Públicas.
- Reglamento General de Contratación de Obras del Estado.
- Ley de Carreteras.
- Reglamento General de carreteras.
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes, denominado abreviadamente PG-3.
- Instrucción de Carreteras, que comprende normas relativas a:
  - Características geométricas y trazado de carreteras (3.1-IC)
  - Trazado de autopistas (complemento a la 3.1-IC)
  - Pequeñas obras de fábrica (4.1-IC)
  - Drenaje (5.1-IC)
  - Drenaje superficial (5.2-IC)
  - Secciones de firme (6.1 y 6.2-IC)
  - Refuerzo de firmes (6.3-IC)

- Plantaciones el zonas de servidumbre (7.1-IC)
  - Señalización vertical (8.1-IC)
  - Marcas viales (8.2-IC)
  - Normas sobre señalización y balizamiento de obras (8.3-IC)
  - Acciones a considerar en los proyectos de puentes
  - Normas sobre carteles en las obras de carreteras
- Normativa relativa a procedimientos de ensayo de diversos materiales, recogidas en las series UNE y NLT.
  - Normas relativas al proyecto y construcción de estructuras de hormigón armado y pretensado. (EH-91, EP-93, recientemente sustituidas por la nueva EHE)
  - Normas relativas a la recepción de materiales. (RC-93)
  - Real Decreto 555/86, sobre Seguridad y Salud en el trabajo.
  - Normas ISO series 9000-9004, relativas al Control de Calidad.
  - Diferentes normas técnicas especializadas en un aspecto concreto del proyecto, como saneamiento, electrificación, etc.

### 3.1. El espíritu de las instrucciones

Nuestro país, así como la gran mayoría de los que conforman nuestro entorno, edita una serie de publicaciones destinadas a los profesionales de las distintas técnicas existentes en la actualidad.

Centrándonos en el caso de la Ingeniería de Carreteras, el Ministerio de Fomento –anteriormente Ministerio de Obras Publicas- publica una serie de textos de índole técnica, jurídica y administrativa relativos al proyecto, construcción y explotación de vías de comunicación. De entre todos ellos destacan las **instrucciones**, que se ciñen únicamente a aspectos técnicos.

En función del grado de obligatoriedad de las diferentes disposiciones englobadas en cada instrucción, se distinguen los siguientes casos:

- Normas: Son de obligado cumplimiento, salvo en los casos previstos en la propia norma.
- Recomendaciones: Son obligatorias, salvo expresa justificación del proyectista.
- Guías: Textos que recogen las soluciones más convenientes para cada caso, sirviendo como pauta a seguir para el proyecto de obras similares.
- Sugerencias: Indican las soluciones más frecuentes empleadas en cada situación, analizando el funcionamiento de obras similares ya ejecutadas.

No obstante, la existencia de una instrucción que dicte o imponga las condiciones que deben cumplirse en el proyecto de una determinada obra no exime al proyectista de

emplear su sentido común y su **lógica técnica**, de forma que interprete correctamente y en su justo valor las diferentes disposiciones contempladas en dicho texto.

La Norma Fundamental para el proyecto de vías de tráfico rodado es la **Instrucción de Carreteras**, que se compone de distintas normas referentes a los diferentes aspectos que comporta el proyecto de este tipo de infraestructuras. Naturalmente esta instrucción está aún lejos de ser perfecta y prueba de ello es su constante evolución e integración de nuevas normativas específicas.



# 03

## LOS USUARIOS DE LA VÍA

Antes de abordar cualquier proyecto, es conveniente y muy recomendable recabar la máxima información acerca de sus destinatarios o usuarios finales para de esta forma adecuar aquello que se pretende diseñar a sus necesidades. Del ponderado estudio de los datos recopilados, así como de su posterior interpretación y síntesis, depende en gran medida la calidad de dicho proyecto.

En el caso que nos ocupa –el proyecto de carreteras e infraestructuras urbanas– el **conductor** es sin duda alguna el elemento principal de un complejo sistema integrado por personas, vehículos y vías denominado tráfico; aunque éste sea el principal referente a la hora de concebir una carretera, no hemos de olvidar la importancia del **vehículo**, instrumento que actúa como intermediario entre conductor y vía, ni descuidar la interacción de un tercer componente tan sumamente frágil como es el **peatón**. De todos ellos hablaremos en este capítulo.

### 1. EL CONDUCTOR

Técnicamente, podría definirse como aquel sujeto que maneja el mecanismo de dirección o va al mando de un vehículo. Empleando términos más gráficos, podría decirse que el conductor es el **cerebro** del vehículo.

Una vez al volante de su automóvil, el conductor dispone de una gran libertad de acción que, aunque no absoluta, sí es muy grande. De él depende –una vez haya fijado su destino- la elección de uno u otro itinerario para llegar al mismo, así como la velocidad con que lo recorrerá en cada momento.

Esta elección, si bien tiene un componente subjetivo y relativamente aleatorio –inherente a la propia naturaleza humana del conductor- normalmente está influenciada por gran cantidad de factores –tanto externos como internos- que afectan tanto a la vía como al propio conductor y al vehículo que gobierna.

De cara al estudio del comportamiento del conductor, es necesario realizar una síntesis de estos factores, estableciendo una clasificación que figura en la siguiente tabla:

S.2		Factores que afectan al conductor
FACTORES INTERNOS	Psicológicos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Motivación</li> <li>- Experiencia</li> <li>- Personalidad</li> <li>- Estado de ánimo</li> </ul>
	Físicos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Vista</li> <li>- Adaptación lumínica</li> <li>- Altura del ojo</li> <li>- Otros sentidos</li> </ul>
	Psicosomáticos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cansancio</li> <li>- Sexo</li> <li>- Edad</li> </ul>
FACTORES EXTERNOS	Tiempo (meteorológico) Uso del suelo Tráfico Características de la vía Estado del firme	

### 1.1. Factores internos

La generalización del uso de vehículos particulares ha contribuido a la heterogeneización de este colectivo; podemos encontrar al volante de un automóvil desde alegres universitarias de 18 años hasta apáticos jubilados de más de 70, lo que lógicamente deriva en un amplio abanico de actitudes ante la conducción, concretables en una serie de factores permanentes o temporales, que provienen única y exclusivamente del conductor y que son consecuencia de sus **rasgos psicológicos** y de su **condición física**.

## Factores psicológicos

En este apartado se engloban aquellos factores de tipo psicológico y anímico que afectan tanto al comportamiento como a la toma de decisiones del conductor. Tienen una difícil cuantificación dado su carácter **abstracto**, aunque no por ello son menos importantes. Los más significativos son:

- (a) Motivación: El conductor cambia su actitud según sea el objeto o el motivo de su desplazamiento, de su urgencia y del tiempo de que disponga para realizarlo, eligiendo entonces el camino y la velocidad que estime oportuna. Así, una misma persona no conducirá de la misma forma cuando llegue tarde a una cita importante que cuando salga el fin de semana a dar un paseo.
- (b) Experiencia: La práctica al volante proporciona al conductor una mayor capacidad de respuesta ante situaciones anteriormente sufridas, aunque también favorece la adquisición de malas costumbres difíciles de erradicar y que en ocasiones pueden resultar peligrosas. La experiencia es por tanto un arma de doble filo.
- (c) Personalidad: Las actitudes o formas de ser consustanciales al individuo y que generalmente permanecen invariables afectan a su forma de conducción. Este factor puede verse matizado por otros, como la edad y el sexo del conductor.
- (d) Estado de ánimo: Los estados transitorios de ánimo pueden influir, generalmente de forma negativa, en la conducta y las reacciones del conductor. Se halla íntimamente ligado con la motivación.

## Factores físicos

Este grupo de factores afectan al estado físico del conductor y a la variación del mismo con el paso del tiempo, siendo especialmente significativos los que se citan a continuación:

- (a) Vista: Aunque todos los sentidos juegan un papel importante en la conducción, la vista es sin duda el sentido imprescindible para efectuarla sin peligro, ya que toda la información se obtiene por medios visuales. El campo visual de una persona normal abarca un ángulo aproximado de 170° en horizontal y 120° en vertical, aunque únicamente se tiene una visión clara en un cono de 10°, limitándose la máxima agudeza visual a los 3°.

Además, este campo disminuye proporcionalmente a medida que aumenta la velocidad, llegando a valores cercanos a los 5°, por lo que debe tenerse en cuenta, por ejemplo, a la hora de posicionar la señalización dentro de esta zona de visión nítida.

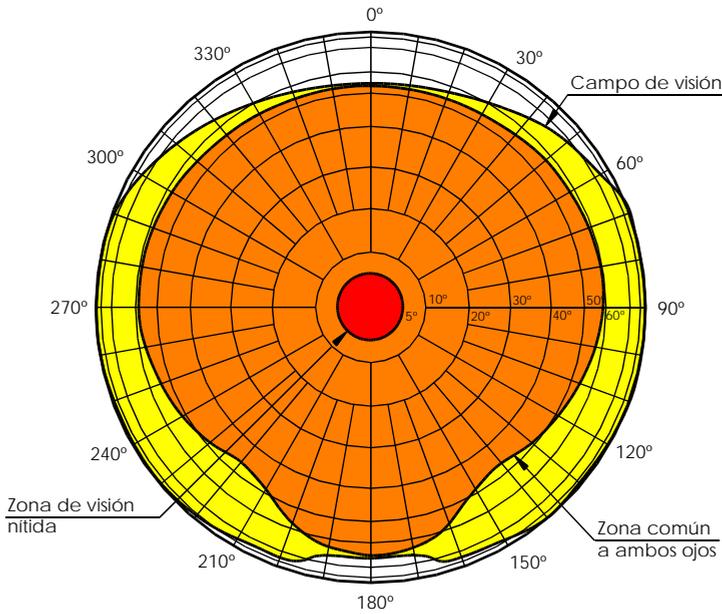


Fig. 3.1 – Campo visual normal del ser humano

- (b) Adaptación lumínica: A pesar de la gran capacidad de adaptación que posee el ojo humano a las diferentes condiciones de luminosidad, necesita un periodo relativamente largo de acomodación. Esta acomodación, que el ojo lleva a cabo mediante el iris –encargado de regular la abertura de la pupila– provoca en el conductor una momentánea ceguera y la consiguiente sensación de inseguridad. Se manifiesta especialmente en las entradas y salidas a los túneles, donde es conveniente la colocación de luminarias cuya intensidad varíe gradualmente para hacer más suave el cambio de luminosidad.
- (c) Altura del ojo: La altura del punto de vista del conductor es un aspecto sumamente importante que debe tenerse siempre en cuenta tanto en los proyectos de trazado como en los de señalización, ya que este parámetro influye en la distancia de visibilidad que el conductor tiene sobre la vía. La Instrucción española de Carreteras establece una altura de 1,20 m.
- (d) Otros sentidos: El oído, el olfato y las sensaciones térmicas son sentidos que mantienen relacionado al conductor con su propio vehículo, ayudándole a detectar posibles anomalías. Además, se sabe con certeza que los sentidos están interrelacionados entre sí, pudiendo la sobreexcitación de uno de ellos afectar al rendimiento del resto de forma negativa.

## Factores psicosomáticos

Dentro de este conjunto se incluyen elementos relacionados tanto con la mente como con el estado físico del individuo. Cabe resaltar los siguientes:

- (a) Cansancio: Podría considerarse como un factor psicosomático, ya que afecta tanto al cuerpo como a la mente del conductor. Las vibraciones, el exceso de calor, la conducción durante largos períodos de tiempo sin descansar son causas directas del cansancio físico. Por otro lado, estas causas unidas a la sensación de monotonía provocan un cansancio mental, aún más peligroso que el físico, y que se traduce en **lagunas de atención** y en última instancia, en sueño.
- (b) Sexo: Aunque el hecho diferenciador de este factor sea eminentemente físico, su influencia es de naturaleza psicológica. Estadísticamente se ha comprobado que el comportamiento de la mujer al volante es menos arriesgado y más práctico que el del hombre, lo que hace que su estilo de conducción sea más seguro.
- (c) Edad: Sin duda es un factor decisivo no por sí mismo, sino porque los factores anteriormente mencionados evolucionan con el paso del tiempo. Así, un conductor joven estará en plenitud de facultades físicas aunque carecerá de la experiencia de un conductor ya maduro y con una inferior condición física.

## 1.2. Factores externos

Si importantes son las características físicas y psicológicas del conductor, también lo es el medio que lo rodea y en el que se desenvuelve. Los factores externos pueden forzar determinados comportamientos tanto del conductor como del propio vehículo. Merecen especial consideración los siguientes:

- (a) El tiempo: El clima existente puede variar completamente el medio ambiente del automovilista. Así la nieve, la lluvia o la niebla modifican las condiciones de adherencia del vehículo, así como una disminución en mayor o menor grado de la visibilidad de la carretera. Como consecuencia de esta disminución del campo visual, el conductor adapta la velocidad a las condiciones del medio y aumentará la distancia de separación con el vehículo que le precede.
- (b) El uso del suelo: Según sea el tipo de actividad a la que esté destinado el terreno por el que circula, el conductor adoptará una actitud distinta. Por ello, la forma de conducción en un núcleo urbano es radicalmente distinta a la empleada al circular por vías interurbanas.

- (c) El tráfico: La intensidad, composición, velocidad y demás características del tráfico influyen sobre los propios conductores integrantes del mismo, creándose un círculo de acciones y reacciones mutuas dependientes en gran medida de los factores internos anteriormente descritos.
- (d) Características de la vía: El trazado de la vía influye en el comportamiento del conductor; un diseño equilibrado, que evite la monotonía y respete las características geométricas mínimas exigibles a cada tipo de vía, facilitará la conducción y jugará un papel importante en la prevención de accidentes. Un trazado deficiente puede, sin embargo, producir efectos totalmente opuestos a los anteriores.
- (e) Estado del firme: La calidad y grado de deterioro del firme pueden modificar ostensiblemente la forma de conducción. El mal estado del pavimento provoca constantes vibraciones en el vehículo y fuerzan un estado de mayor tensión en el conductor, lo que sin duda contribuirá a aumentar su cansancio. Por el contrario, un pavimento en buen estado aumenta la calidad de la vía y consecuentemente de la conducción.

### 1.3. Tiempo de reacción

El **tiempo de reacción** es sin duda el factor más importante a tener en cuenta de cara al trazado de cualquier vía. Se halla ligado en mayor o menor medida a los descritos anteriormente, por lo que puede decirse que los engloba.

Ante la aparición de un obstáculo o de una situación inesperada durante la conducción, se producen una serie de sucesos que a continuación se describen:

- (a) Presencia: Aparece el obstáculo sobre la vía.
- (b) Percepción: Los rayos de luz rebotan sobre el objeto y llegan a la retina del conductor.
- (c) Transmisión: La retina convierte y transmite los datos al lóbulo occipital cerebro a través del nervio óptico.
- (d) Reconocimiento: El cerebro procesa los datos y reconoce el objeto.
- (e) Decisión: A continuación, analiza las posibles alternativas ante la situación existente, en base a datos similares anteriormente almacenados, para finalmente tomar una decisión al respecto.
- (f) Acción: Finalmente, el cerebro envía impulsos por medio de los nervios motores a los músculos implicados, que actúan ejecutando la maniobra correspondiente.

Todos los estos acontecimientos suceden en un intervalo relativamente corto de tiempo denominado tiempo de reacción, y que puede definirse como el transcurrido desde que se presenta una determinada situación u obstáculo sobre la vía hasta que el conductor obra en consecuencia. El tiempo de reacción es el resultado de la suma de los tiempos de presencia, percepción, transmisión, reconocimiento, decisión y acción.

El **tiempo de reacción humana** oscila entre medio y un segundo, aunque factores como la edad, el cansancio o la ingestión de bebidas alcohólicas pueden hacer que incluso sobrepase los tres segundos.

Conviene llamar la atención sobre un equívoco muy frecuente: el conductor que tiene reacciones rápidas no tiene nada que ver con el que realiza maniobras bruscas, sino más bien al contrario; muchas veces, la reacción adecuada consiste en actuar con suavidad, graduando la amplitud o el esfuerzo de las maniobras.

Algunos autores incluyen el tiempo de reacción del vehículo –el transcurrido desde que el conductor ejecuta la acción hasta que los mecanismos del vehículo la materializan- dentro del tiempo de reacción global. Este tiempo viene a ser de 0,25 segundos aproximadamente.

La Instrucción de Carreteras española fija un valor constante para el tiempo de reacción **2 segundos**, un valor conservador si se compara con el de otras normas europeas. Este valor será el empleado en proyectos de trazado de carreteras.

## 2. EL VEHÍCULO

El vehículo es el **nexo** entre el conductor que lo maneja y la vía que lo contiene, por lo que el estudio de sus características y comportamiento es fundamental. Los vehículos que se fabrican en la actualidad están destinados a muy distintos usos, por lo que sus características varían dentro de una amplia gama de formas, tamaños y pesos.

### 2.1. Tipos de vehículos

Los vehículos se clasifican en cuatro grandes grupos: **biciclos, ligeros, pesados** y **especiales**, aunque únicamente dos de ellos –ligeros y pesados- son significativos desde el punto de vista estadístico:

- (a) Biciclos o motocicletas: Las motocicletas, ciclomotores y bicicletas conforman este grupo de vehículos caracterizado por sus reducidas dimensiones y gran movilidad. Su presencia en el tráfico no es excesivamente trascendente, aunque sí lo es su influencia en los accidentes.

Debido a su especial fragilidad y al hecho de estar impulsadas por tracción humana, las bicicletas precisan infraestructuras independientes (carril bici), aunque si éstas no existen circularán por las vías convencionales.

- (b) Ligeros o turismos: Pertenecen a este grupo los vehículos de cuatro ruedas destinados al transporte de entre una y nueve personas o de mercancías ligeras, popularmente conocidos como coches o vehículos turismo. También pueden englobarse dentro de este grupo los vehículos destinados al transporte y reparto de mercancías no muy voluminosas, como camionetas y pequeños furgones, e incluso los autobuses.

Este grupo es el más importante desde el punto de vista cuantitativo, ya que su participación en el tráfico es normalmente muy superior a la de los demás vehículos; por esta razón, sus características condicionan en gran medida los elementos relacionados con la geometría de la vía y la regulación del tráfico.

- (c) Pesados o camiones: Constituyen una parte importante, aunque no mayoritaria, del tráfico. Las principales características que hacen que este grupo adquiera especial importancia en el diseño de carreteras son su elevado peso y dimensiones, que se convierten en condiciones de borde para el cálculo de los elementos resistentes de la vía –firmes y obras de fábrica- y condicionan los gálibos.

Conforman este grupo los camiones, con remolque, semirremolque o sin él, así como los autobuses y con menor importancia, los tranvías y trolebuses.

- (d) Vehículos especiales: Son aquellos vehículos que, aun no encontrándose en proporciones significativas dentro del tráfico, sí lo condicionan debido a sus grandes dimensiones o a su lentitud de movimiento.

Pertenecen a este grupo los vehículos agrícolas, maquinaria de obra, carros, carretas y vehículos de similares características. Generalmente no son tenidos en cuenta en el diseño de vías públicas, salvo en determinadas zonas donde su presencia es más importante, como pueden ser los polígonos industriales.

## 2.2. Características físicas

Los vehículos –al menos actualmente- están compuestos de materia, lo que los convierte en objetos que ocupan un espacio y son atraídos hacia el centro de nuestro planeta, ejerciendo una fuerza –llamada peso- contra la superficie que impide su avance.

Estos dos condicionantes anteriormente mencionados van a influir en el proyecto de las infraestructuras que van a soportar y por las que se van a desplazar los vehículos.

## Dimensiones y condicionamiento de gálibos

La **anchura** de los carriles, la altura libre existente en las estructuras bajo las que pasa la vía, así como otras características geométricas de la misma, limitan las dimensiones de los vehículos. Recíprocamente, estas dimensiones imponen unas características mínimas a la vía.

La **anchura máxima admisible** para cualquier tipo de vehículo es de 2,55 m., mientras que su **altura** asciende a los 4 m. Estas dimensiones máximas –condicionadas por la categoría de vehículos pesados– son las que definen los distintos gálibos existentes en el trazado de carreteras.

La Instrucción de Carreteras española define un ancho estándar de 3,50 m. por carril; si éste fuera mayor, el vehículo circularía bandeándose transversalmente al ser sus límites demasiado amplios, mientras que si dicha dimensión se redujese, lo haría también la capacidad de dicho carril, así como las condiciones de seguridad con que circulan los vehículos.

Excepcionalmente se admiten carriles estrechos de 3 m. de anchura en carreteras de montaña, habida cuenta del gran movimiento de tierras que supone su construcción y el encarecimiento que esto conlleva.

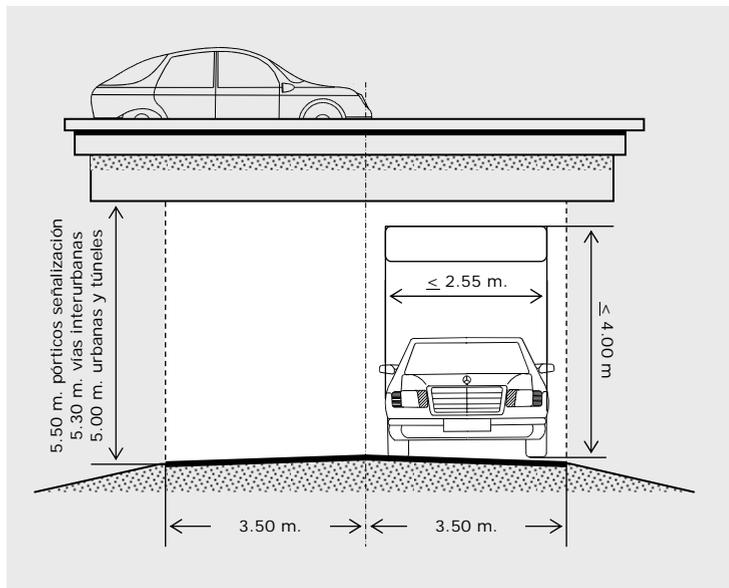


Fig. 3.2 – Gálibo de carreteras

También se halla reglamentada la mínima **altura libre** existente en una vía; concretamente, la Instrucción fija un valor mínimo de 5,50 m. bajo puentes y

banderolas de señalización, 5,30 m. en carreteras interurbanas y de 5,00 m. en vías urbanas y túneles, aunque es recomendable aumentar estos valores en 50 cm. para evitar posibles colisiones de la parte superior de los vehículos altos con la estructura de los pasos elevados, lo que puede provocar el colapso y desplome de éstos.

La tercera dimensión de un vehículo, su **longitud**, repercute en dos factores de proyecto importantes:

- La **distancia de adelantamiento**, ya que cuanto mayor longitud tenga el vehículo, más espacio empleará en efectuar adelantamientos, u otro vehículo en adelantarlo.
- El **sobreeancho** o anchura adicional con que se dota a una curva para facilitar el giro de los vehículos. Su valor se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$S = \frac{l^2}{2 \cdot R_h}$$

donde S es el sobreeancho de cada carril en m  
 l es la longitud de los vehículos en m  
 R<sub>h</sub> es el radio de la curva en m

Muy ligado a la longitud de un vehículo se encuentra el **radio de giro**, concepto que se estudiará posteriormente con mayor profundidad. Una mayor longitud comporta generalmente un mayor radio de giro.

En la siguiente tabla se hallan resumidas las dimensiones máximas autorizadas en España para las distintas categorías de vehículos. Cabe señalar la existencia de distintas longitudes condicionadas sin duda por el radio de giro de los distintos grupos de vehículos contemplados.

**T.2 Dimensiones máximas autorizadas**

Anchura máxima, incluida la carga	2,55 m.
Altura máxima, incluida la carga	4,00 m.
Longitudes máximas, incluida la carga	
Vehículos rígidos de motor	12,00 m.
Remolques	12,00 m.
Autobuses rígidos	15,00 m.
Vehículos articulados	16,50 m.
Autobuses articulados	18,00 m.
Trenes de carretera	18,75 m.
Conjuntos de vehículos	18,75 m.

Fuente: Código de Circulación Español

## El peso del vehículo y su transmisión al firme

Una vez más, son los **vehículos pesados** aquellos que van a condicionar el dimensionamiento de la calzada, ya que su elevado peso condiciona el espesor de las distintas capas que la conforman, y la presión de inflado de sus neumáticos afecta a la estabilidad de aquéllas más superficiales.

En la siguiente tabla, pueden observarse los pesos máximos autorizados en nuestro país:

T.3	Pesos máximos autorizados	
	Pesos máximos por eje en carga	
	Eje simple motor	10.000 kg.
	Eje simple no motor	11.500 kg.
	Pesos máximos de vehículos en carga	
	Vehículos rígidos de dos ejes	20.000 kg.
	Vehículos rígidos de tres ejes	26.000 kg.
	Vehículos rígidos de más de tres ejes	38.000 kg.
	Vehículos articulados	38.000 kg.

Fuente: Código de Circulación Español

La magnitud y distribución del peso del vehículo así como de la carga que transporta determina, junto con las características mecánicas de los neumáticos, la forma de transmisión de la totalidad de las cargas al firme. Estudiando la influencia de estos factores, se extraen las siguientes conclusiones:

- El **aplastamiento** del neumático es proporcional a la carga. Esta relación aplastamiento/carga se denomina rigidez del neumático, y su valor medio para neumáticos de baja presión es de 5 mm. por cada 100 kg.
- El neumático, debido a la deformabilidad del caucho, provoca esfuerzos de cizalladura; éstos son los responsables del desgaste de los neumáticos en las calzadas. Son además generadores de ruido.
- Para una misma carga, distintas presiones de inflado suponen un reparto diferente de las tensiones a lo largo de la superficie de contacto.
- La presión media aplicada sobre la calzada es constante y sensiblemente igual a la **presión de inflado** del neumático. Esto no es del todo cierto, aunque puede aplicarse esta simplificación para el cálculo de firmes.

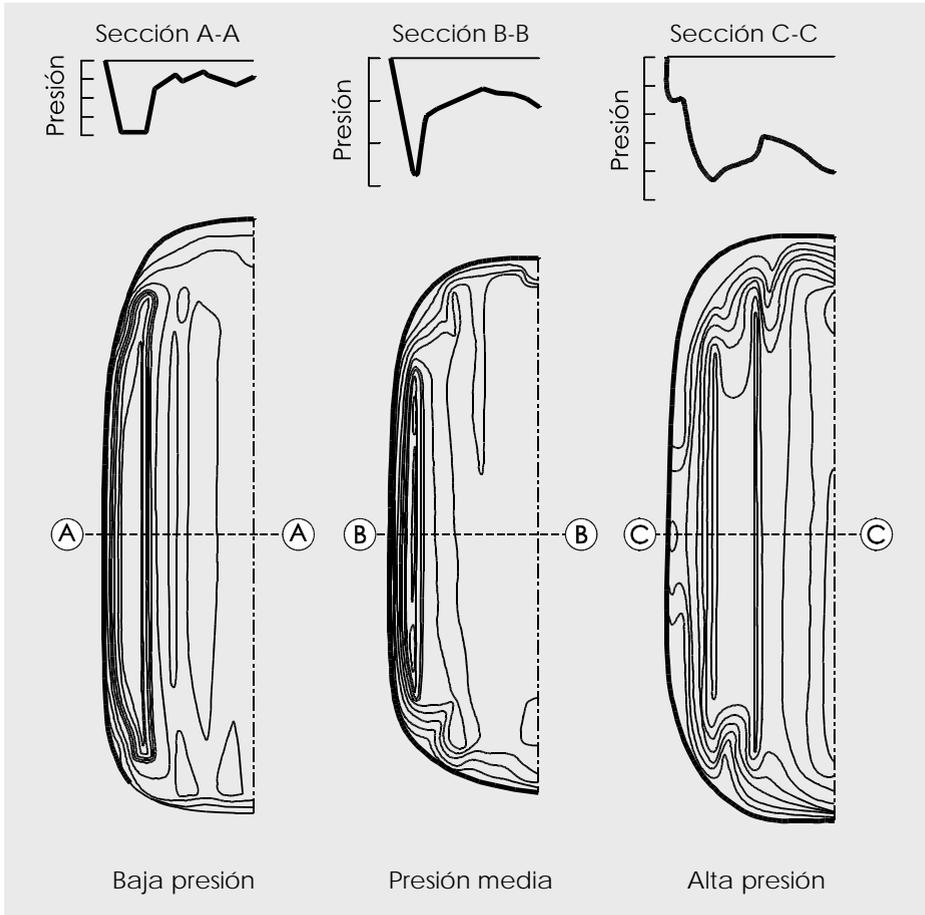


Fig. 3.3 – Distribución de tensiones en la superficie de contacto de un neumático para distintas presiones de inflado

- Puede calcularse de un modo aproximado el área de contacto entre el neumático y la vía. Suponiendo una carga máxima de 10 toneladas por eje (5 t. por neumático) y una presión de inflado alta, de 7 kg/cm<sup>2</sup>, se obtiene el siguiente resultado:

$$\Omega = \frac{N}{\sigma} = \frac{5.000}{7} = 715 \text{ cm}^2 \Rightarrow r = \sqrt{\frac{\Omega}{\pi}} \cong 15 \text{ cm}$$

Así, para este caso, la superficie de contacto del neumático con el firme puede asimilarse a un círculo de 15 cm. de radio, un valor recomendable. Los diferentes fabricantes de vehículos recomiendan una serie de presiones de inflado óptimas para cada uno de sus modelos en función de estos factores.

De cara al cálculo y dimensionamiento de firmes, es razonable considerar que la carga aplicada es de tipo **puntual**, lo cual facilita enormemente el cálculo sin apenas cometer desviaciones significativas.

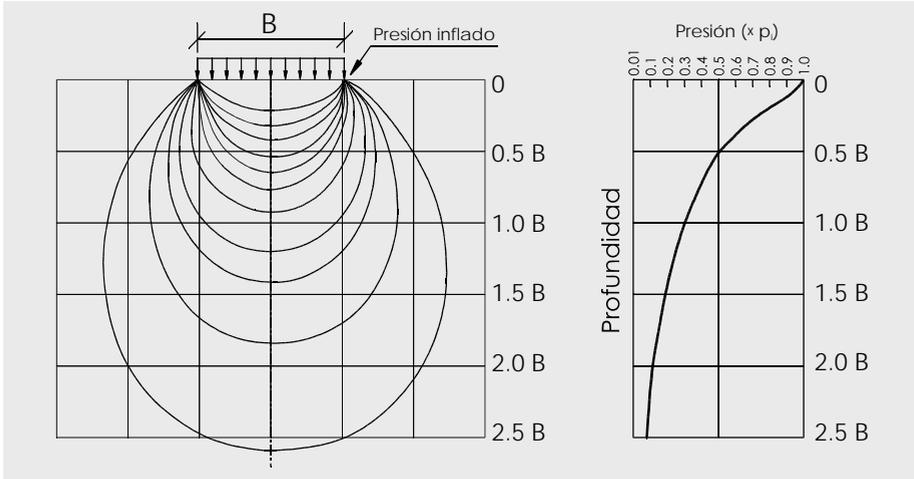


Fig. 3.4 – Bulbo de presiones resultante de la aplicación de una carga vertical y corte por su plano medio

Una mayor carga por eje acarreará una aumento del espesor de terreno afectado por la misma, mientras que una mayor presión de inflado conllevará un aumento de las tensiones transmitidas al terreno.

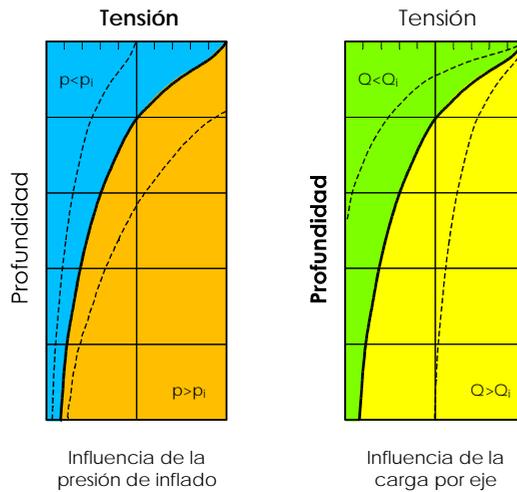


Fig. 3.5 – Influencia de la presión de inflado y la carga por eje en la distribución tensional del terreno

Por lo tanto, una mayor carga de proyecto exigirá un mayor espesor de la capa de firme para distribuir correctamente los esfuerzos. De esta afirmación se deduce que:

- El vehículo ligero no ejerce solicitaciones importantes en el firme.
- El vehículo pesado es el que somete a la carretera a mayores tensiones.

Cabe reseñar que dichas solicitaciones no crecen proporcionalmente a la carga aplicada, sino que lo hacen **exponencialmente**, debido a las características mecánicas del material que constituye el firme. Una consecuencia inmediata es el rápido acortamiento de la vida útil de la carretera en el caso de que circulen vehículos con cargas por eje superiores a las fijadas en proyecto.

Otro aspecto desfavorable es el continuo proceso de carga y descarga producido por el paso de vehículos, que produce la **fatiga** del material que conforma la calzada, acelerando el deterioro del firme.

### 2.3. Características cinemáticas

Una de las características consustanciales al vehículo es su **velocidad**; no se concibe el uso de un vehículo que no posea la capacidad de recorrer cierta distancia en un tiempo lo suficientemente corto. El vehículo, por tanto, aparte de ser un objeto material que ocupa un cierto espacio y posee una determinada masa, es un objeto que se halla en movimiento.

Dos son las características cinemáticas que resaltan en el momento de estudiar el comportamiento de los vehículos: la primera de ellas –su **radio de giro**– es consecuencia de la geometría del mismo, aunque también de su maniobrabilidad; la segunda tiene que ver con la capacidad que posee de variar su velocidad con mayor o menor rapidez, su **aceleración**.

#### Radio de giro

El radio de giro de un vehículo es una de las condiciones de movimiento importantes a la hora de diseñar las curvas, sobre todo en vías urbanas. Éste viene determinado por la anchura, la separación entre ejes, el máximo ángulo de giro de las ruedas delanteras y la longitud total del vehículo.

Genéricamente, se define **radio de giro** como el correspondiente a la circunferencia descrita por la rueda delantera del lado contrario a aquél hacia donde se gira. Este radio, o su correspondiente diámetro, es el que indican los fabricantes en sus catálogos, ya que permite conocer el espacio que requiere un vehículo para cambiar el sentido de la marcha –mediante un giro de 180º– sin efectuar ninguna clase de maniobra.

El conocimiento de los diversos radios de giro de los vehículos es imprescindible para cualquier clase de proyecto relacionado con el automóvil; por ello, siempre deben escogerse varios vehículos-tipo, de forma que sus dimensiones y radios de giro sean superiores a la mayoría de los vehículos existentes.

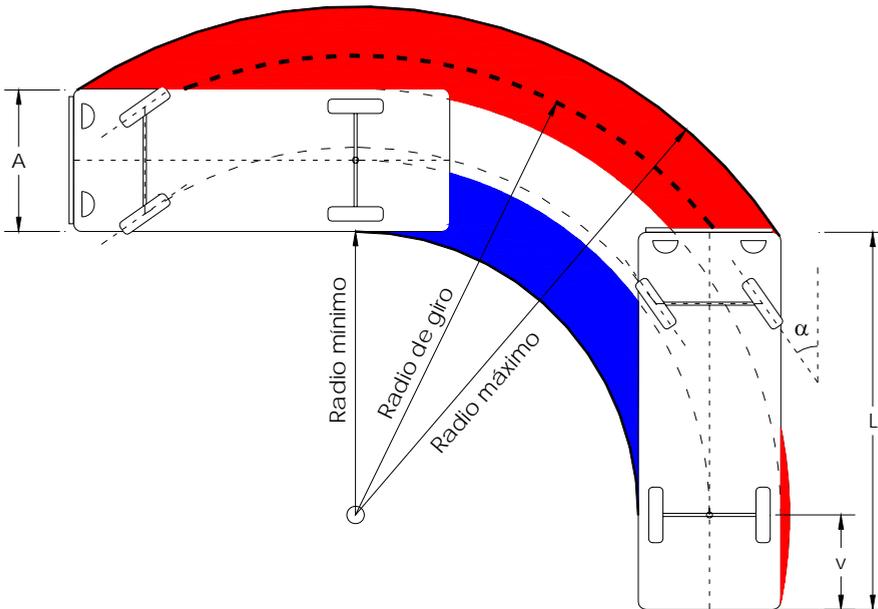


Fig. 3.6 – Radios de giro de un vehículo

Son de interés para el proyecto de carreteras los valores máximos y mínimos de los radios de las trayectorias circulares descritas por todas y cada una de las partes del vehículo. Así, el **valor mínimo** es de utilidad para conocer –en zonas urbanas- los radios que deben disponerse en las esquinas para permitir el giro de los vehículos.

El **sobreechancho** o anchura adicional con que se dota a una curva también se ve afectado por el radio de giro; entra entonces en acción el valor del **radio de giro estándar**, muy útil para determinar la zona más externa del vehículo que se halla en contacto con el firme. Los valores mínimos del radio de giro suelen oscilar alrededor de 5 metros para vehículos ligeros y de 9 metros para pesados.

Pero este sobreechancho cobra una gran importancia en zonas en las que el vehículo se halla limitado lateralmente por paredes o cuando se circula paralelamente a otros vehículos. En estos casos, no sólo debemos procurar que el vehículo esté en contacto con el firme en todo momento, sino que ninguna parte del mismo entre en contacto con cualquier tipo de obstáculo, bien sea un muro u otro coche. Es aquí cuando cobra importancia el valor del **radio de giro máximo**.

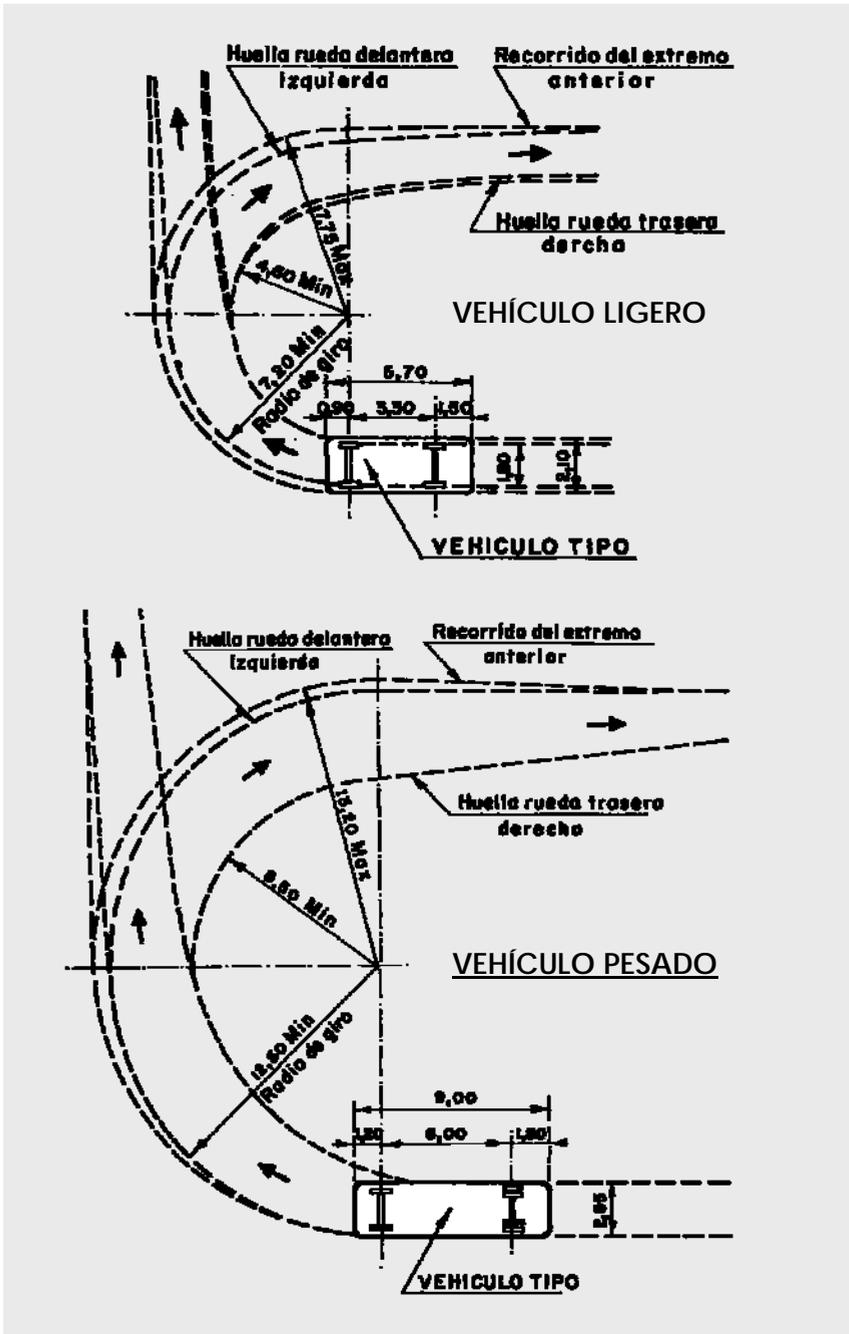


Fig. 3.7 – Trayectorias y radios de giro de diferentes vehículos rígidos (AASHTO)

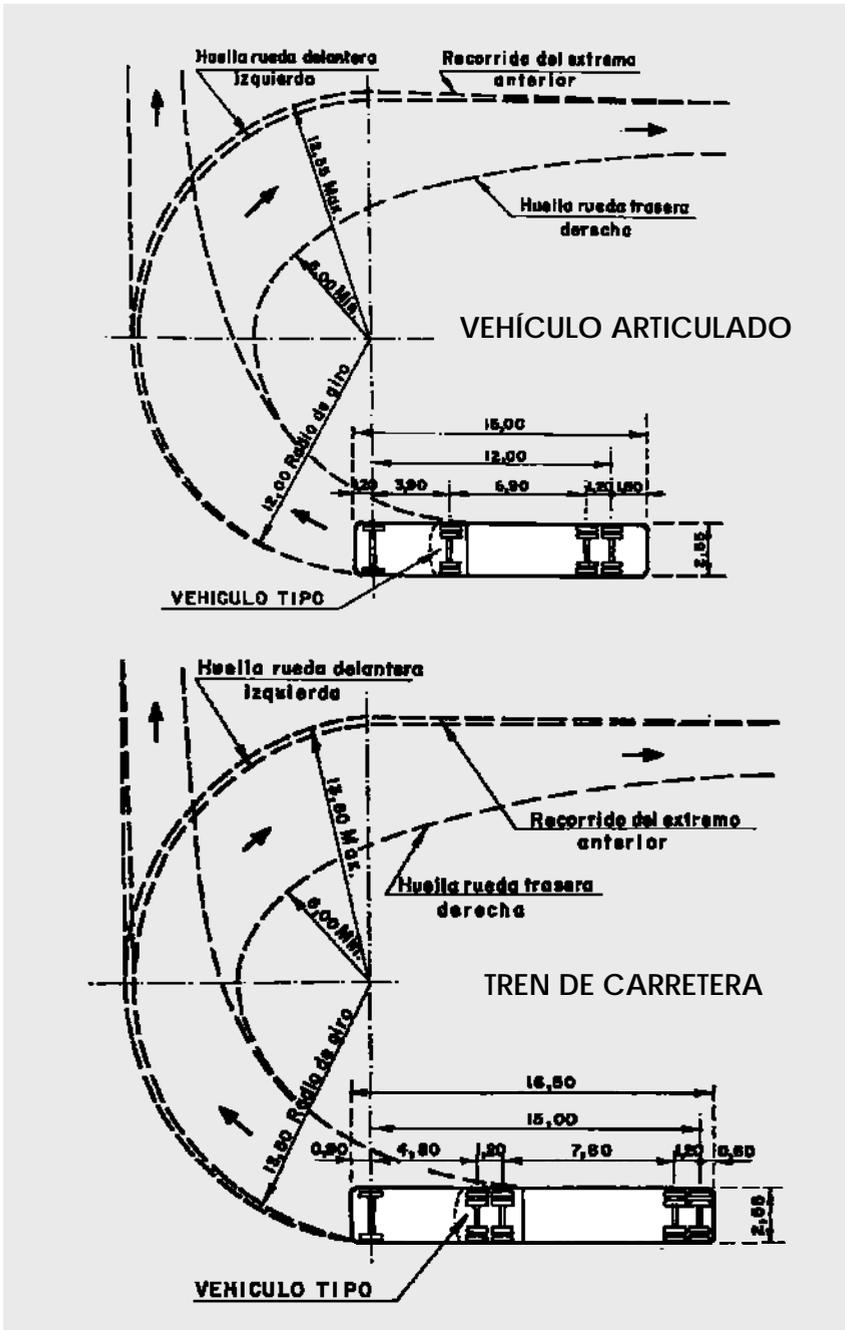


Fig. 3.8 – Trayectorias y radios de giro de vehículos largos (AASHTO)

Uno de los factores que por simplificación no se ha tenido en cuenta es la **transición** efectuada por el vehículo al girar progresivamente el volante para cambiar de dirección, lo que provoca una trayectoria más abierta que la anterior. Este factor debe estudiarse con mayor profundidad si se pretende proyectar un espacio cerrado destinado al paso de vehículos, como pudiera ser un garaje.

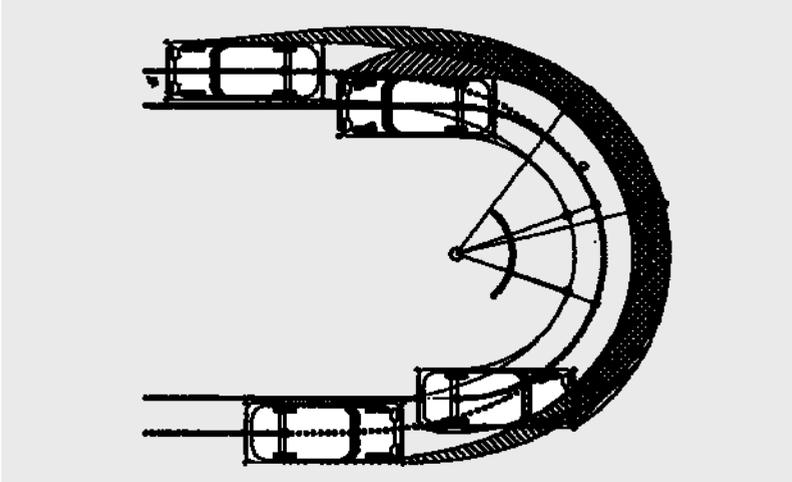


Fig. 3.9 – Trayectorias de giro de un vehículo con y sin transición

Por último, es importante recordar que no es conveniente ceñirse a los valores mínimos del radio de giro para el proyecto de infraestructuras viales, ya que obligan al conductor a efectuar maniobras ciertamente forzadas que, en lo posible, deben evitarse.

**T.4** **Radio de giro mínimos**

VEHÍCULO	DIMENSIONES (m)			RADIOS (m)			ANCHO
	L	A	v	Mín	Giro	Máx	
PEQUEÑO	3.80	1.65	0.56	3.13	4.45	5.77	2.64
MEDIANO	4.55	1.75	0.94	3.47	4.87	6.27	2.80
ESTÁNDAR	4.75	1.80	1.19	3.57	5.01	6.45	2.88
GRANDE	4.90	1.85	1.26	3.63	5.10	6.58	2.95
<i>RANCHERA</i>	5.48	1.98	1.37	3.93	5.51	7.09	3.16

Fuente: La geometría en el proyecto de aparcamientos (Sobreviela,1995)

## Aceleración y deceleración

La **capacidad de aceleración** de un vehículo depende de su peso, así como de las fuerzas externas a él que se oponen a su movimiento anteriormente mencionadas. Una adecuada aceleración aumenta la flexibilidad del vehículo dentro del tráfico del que forma parte.

A efectos de proyecto, pueden considerarse dos tipos de vehículos:

- Aquéllos cuya aceleración máxima posible es superior a la que pueden soportar con comodidad tanto el propio conductor como los pasajeros. En este caso, la aceleración a tener en cuenta será aquella que soporten los pasajeros sin incomodidad.
- Aquéllos cuya aceleración máxima posible es inferior a la máxima soportable, coincidiendo por tanto con la aceleración a considerar.

Teóricamente, la **deceleración máxima** que un vehículo puede alcanzar depende de diversos factores independientes del propio vehículo. Esto es fácilmente demostrable aplicando la segunda ley de Newton:

$$\sum F \geq m \cdot d$$

Al frenar, las únicas fuerzas que influyen son el **rozamiento** y la resistencia a la rodadura provocada por la existencia de **pendiente** en la vía,

$$P \cdot \alpha + P \cdot \mu_L \geq m \cdot d$$

$$P \cdot (\alpha + \mu_L) \geq m \cdot d$$

Despejando y simplificando, tendremos que:

$$d \leq \frac{P}{m} \cdot (\alpha + \mu_L)$$

$$d \leq g \cdot (\alpha + \mu_L)$$

siendo  $\alpha$  la pendiente de la vía y  $\mu_L$  el coeficiente de rozamiento longitudinal.

Superado este valor de deceleración, el vehículo desliza y el freno ya no tiene efecto. Se observa, por tanto, que la máxima deceleración depende de la pendiente de la vía y del coeficiente de rozamiento longitudinal entre el neumático y la carretera. Lógicamente, su valor también vendrá limitado por la voluntad del conductor, que es quien acciona el pedal del freno.

Generalmente, las deceleraciones que pueden medirse son mucho menores que la máxima alcanzable ya que, además de la incomodidad de esta última, resulta peligroso aproximarse a situaciones cercanas al deslizamiento.

**T.5 Rangos de aceleración y deceleración**

<b>ACELERACIÓN</b>	
Vehículos deportivos	3.5 a 4.5 m/s <sup>2</sup>
Turismos	0.9 a 2.2 m/s <sup>2</sup>
Pesados	0.3 a 0.7 m/s <sup>2</sup>
<b>DECELERACIÓN</b>	
Inicio del frenado	1.0 a 3.0 m/s <sup>2</sup>
Final del frenado	hasta 3.5 m/s <sup>2</sup>
Umbral de comodidad	4.5 m/s <sup>2</sup>
Frenado de emergencia	6.0 m/s <sup>2</sup>

Una aplicación inmediata de esta característica de los vehículos es un primer tanteo aproximativo para determinar las longitudes de los carriles de aceleración y deceleración que facilitan la incorporación y salida de vías de alta velocidad.

**E.1 Cálculo de vías de aceleración y deceleración**

**Supongamos que se pretende proyectar un carril de aceleración y otro de deceleración para enlazar una autopista con una velocidad de proyecto de 120 km/h. con una carretera local de velocidad específica 60 km/h. Atendiendo a la anterior tabla, ¿qué longitud mínima debería poseer cada uno de estos carriles?**

La resolución de este problema –prescindiendo del efecto de la pendiente de la vía- se basa en la aplicación de las ecuaciones del movimiento rectilíneo uniformemente acelerado:

$$\left. \begin{aligned} v &= v_0 + at \\ s &= v_0t + \frac{1}{2}at^2 \end{aligned} \right\} v^2 = v_0^2 + 2as$$

De esta expresión, donde la aceleración (a), la distancia (s) y las velocidades inicial (v<sub>0</sub>) y final (v), podemos obtener la longitud mínima necesaria para ambos carriles:

$$s = \frac{v^2 - v_0^2}{2a}$$

Como la vía que va a proyectarse va a ser empleada por un amplio rango de vehículos, deben tenerse en cuenta los rangos de aceleración y deceleración de cada uno de ellos. También debemos aperecernos de que

la velocidad de proyecto de la vía sólo serán capaz de alcanzarla los vehículos ligeros, ya que los pesados no pasarán –en el mejor de los casos- de 80 km/h. Por lo tanto, es conveniente calcular las máximas distancias necesarias para cada tipo de vehículos –ligeros y pesados- y emplear la mayor de ellas.

**Cálculo de la longitud de la vía de aceleración:** Emplearemos la máxima velocidad de proyecto en ambas vías –120 y 60 km/h.- ya que, aunque lo normal es que los vehículos no circulen a esa velocidad, es la situación de velocidades más desfavorable siempre que se mantenga constante la diferencia entre ambas.

Consultando la tabla T.5, vemos que una aceleración aceptable para vehículos ligeros es  $1.3 \text{ m/s}^2$  (equivale a ponerse de 0 a 100 km/h en 20 s.); en el caso de los vehículos pesados, este valor desciende a  $0.4 \text{ m/s}^2$ . Aplicando las condiciones anteriormente descritas, obtendremos:

$$s_L = \frac{\left[ \frac{120}{3.6} \right]^2 - \left[ \frac{60}{3.6} \right]^2}{2 \cdot 1.3} = 320 \text{ m.}$$

$$s_p = \frac{\left[ \frac{80}{3.6} \right]^2 - \left[ \frac{60}{3.6} \right]^2}{2 \cdot 0.3} = 360 \text{ m.}$$

Así pues, la longitud mínima del carril de aceleración será de 360 m.

**Cálculo de la longitud de la vía de deceleración:** Aunque la transición se realice entre una vía de velocidad específica de 120 km/h hacia otra de 60, debe considerarse –por motivos de seguridad- la posibilidad de detener totalmente el vehículo. Así pues, efectuaremos dos supuestos:

(a) **Incorporación a la vía en condiciones normales:** si consideramos una deceleración media de  $2.5 \text{ m/s}^2$ , la longitud de la vía de deceleración será:

$$s_a = \frac{\left[ \frac{60}{3.6} \right]^2 - \left[ \frac{120}{3.6} \right]^2}{2 \cdot (-2.5)} = 166.6 \text{ m.} \approx 167 \text{ m.}$$

(b) **Frenado de emergencia en condiciones especiales:** aunque la deceleración para este tipo de situaciones sea de  $6 \text{ m/s}^2$  según la tabla, emplearemos como deceleración media  $4.5 \text{ m/s}^2$ , al aumentar ésta gradualmente desde el inicio hasta el final de la acción de frenada:

$$s_b = \frac{0 - \left[ \frac{120}{3.6} \right]^2}{2 \cdot (-4.5)} = 123.45 \text{ m.} \approx 123 \text{ m.}$$

Por tanto, la longitud mínima de este carril será de 167 m.

## 2.4. Características dinámicas

El movimiento de un vehículo se produce como resultado de la acción de una serie de **fuerzas** sobre él. Al esfuerzo tractor del motor, además de los rozamientos internos, se oponen diversas fuerzas, a saber:

- La fuerza de interacción entre neumático y carretera, que se traduce en el **coeficiente de resistencia al deslizamiento** (CRD), que estudiaremos en profundidad más adelante.
- La resistencia al aire, que depende del tamaño, forma y velocidad del vehículo considerado.
- La debida a la inclinación de la vía, pudiendo ser favorable o desfavorable, en función de que se trate de una pendiente o una rampa, respectivamente.

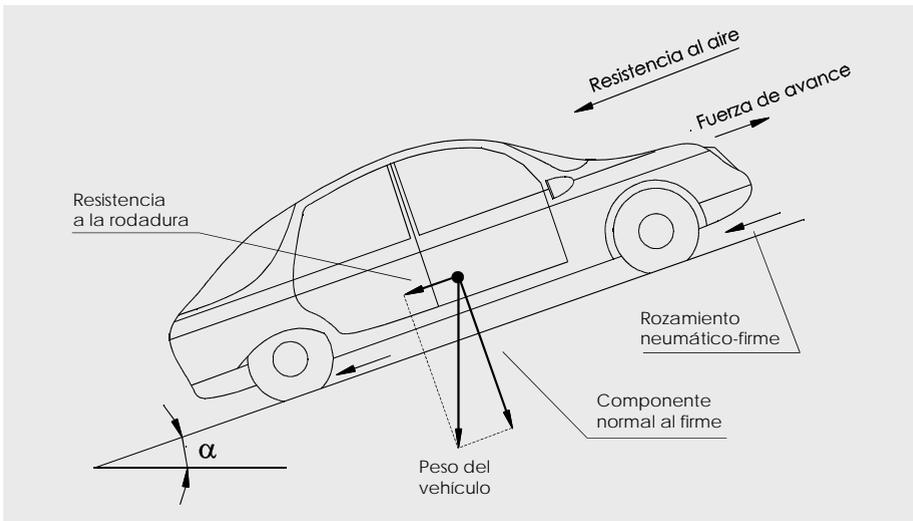


Fig. 3.10 – Principales fuerzas que actúan sobre un vehículo

### Resistencia al aire

Suponiendo un régimen permanente de circulación de aire, afectará al vehículo de dos formas diferentes:

- La componente paralela a la dirección del movimiento del vehículo ejercerá una fuerza favorable o desfavorable, y que afectará directamente a sus capacidades de aceleración y deceleración, aumentando una y disminuyendo la otra, según el caso en que se encuentre.
- La componente transversal ejercerá un empuje lateral constante que obligará al conductor a girar el volante en sentido contrario a donde sopla el viento.

Se observa que el comportamiento del vehículo es muy distinto cuando se encuentra sometido a fuerzas aplicadas bruscamente, como son las ráfagas de viento. Circulando por carretera, pueden encontrarse grandes diferencias entre una sección y otra del firme en cuanto a lo que a dirección e intensidad del viento se refiere. Estas variaciones pueden registrarse mediante anemómetros y veletas.

Cuantitativamente, la resistencia al aire obedece a la siguiente expresión:

$$R_v = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C \cdot A \cdot V^2$$

donde  $\rho$  es la densidad del aire

$C$  es el coeficiente aerodinámico del vehículo

$A$  es el área de la sección transversal del vehículo

$V$  es la velocidad relativa del vehículo respecto al aire

El parámetro  $C$  varía desde 0,5 para coches de líneas aerodinámicas hasta 0,8 para la mayoría de los camiones; excepcionalmente, puede alcanzar valores de hasta 1,5 para vehículos que transporten cargas muy voluminosas. La sección transversal de un vehículo varía desde los 2 m<sup>2</sup> en turismos hasta los 5-8 m<sup>2</sup> en camiones.

## Resistencia a la rodadura

La resistencia debida a la inclinación de la vía no es más que la componente paralela a la vía del peso del vehículo. Como se observa en la **Figura 3.10**, ésta sólo depende de la masa del vehículo y de la inclinación de la vía:

$$F_\alpha = P \cdot \text{sen } \alpha = mg \cdot \text{sen } \alpha$$

Como las pendientes en carreteras no superan el 10%, se puede aproximar el seno del ángulo a su valor, es decir,  $\text{sen } \alpha \approx \alpha$ . Por tanto, podríamos reescribir la resistencia a la rodadura como:

$$F_\alpha = P \cdot \alpha$$

Este valor puede llegar a cobrar gran importancia en vehículos de gran tonelaje y en rampas muy elevadas.

Un fenómeno que va aparejado a la existencia de rampas es la **variación de la velocidad** del vehículo a medida que se recorren. Se han ideado una serie de modelos matemáticos y empíricos que tratan de explicar esta reducción –o aumento- de velocidad en las rampas, que llegan a la conclusión de que la velocidad varía en una primera instancia, estabilizándose una vez recorridos unos cientos de metros.

Esta variación de velocidad está íntimamente relacionada con la aparición de la fuerza anteriormente mencionada y con la relación peso/potencia del vehículo, acentuándose en los vehículos pesados. Para evitar congestiones en estos tramos de

subida, suelen habilitarse carriles especiales (**vías lentas**) obligatorios para este tipo de vehículos.

La Instrucción de Carreteras presenta una tabla de similares características, diferenciando entre la pérdida de velocidad o deceleración producida al subir una rampa y la ganancia de velocidad o aceleración producida al descender por una pendiente:

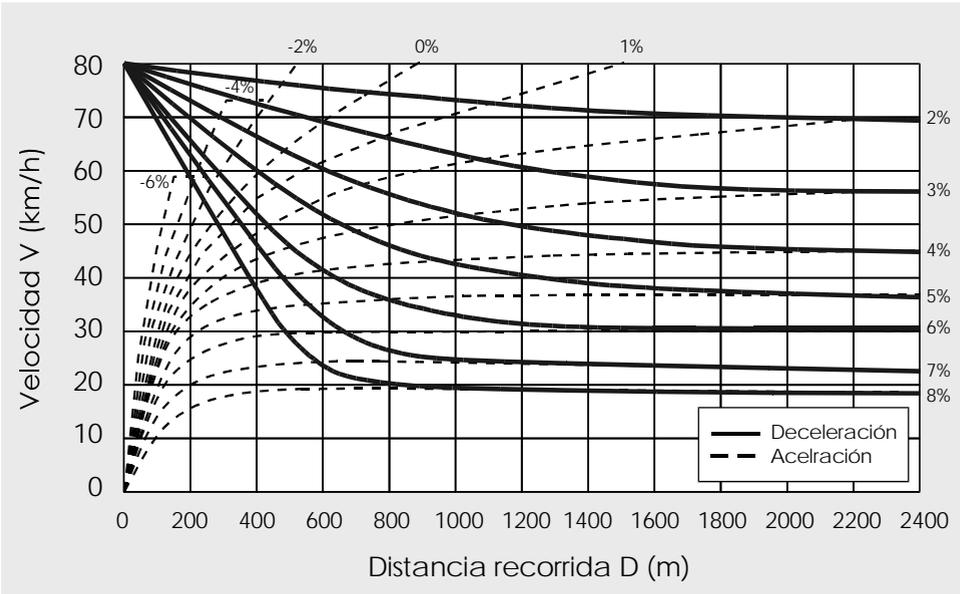


Fig. 3.11 – Variación de la velocidad en vehículos pesados (Norma 3.1-IC)

## 2.5. Coeficiente de resistencia al deslizamiento (CRD)

El coeficiente de resistencia al deslizamiento o **CRD** se define como la relación existente entre la fuerza horizontal y la vertical a la que se halla sometido un cuerpo en contacto con un plano horizontal. Su valor depende de varios factores:

- La textura del firme y su estado.
- La presencia de agua o hielo en el pavimento, que puede dar lugar al fenómeno del **aquaplaning** o hidropneumático, producido al no poder evacuar el neumático todo el caudal de agua que entra en él.
- La presión de inflado del neumático, así como su estado de desgaste.
- La velocidad a la que circule el vehículo.

- La **dirección** considerada: paralela o perpendicular a la dirección del movimiento del vehículo, existiendo un coeficiente de rozamiento **longitudinal**,  $\mu_L$ , y otro **transversal**,  $\mu_T$ .

Empíricamente, se ha comprobado que el coeficiente de rozamiento longitudinal suele oscilar entre 0.80 y 1 en firme seco, valor que se presume muy alto; los avances tecnológicos en el diseño de neumáticos y las nuevas mezclas y procedimientos de construcción de firmes consiguen día a día aumentar estos valores. Por su parte, el coeficiente de rozamiento transversal es del orden de la tercera parte del longitudinal.

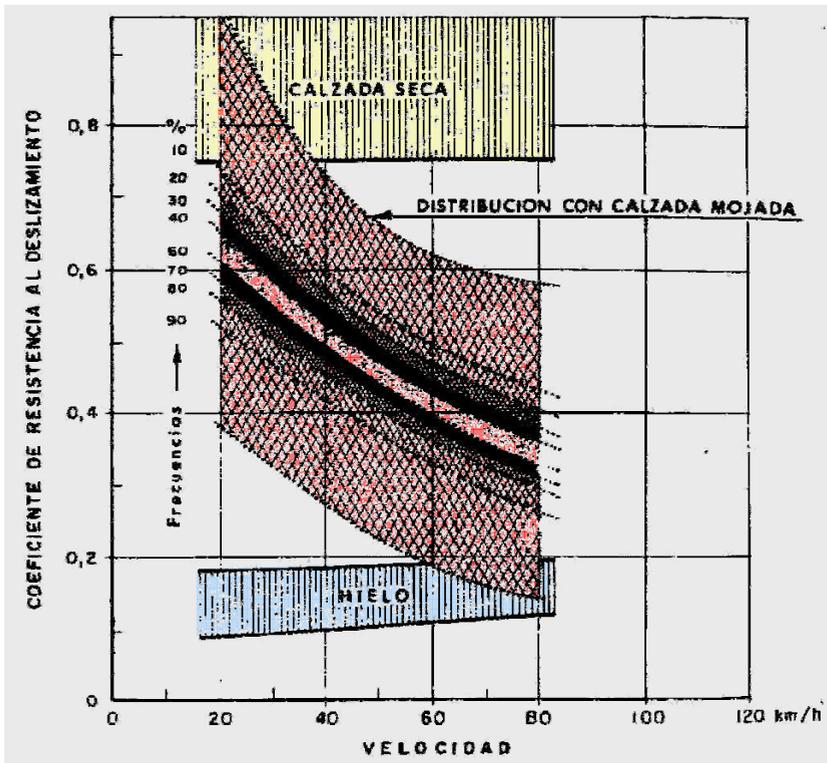


Fig. 3.12 – Distribución modal de los coeficientes de resistencia al deslizamiento longitudinales según estudio realizado por la Universidad Técnica de Berlín

El CRD varía además en función del tiempo; la capa de rodadura una vía sometida a altas intensidades de tráfico se verá sometida a continuas tensiones rasantes que, poco a poco, irán desgastando y puliendo las caras angulosas de los áridos que la componen, con la consiguiente disminución de su adherencia. Esta merma –inapreciable en firmes secos– se hace patente cuando el firme se halla mojado.

Por su parte, la Instrucción de Carreteras se muestra lógicamente más conservadora y emplea una curva situada en el dominio de alta probabilidad del firme mojado en la anterior gráfica:

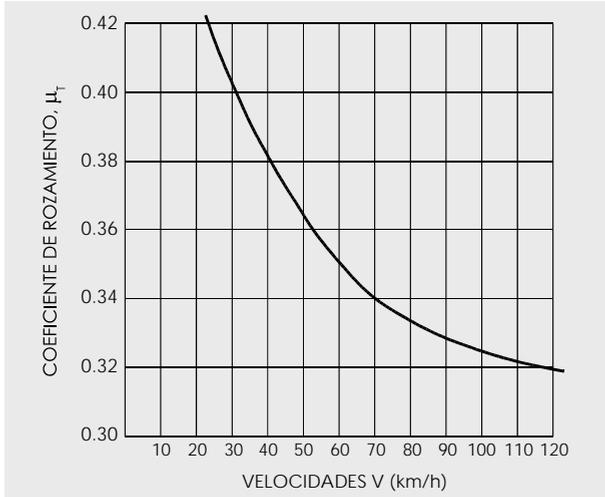


Fig. 3.13 – Coeficientes de rozamiento longitudinales (Norma 3.1-IC)

### Determinación del CRD

Existen diversos métodos para la determinación del coeficiente de resistencia al deslizamiento entre neumático y carretera, destacando los siguientes:

- (a) **Deslizógrafo:** Su funcionamiento se basa en la aplicación directa de la definición de coeficiente de rozamiento. Se compone de un vehículo tractor que circula a una velocidad constante, al que se acopla un remolque cuya carga puede variarse, y en el que se halla el neumático a ensayar. Un **dinamómetro** es el encargado de registrar el esfuerzo horizontal necesario para provocar el deslizamiento.

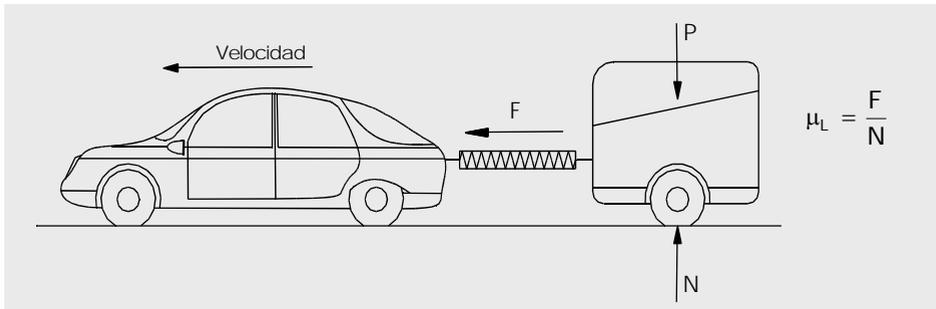


Fig. 3.14 – Representación esquemática de un deslizógrafo

- (b) Texturómetro S.C.R.I.M.: Bajo estas siglas se esconde la Sideway-force Coefficient Routine Investigation Machine, máquina empleada por el T.R.R.L. del Reino Unido para la determinación de los coeficientes de rozamiento longitudinal y transversal. Montada sobre un remolque, se halla una rueda lisa inclinada  $20^\circ$  respecto al eje del vehículo, permanentemente mojada por un difusor situado en la parte delantera, a la que se hallan conectados unos sensores que realizan una medida permanente. La velocidad de ensayo suele ser de 50 a 80 km/h, según el tipo de vía.

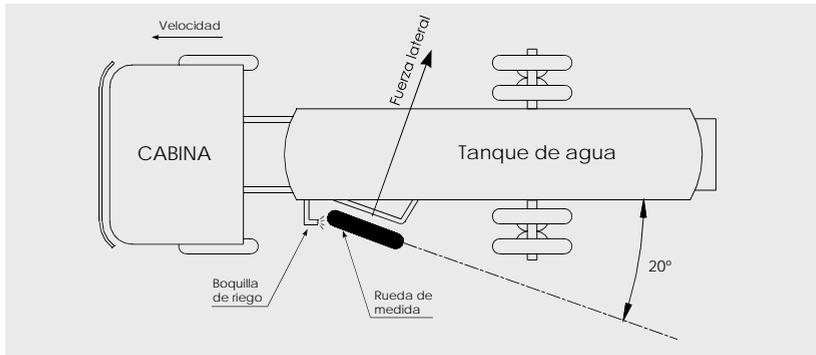


Fig. 3.15 – Representación simplificada de la máquina S.C.R.I.M. del T.R.R.L.

- (c) Péndulo de fricción: A diferencia de los anteriores métodos de medida, el péndulo de fricción no emplea métodos de interacción directa con la vía; básicamente consiste en un péndulo que lleva en su extremo una pieza de goma o caucho que se deja caer desde una altura determinada, recorriendo sobre la muestra de pavimento sometida a ensayo una determinada distancia –en la que pierde parte de su energía potencial inicial- para volver a elevarse a una altura menor de la inicial. Durante esta subida, el péndulo arrastra una aguja que muestra el valor del coeficiente de rozamiento.

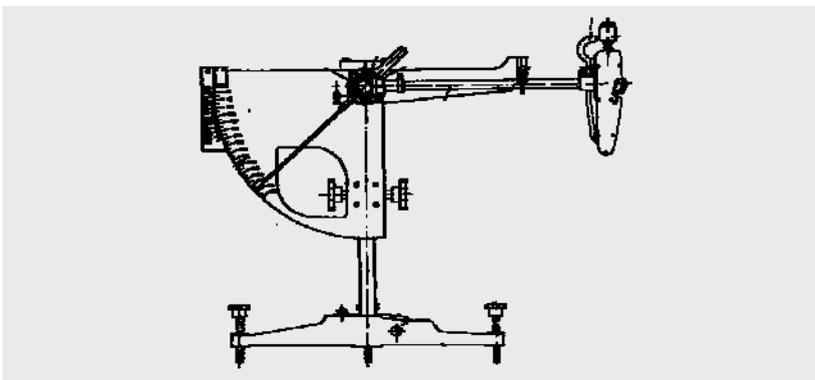


Fig. 3.16 – Péndulo de Leroux o de fricción empleado por el Road Research Laboratory

Los coeficientes obtenidos por los distintos métodos explicados presentan diferencias apreciables, e incluso con un mismo aparato se obtienen diferentes resultados; esto es explicable dado el gran número de variables que intervienen en su determinación, y a la gran dificultad de controlar todas y cada una de ellas.

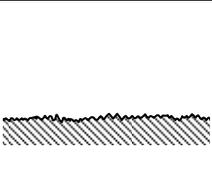
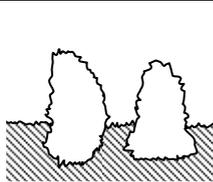
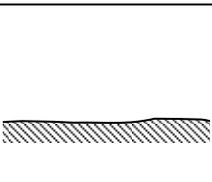
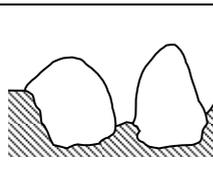
Ante esta aparente **dispersión de resultados**, podemos resignarnos a adoptar bajos coeficientes de resistencia al deslizamiento tal y como predica la instrucción española o basarnos en los resultados empíricos que proporcionan diversas situaciones –como las marcas de frenado- en las carreteras que conforman la red viaria.

### Textura superficial

La **textura** de un firme es uno de los factores más influyentes en el valor del CRD. Un firme con áridos formados por minerales duros y poco friables (pulibles) proporcionará al neumático una mayor adherencia que otro que no los posea. Asimismo, los firmes contruidos con mezclas abiertas –más porosos- tienen una mayor resistencia al deslizamiento que aquéllos cuyas irregularidades superficiales son menores.

Puede establecerse una clasificación de los distintos tipos de firme en función de su textura, tanto macroscópica como microscópica:

- Macrotextura: En función de la superficie de rodadura, puede ser lisa o rugosa.
- Microtextura: En función de la superficie de los áridos que lo componen, pudiendo ser pulidos o rugosos.

		MACROTEXTURA	
		LISA	RUGOSA
MICROTEXTURA	ÁSPERA		
	PULIDA		

El conocimiento de las irregularidades del firme puede indirectamente dar una idea del CRD que presentará el mismo a altas velocidades de circulación. Uno de los métodos actualmente más empleados para la estimación de dicho coeficiente es el **método del círculo de arena**, mediante el que se calcula la profundidad media de las irregularidades superficiales.

Básicamente, este método se basa en extender un volumen conocido de arena fina de granulometría uniforme –generalmente 50 cm<sup>3</sup>– quedando enrasada con los picos más salientes y procurando que forme una figura de área conocida, normalmente un círculo. Mediante una simple división entre el volumen extendido y el área ocupada puede obtenerse la profundidad media.

Fruto de los estudios realizados por el Road Research Laboratory británico es la expresión que relaciona el CRD a 50 km/h y a 130 km/h con la profundidad media (h) expresada en milímetros:

En pavimentos bituminosos,

$$\frac{\mu_{50} - \mu_{130}}{\mu_{50}} = 0.40 - 0.60 \cdot h$$

En pavimentos de hormigón,

$$\frac{\mu_{50} - \mu_{130}}{\mu_{50}} = 0.60 - 0.75 \cdot h$$

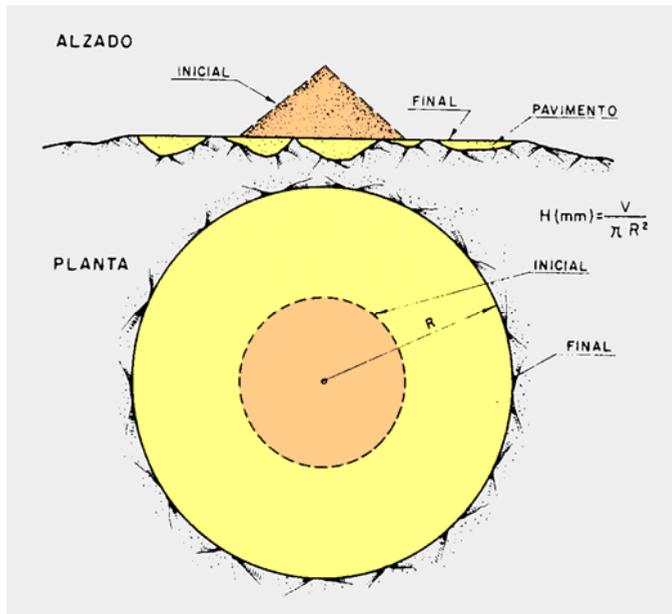


Fig. 3.17 – Ensayo del círculo de arena (NLT-335)

En vías con circulación de vehículos a alta velocidad es conveniente que la profundidad de las irregularidades sea superior a 1 mm. Sin embargo, una textura excesivamente rugosa puede generar una excesiva cantidad de ruido, molesto tanto para el conductor del vehículo como para los habitantes de la zona. Como de costumbre, la misión del ingeniero es buscar una solución de compromiso entre ambos extremos.

## 2.6. Distancias de reacción, frenado y parada

Uno de los conceptos más importantes a tener en cuenta es el de la distancia que tarda en detenerse un vehículo ante la aparición de cualquier obstáculo o situación en la vía por la que circula. La distancia total recorrida por el vehículo depende de varios factores:

- El tiempo de reacción del conductor del vehículo.
- La velocidad a la que circula dicho vehículo.
- El coeficiente de rozamiento del neumático sobre la carretera o, en su caso, la deceleración admisible.
- La inclinación de la vía por la que circula.

Esta longitud, llamada **distancia de parada**, puede descomponerse en dos sumandos claramente diferenciados: la distancia de reacción y la distancia de frenado:

$$D_p = D_R + D_F$$

Se define la **distancia de reacción** como la recorrida por el vehículo desde que aparece el obstáculo sobre la vía hasta que el conductor obra en consecuencia. Físicamente, no es más que el espacio recorrido durante el tiempo de reacción:

$$D_R = T_R \cdot V$$

La **distancia de frenado**, en cambio, es la recorrida desde que se acciona el freno hasta que el vehículo se detiene. Su expresión puede obtenerse fácilmente aplicando el principio de conservación de la energía:

Energía cinética del vehículo = Energía potencial + Disipación por rozamiento

$$\frac{1}{2} \cdot m \cdot V^2 = m \cdot g \cdot z + F_R \cdot D_F$$

Como ya se vio en el apartado 2.4., la fuerza de rozamiento puede expresarse como:

$$F_R = \mu_L \cdot N = \mu_L \cdot P \cdot \cos\alpha = \mu_L \cdot P = m \cdot g \cdot \mu_L$$

Suponiendo una pendiente  $i$  de pequeño valor, la aproximación realizada es totalmente válida. Del mismo modo, la diferencia de altura  $z$  será igual a:

$$z = D_F \cdot \operatorname{tgi} = D_F \cdot i$$

Así, sustituyendo en la expresión inicial quedará que:

$$\frac{1}{2} \cdot m \cdot V^2 = m \cdot g \cdot D_F \cdot i + m \cdot g \cdot \mu_L \cdot D_F = D_F \cdot m \cdot g \cdot (\mu_L + i)$$

Simplificando y despejando  $D_F$ :

$$D_F = \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot (\mu_L + i)}$$

siendo  $V$  la velocidad del vehículo

$g$  la aceleración de la gravedad

$\mu_L$  el coeficiente de rozamiento longitudinal

$i$  la pendiente de la vía

Podemos ahora reescribir la expresión de la distancia de parada sustituyendo los valores correspondientes a sus dos sumandos:

$$D_P = T_R \cdot V + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot (\mu_L + i)}$$

Como conclusión de este apartado, debe recordarse que la distancia de parada establece el límite entre la colisión y la no colisión de un vehículo; es, por consiguiente, un dato muy a tener en cuenta en el proyecto de carreteras.

## 2.7. Estabilidad del vehículo en las curvas

El comportamiento de un vehículo al tomar una curva es, como consecuencia del sistema de fuerzas actuantes sobre el mismo, más inestable que cuando se halla circulando por línea recta.

La principal diferencia entre ambas situaciones es la aparición en el primer caso de una **fuerza centrífuga**; esta fuerza ficticia no es más que consecuencia de la Ley de inercia (1ª ley de Newton), ya que al tomar la curva el vehículo se halla constantemente cambiando su dirección. Para contrarrestar dicho efecto, se dota a la curva de un peralte o inclinación transversal.

Las fuerzas actuantes, descompuestas convenientemente, serán las siguientes:

$$F_C = m \cdot \frac{V^2}{R} \cos \beta \approx m \cdot \frac{V^2}{R}$$

$$F_p = P \cdot \operatorname{sen} \beta \approx P \cdot p = m \cdot g \cdot p$$

$$F_R = P \cdot \mu_T \cdot \cos \beta \approx P \cdot \mu_T = m \cdot g \cdot \mu_T$$

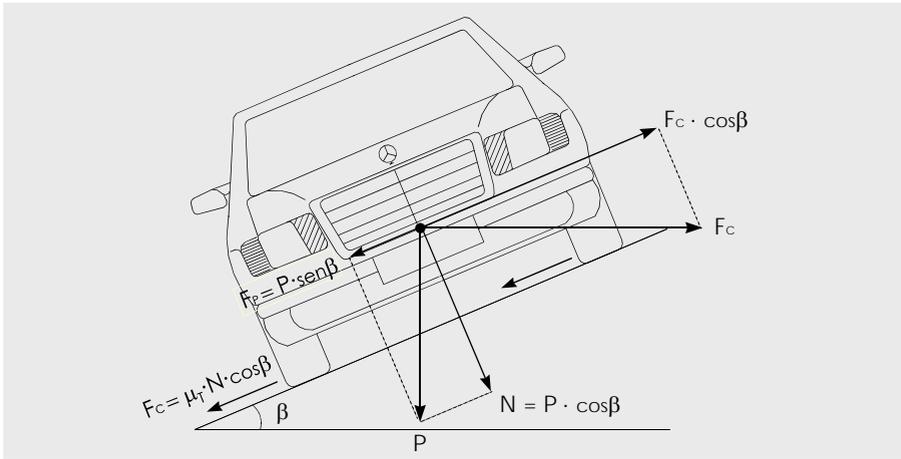


Fig. 3.18 – Estado de fuerzas sobre el vehículo al tomar una curva

Aplicando la ecuación de equilibrio del sistema:

$$F_c = F_p + F_R$$

$$m \cdot \frac{V^2}{R} = m \cdot g \cdot p + m \cdot g \cdot \mu_T$$

Simplificando y despejando la **aceleración normal**, se obtiene el siguiente resultado:

$$\frac{V^2}{R} = g \cdot (p + \mu_T)$$

- siendo  $V$  la velocidad del vehículo
- $R$  el radio de la curva
- $g$  la aceleración de la gravedad
- $\mu_T$  el coeficiente de rozamiento transversal
- $p$  el peralte de la curva

### 3. EL PEATÓN Y SU INTERACCIÓN CON LA VÍA

En **zonas urbanas**, la mayoría de las calles son utilizadas conjuntamente por peatones y vehículos. Fuera de ellas, el tráfico de peatones disminuye considerablemente, aun estando permitido en todas las vías a excepción de las autopistas.

El comportamiento de este colectivo es si cabe aún más impredecible que el de los vehículos ya que, salvo que perciba situaciones de evidente peligro, el peatón

tenderá a hacer lo más corto posible su recorrido, atajando allá donde sea posible, aun infringiendo las normas de circulación vial.

Se ha comprobado estadísticamente que la máxima distancia admitida por el peatón para desplazarse sin usar ninguna clase de vehículo es de 300 m., dato a tener en cuenta en el proyecto de infraestructuras propias para su uso.

La velocidad media de un peatón es –dependiendo de las circunstancias- de 70 a 80 m/min., es decir, entre 4 y 5 km/h. Esta gran diferencia con respecto a las velocidades de los vehículos hace necesaria la separación física de ambas corrientes de circulación para preservar a los primeros; aún así, la mejor arma para disminuir la accidentalidad es una buena **educación vial**.

### 3.1. Infraestructuras peatonales

Los peatones son sin duda alguna el elemento más frágil de todos los que conforman el tráfico; por ello, es necesario dotarlos de infraestructuras especiales que los salvaguarden de los vehículos que circulan por la vía. Las más comunes son:

- (a) **Aceras:** Zonas elevadas de la calzada dispuestas de forma longitudinal y destinadas única y exclusivamente a la **circulación** de peatones. Su ancho mínimo –muchas veces no respetado- debe ser de 3 a 3,5 m. en zonas urbanas, y en ningún caso menor de 2 m.
- (b) **Refugios:** Zonas de la acera destinadas a la **acumulación** de peatones que se hallan en situación de espera para efectuar un cruce. Deben dimensionarse adecuadamente para evitar aglomeraciones. Entran dentro de esta categoría las isletas y medianas.
- (c) **Pasos a nivel:** Zonas que habilitan el **paso** a los peatones, caracterizadas por la coincidencia del plano de circulación de peatones y vehículos. Son los más aceptados y utilizados por el peatón lo que, unido a su bajo coste, los convierte en los más numerosos.



Fig. 3.19 – Paso de cebra y semáforos

De ellos, los más empleados habitualmente son:

- Pasos cebra: Zonas de la calzada convenientemente señalizadas destinadas al paso preferencial de peatones. Su eficacia depende de un buen emplazamiento, una señalización y preseñalización adecuada y del nivel de educación vial que tengan tanto conductores como los propios peatones.
  - Semáforos: Pueden ir acompañados de pasos cebra, pudiendo hallarse tanto regulando una intersección –en cuyo caso esa sería su principal misión- o servir únicamente para permitir el paso a los peatones. Son más caros, aunque más eficaces que los anteriores.
- (d) Pasos a desnivel: Su fundamento es el **desvío** de la circulación de peatones, bien por encima del plano de circulación de los vehículos (pasos superiores), bien por debajo (pasos inferiores):
- Pasos superiores: Son estructuras que se elevan por encima de la vía, cruzándola generalmente de forma transversal. Tradicionalmente denominadas “pasarelas”, tienen el gran inconveniente de poseer un importante desnivel con respecto al nivel de la acera, superior a los 5 m., condicionado por el gálibo de carreteras. Se proyectan para resistir sobrecargas de hasta 400 kg/m<sup>2</sup>.
  - Pasos inferiores: Estos pasos son menos exigentes en cuanto a desnivel se refiere, aunque se debe dejar un mínimo que permita el tránsito de peatones –2,50 m. como mínimo-. Tres son sus principales desventajas: la



Fig. 3.20 – Pasarela peatonal de acceso a la Playa del Postiguet (Alicante)

excesiva carga que deben soportar las vigas –unos 2.000 kg/m<sup>2</sup>–, su elevado coste y la potencialidad de convertirse en un foco de insalubridad, delincuencia y marginalidad si no se dota del suficiente mantenimiento.



Fig. 3.21 – Accesos a un paso peatonal inferior

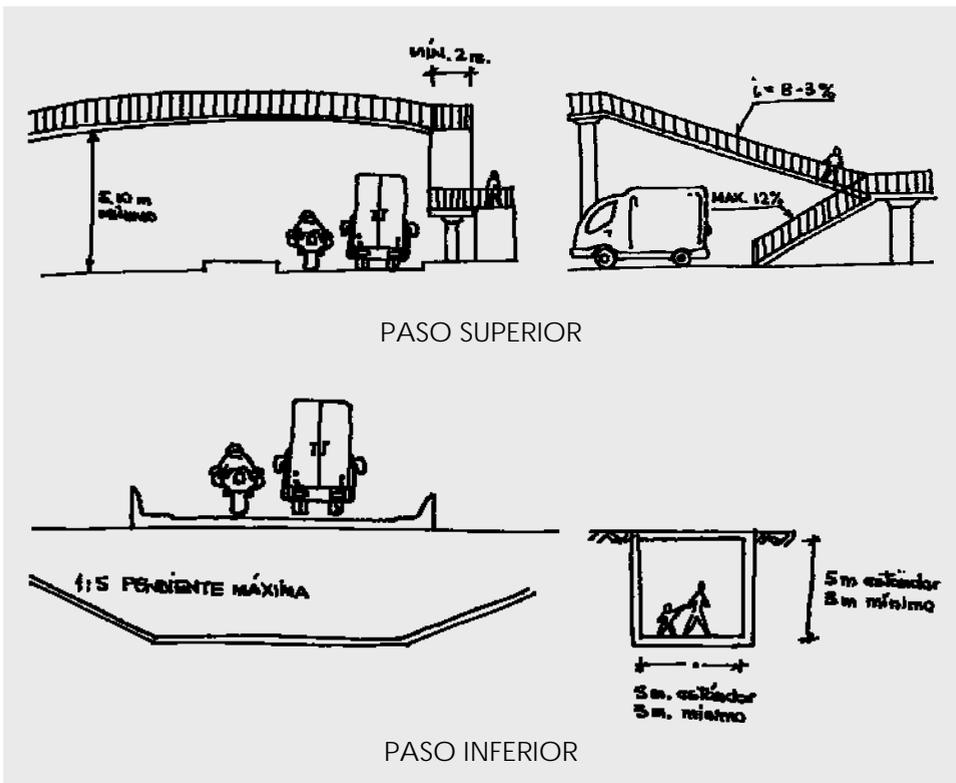


Fig. 3.22 – Dimensiones mínimas recomendadas para pasos superiores e inferiores



# 04

## REDES VIARIAS

Se denomina **red viaria** al conjunto de caminos y carreteras que existen en un área determinada –una ciudad, una región, una nación- y que permite el desplazamiento de los vehículos entre dos puntos de la misma, enlazando además dicha región con el resto de vías exteriores que la circundan. Básicamente, se pueden diferenciar dos grandes tipos de redes: las redes viarias urbanas y las interurbanas.

Existen notorias diferencias entre ambas redes: en las **redes interurbanas** predomina el tráfico de vehículos a motor en detrimento del peatonal, existiendo menores problemas de disposición de suelo, lo que posibilita una mayor libertad de trazado y una disposición más espaciada de enlaces para resolver las intersecciones entre vías. Los vehículos que utilizan este tipo de infraestructuras cubren largas distancias, por lo que les es aplicable el término de redes de **larga distancia**.

Por el contrario, las **redes urbanas** –fuertemente condicionadas por el espacio contiguo- están formadas en su mayor parte por calles que permiten la circulación tanto de vehículos como de peatones, empleando para ello infraestructuras diferenciadas. Predominan las intersecciones, así como los puntos de acceso desde los edificios colindantes, y los vehículos realizan principalmente recorridos cortos; podrían denominarse también redes de **corta distancia**.

En el siguiente cuadro se resumen las características de cada una de las redes comentadas:

S.4 Características de las redes urbanas e interurbanas	
Redes interurbanas	Redes urbanas
<ul style="list-style-type: none"><li>- Mayor libertad de trazado</li><li>- Ausencia casi total de circulación peatonal</li><li>- Empleo de enlaces, dispuestos más espaciadamente</li><li>- Accesos más restringidos desde el exterior</li><li>- Redes de larga distancia</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Condicionadas por el espacio</li><li>- Dos tipos de circulación: peatonal y de vehículos</li><li>- Abundancia de intersecciones, generalmente a nivel</li><li>- Multitud de accesos desde el exterior</li><li>- Redes de corta distancia</li></ul>

## 1. REDES VIARIAS INTERURBANAS

Las **vías interurbanas**, comúnmente conocidas como carreteras, pueden definirse como aquellas vías de dominio y uso público concebidas, proyectadas y construidas para la circulación exclusiva de vehículos automóviles. Este tipo de redes son empleadas para realizar trayectos largos, sirviendo únicamente como vía de paso.

### 1.1. Clasificación tipológica

Puede establecerse una clasificación de las vías interurbanas en función de las características y exigencias bajo las cuales han sido proyectadas. En nuestro país, se distinguen cuatro tipos de carreteras: **autopistas**, **autovías**, **vías rápidas** y **carreteras convencionales**.

- (a) Autopistas: Son carreteras especialmente concebidas, construidas y señalizadas para la circulación de automóviles, cumpliendo los siguientes requisitos:
  - Control total de accesos, existiendo únicamente accesos puntuales y localizados, y procurando la inaccesibilidad a la vía desde las propiedades colindantes.
  - Inexistencia de cruces a nivel con otra vía, línea férrea, senda o servidumbre de paso alguno.

- Constar de distintas calzadas para cada sentido de circulación, separadas entre sí salvo en puntos singulares o con carácter temporal, por una franja de terreno no destinada a la circulación, denominada mediana, pudiendo ésta sustituirse excepcionalmente por dispositivos análogos.

(b) Autovías: Se definen como vías de características análogas a la autopista que, no reuniendo todas las características exigibles a aquélla, cumplen una serie de requisitos:

- Disponer de distintas calzadas para cada sentido de circulación.
- No cruzan a nivel ninguna otra vía, línea de ferrocarril o de tranvía.
- No son cruzadas a nivel por sendas o servidumbres de paso.
- Tienen limitación de acceso a propiedades colindantes.
- Pueden estar señalizadas como tales.

Debe subrayarse que la existencia de una tarifa o peaje no es una característica que diferencie a autopistas de autovías. La existencia de tarifas para el uso de determinadas vías es únicamente consecuencia de la política de explotación de la misma, y no de su tipología.

(c) Vías rápidas: Son carreteras que, constando de una sola calzada para ambos sentidos de circulación, cumplen las siguientes prescripciones:

- Tienen limitación de acceso a propiedades colindantes.
- No cruzan a nivel ninguna otra vía, línea de ferrocarril o de tranvía.
- No son cruzadas a nivel por sendas o servidumbres de paso.
- Pueden estar señalizadas como tales.



Fig. 4.1 – Autopista, vía rápida y carretera convencional

- (d) Carreteras convencionales: Se definen por exclusión como aquellas vías que no reúnen las suficientes características como para formar parte de uno de los tres grupos anteriores. Generalmente constan de dos carriles, uno para cada sentido de circulación, con intersecciones a nivel y accesos directos desde sus márgenes. Este grupo es el más heterogéneo, encontrándose en él carreteras bien proyectadas geométricamente, que posibilitan altas velocidades, y otras de trazado más estricto por las que circula un tráfico escaso y a velocidades más reducidas.

## 1.2. Clasificación funcional

Las carreteras también pueden clasificarse por su función, teniendo en cuenta el tipo de recorridos que se realizan sobre ellas y el área a la que sirven. Estudiando esta clasificación, es inevitable comparar el complejo sistema integrado por los distintos tipos de vías con el sistema circulatorio de nuestro organismo o, a una escala más adecuada, con el sistema fluvial que conforman ríos y afluentes.

Pueden distinguirse carreteras de ámbito **nacional, comarcal, local y vecinal**:

- (a) Carreteras nacionales: Llamadas también carreteras principales, conforman las arterias de la red viaria, uniendo entre sí todos los centros de actividad o población comarcales o provinciales del país. Su objetivo principal es posibilitar un tráfico a larga distancia, y un acceso parcial a los terrenos contiguos a la vía. En muchos países con un cierto grado de desarrollo existen redes de autopistas y autovías que enlazan sus principales centros neurálgicos.
- (b) Carreteras regionales y comarcales: Son conocidas también como carreteras secundarias. Enlazan los principales centros de actividad de una comarca o región, pudiendo considerarse como una ramificación de las carreteras nacionales. Su tráfico es predominantemente de corta o media distancia, y sus accesos son más numerosos.
- (c) Carreteras locales: Permiten el enlace entre pequeñas localidades y las carreteras de mayor rango; su tráfico está compuesto por los vehículos que realizan recorridos cortos entre poblaciones cercanas, y su influencia es meramente local.
- (d) Caminos vecinales: Conforman el tejido capilar de toda red viaria. Su misión se limita únicamente a comunicar una o varias propiedades particulares entre sí y permitir el acceso a ellas desde las vías locales. Muchos de estas vías no cumplen las características y gálibos mínimos, estando algunas de ellas incluso sin pavimentar.

### 1.3. Componentes de la red viaria

Toda infraestructura viaria está integrada por diversos elementos independientes, aunque interrelacionados entre sí. Pueden distinguirse tres grandes grupos: **obras de tierra, afirmados y obras de fábrica.**

#### Obras de tierra

Son aquellas que atañen al acondicionamiento del terreno para la posterior construcción de la vía. Se distinguen fundamentalmente dos tipos:

- Desmante: Excavación en el terreno existente, destinada a abrir una vía de paso a la carretera. Esta excavación puede realizarse por medios mecánicos o con explosivos, según el tipo de terreno.
- Terraplén: Aporte o relleno de tierras en zonas de cota inferior a la prevista en proyecto. Pueden aprovecharse, si son aptas, las tierras extraídas de zonas de desmante.

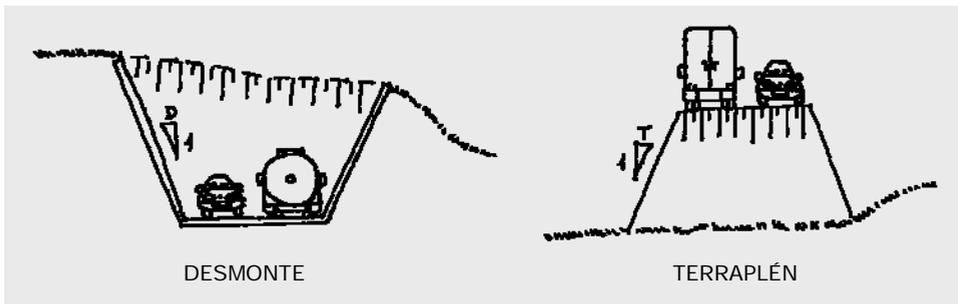


Fig. 4.2 – Representación esquemática de desmante y terraplén

#### Afirmados

El **firme** es la zona de la vía destinada al tránsito de vehículos. Se halla compuesto de diversas capas, cada una de ellas destinada a cumplir un cometido diferente, y que será objeto de estudio en posteriores capítulos. Tipológicamente, se distinguen tres tipos de firmes:

- Flexibles o deformables: Sus capas más superficiales se componen de mezclas bituminosas, lo que confiere a la estructura firme propiedades elasto-plásticas. Actualmente, son los más abundantes.
- Rígidos o elásticos: Emplean hormigón para conformar sus capas más superficiales. Las características de este material dotan a este tipo de firmes de

una mayor rigidez y de características elásticas, empleándose en la construcción de autopistas, autovías y firmes especiales.

- **Mixtos:** Nacen como una combinación de los dos anteriores; constan de una losa de hormigón, sobre la que se apoyan diversas capas de aglomerado asfáltico. La ventaja que poseen sobre los anteriores es su menor generación de ruido; producen, por tanto, menor contaminación acústica al entorno.

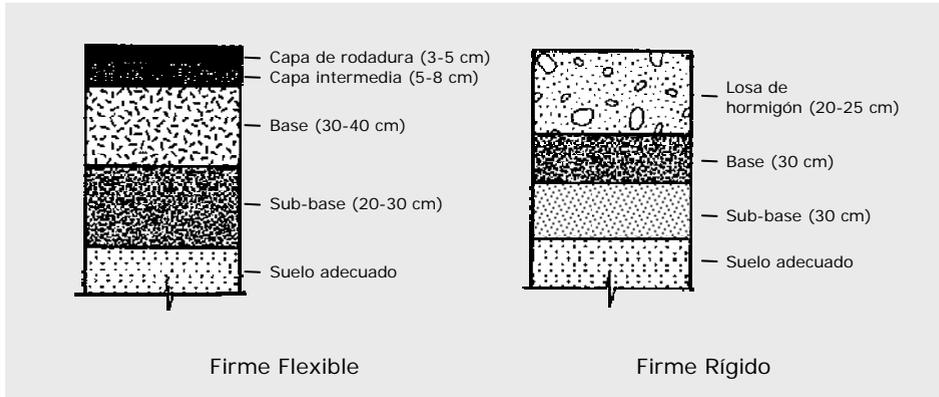


Fig. 4.3 – Estructura de los firmes más empleados

En nuestro país, el firme bituminoso se ha empleado para la construcción de la mayor parte de las carreteras convencionales que conforman la red nacional, aunque es cierto que en las últimas décadas el uso de firmes rígidos de hormigón en la construcción de autopistas y autovías es cada vez más común.

Además, este último tipo de firmes se emplea en la construcción de diversos tipos de vías urbanas en zonas especiales, como polígonos industriales, estaciones de servicio o aparcamientos, ya que las mezclas bituminosas son atacables por los diversos tipos de gasolinas, aceites y lubricantes que con frecuencia se vierten en este tipo de zonas.

## Obras de fábrica

Es toda construcción hecha con piedra, ladrillo, hormigón y, en general, con materiales pétreos, que forma parte de un camino. Pueden distinguirse las siguientes:

- **Cunetas:** Canales de sección generalmente trapecial adosados a ambos lados de la calzada, que recogen, canalizan y evacúan las aguas pluviales.
- **Túneles:** Obras que abren una vía de paso directa a través de un obstáculo natural, generalmente grandes elevaciones del terreno. De esta forma, se evita rodear dicho obstáculo.

- Viaductos o puentes: Obras de paso sustentadas en sus extremos y, en su caso, en soportes intermedios, que permiten el tránsito de personas, animales o vehículos. Se emplean para salvar obstáculos naturales –ríos, vaguadas o barrancos- o resolver cruces de dos o más vías a nivel.
- Obras pequeñas de paso: Obras de fábrica que permiten el paso de carruajes, peatones, conducciones, servicios o corrientes de agua por debajo de un camino. Se clasifican en:
  - Caños: Tubos de sección circular contruidos para desaguar pequeños caudales de agua.
  - Tajeas: Aquellas obras que, sin ser caños, tienen luces que no exceden de un metro.
  - Alcantarillas: Obras de luces superiores a 1 m. e inferiores a 3 m.
  - Pontones: Comprenden luces de entre 3 y 10 metros.
  - Pozos: Arquetas de fábrica, adosadas a los caños o tajeas situadas en perfiles a media ladera, que recogen las aguas de las cunetas que han de desaguar por ellos.

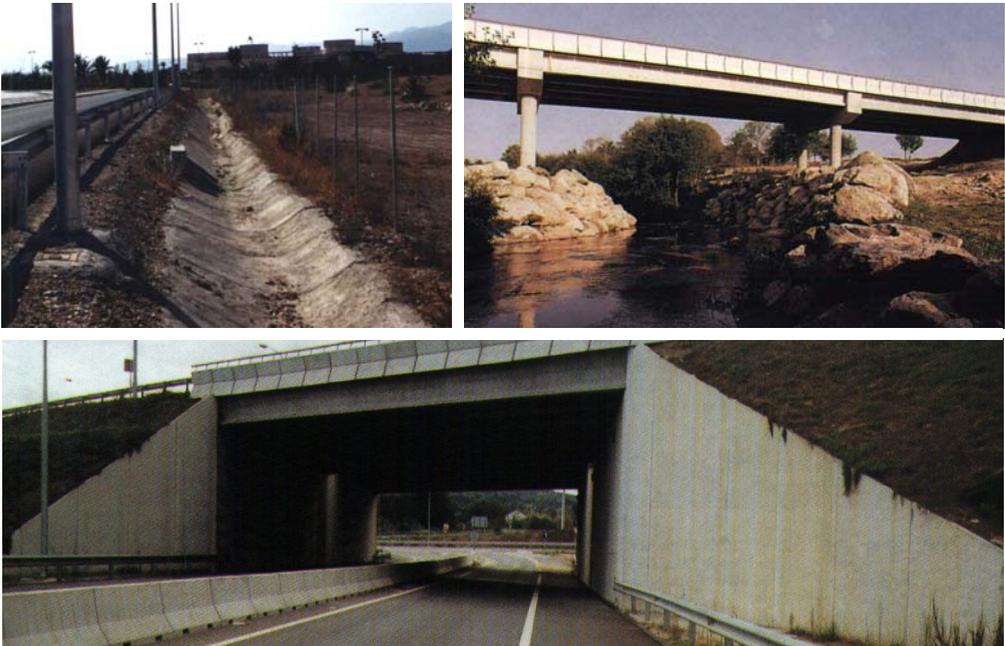


Fig. 4.4 - Diversos aspectos de obras de fábrica relativas a carreteras

### 1.4. Límites de la propiedad

La Ley de Carreteras vigente divide el espacio afectado por una infraestructura vial en diversas zonas, a saber: zona de **dominio público**, zona de **servidumbre**, zona de **afección** y línea límite de **edificación**.

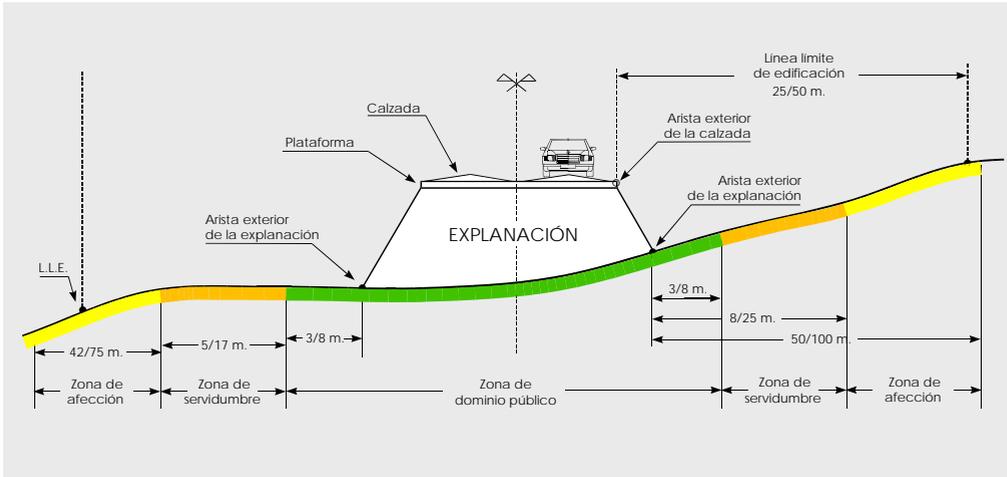


Fig. 4.5 – Límites de la propiedad

#### Zona de dominio público

Dentro de esta zona se halla la **calzada**, que se define como la zona de la carretera destinada a la circulación de vehículos, compuesta por un cierto número de carriles.

La calzada descansa sobre la **plataforma** –zona allanada del terreno-, que se halla a su vez dentro de la explanación o porción de terreno que ocupa realmente la carretera, delimitada por las aristas exteriores de la explanación.

Se entiende como **arista exterior de la explanación** la resultante de la intersección del terreno natural con el talud del desmonte o terraplén o, en caso de no existir talud, con el borde exterior de la cuneta.

La **zona de dominio público** comprende los terrenos ocupados por la carretera y sus elementos funcionales, así como una franja de terreno de 8 m. de anchura en autopistas, autovías y vías rápidas y de 3 m. en el resto de las carreteras, medida desde las aristas exteriores de la explanación.

Esta zona es propiedad del Estado y sólo él podrá autorizar la realización de obras en su interior.

## Zona de servidumbre

Esta zona está formada por dos franjas de terreno que discurren paralelamente a la carretera, delimitadas interiormente por la zona de dominio público y exteriormente por dos líneas paralelas a las aristas exteriores de la explanación y distantes de ellas 25 m. en autopistas, autovías y vías rápidas, y 8 m. en el resto de las carreteras.

El principal uso de esta zona es la **ubicación de servicios** propios o complementarios de la carretera.

Está prohibida la realización de obras en esta zona, como tampoco se permitirán más usos que aquellos que sean compatibles con la seguridad vial, previa autorización del Ministerio de Fomento.

## Zona de afección

Constituida por dos bandas de terreno paralelas a la traza de la vía, delimitadas interiormente por la zona de servidumbre y exteriormente por dos líneas paralelas a las aristas exteriores de la explanación y distantes de ellas 100 m. en autopistas, autovías y vías rápidas, y 50 m. en el resto de las carreteras.

Esta zona es de **ámbito privado**, aunque está restringida a ciertos preceptos legales como el no poder instalar vallas publicitarias, cambiar el uso o destino de sus instalaciones y plantar o talar árboles sin autorización previa del Ministerio de Fomento.

## Línea límite de edificación

Esta línea, situada –por regla general- a 50 m. de la arista exterior de la calzada en autopistas, autovías y vías rápidas, y a 25 m. en el resto de carreteras, marca el límite exterior de la zona donde no podrá efectuarse ningún tipo de obra de construcción, ampliación o reforma salvo causa suficientemente justificada.

No obstante, existen zonas donde esta línea podrá situarse a una distancia menor de la arista exterior de la calzada debido a motivos geográficos o socioeconómicos; en variantes y carreteras de circunvalación que se construyan con objeto de eliminar las travesías de las poblaciones, la línea límite de edificación se situará a 100 m., medidos horizontalmente desde la arista exterior de la calzada.

## 1.5. Elementos de la vía

Para efectuar la descripción de las partes de que consta la vía nos centraremos en su **sección transversal**, ya que en ella se distinguen todas ellas perfectamente. A lo largo de la historia de las carreteras se han empleado dos tipos de secciones, antagónicas entre sí: la sección **bombreada** y la **abadenada**.

- Bombeada: Posee una ligera pendiente ascendente desde los flancos hacia el centro, lo que posibilita la evacuación lateral de las aguas. Viene empleándose asiduamente desde hace años, dada la alta velocidad de circulación de los vehículos actuales.
- Abadenada: Empleada por las culturas de la antigüedad, este tipo de sección cumplía un doble objetivo: servir de superficie de tránsito para vehículos y viandantes, así como recoger y canalizar las aguas pluviales. Es válida para vehículos poco exigentes de tracción animal, aunque actualmente está obsoleta.

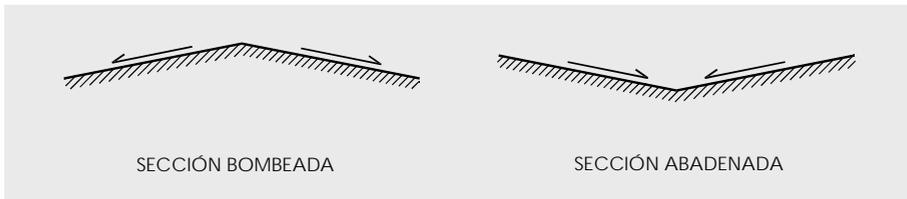


Fig. 4.6 – Clases de sección transversal

Nos centraremos en el estudio de los **elementos compositivos** de las primeras:

- Plataforma: Es la zona de la vía destinada al uso de vehículos, y que integran calzada y arcenes.
- Calzada: Parte de la vía destinada a la circulación normal de vehículos. La calzada puede ser de único o doble sentido de circulación y se compone de un determinado número de carriles. Si su anchura es igual o inferior a 6,50 m., se denomina vía estrecha. Una vía puede componerse de diversas calzadas.
- Carril: Banda longitudinal en que puede subdividirse la calzada, caracterizada por tener una anchura suficiente para permitir la circulación de una sola fila de vehículos. Los carriles suelen materializarse en el pavimento mediante marcas viales, siendo su anchura estándar es de 3,50 m.; si ésta es inferior a 3 m., el carril se denomina estrecho.
- Arcén: Es la franja longitudinal afirmada contigua a la calzada, no destinada al uso de automóviles salvo en circunstancias excepcionales.
- Berma: Zona longitudinal de la carretera comprendida entre el borde exterior del arcén pavimentado y la cuneta o terraplén. Generalmente se utiliza para señalización, iluminación, balizamiento, comunicaciones o instalación de barreras de seguridad.
- Mediana: Es la franja longitudinal del terreno no destinada a la circulación, cuya misión es la de separar dos calzadas con distinto sentido de circulación. Su anchura es variable y puede contener barreras separadoras de tráfico.

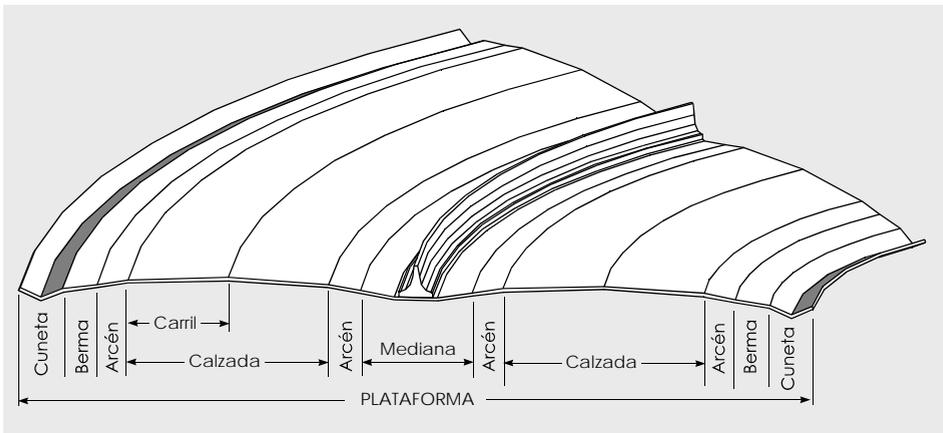


Fig. 4.7 – Elementos que conforman la vía

- **Cunetas y caces:** Conductos de sección abadenada diseñados para captar, transportar y evacuar las aguas pluviales; se hallan situadas en los extremos de la vía.

## 1.6. Vías auxiliares

En algunos tramos de determinadas vías se destina parte de la calzada a usos especiales; generalmente se ensancha la calzada en dichos tramos, creándose una nueva zona destinada a un uso específico. A estas zonas, cuyo cometido es facilitar determinadas funciones adicionales, se les denomina **vías auxiliares** o carriles especiales.

De entre ellas, cabe reseñar las siguientes:

- Vía de aceleración:** Destinada a facilitar la incorporación de vehículos que acceden a una vía de circulación rápida –autopista, autovía o vía rápida– de forma que, a lo largo de su recorrido, puedan adecuar su velocidad con la de los vehículos que circulan por la vía a la que acceden.
- Vía de deceleración:** Cumple una función análoga a la anterior, facilitando la progresiva reducción de la velocidad de aquellos vehículos que abandonan una vía de circulación rápida para incorporarse a otra de velocidad específica más baja.
- Vía lenta:** Vía auxiliar, presente en determinados tramos de la calzada –generalmente en aquéllos con fuertes pendientes o muy prolongadas– de uso obligatorio para aquellos vehículos que circulan a bajas velocidades. De esta forma, facilitan la circulación fluida del resto de los vehículos.

- (d) Vía de servicio: Vía secundaria, que presentan un trazado sensiblemente paralelo a la vía principal a la que se halla asociada, y que proporciona acceso a los vehículos a las propiedades colindantes. Puede haber sido utilizada durante la construcción de la vía principal a modo de *by-pass* o ruta provisional de paso.
- (e) Apartadero: Ensanchamiento de la calzada destinado a la detención de vehículos, de forma que no se interrumpa la circulación. Se emplea en calzadas estrechas y para facilitar cambios de dirección a la izquierda.
- (f) Vía de estacionamiento: Zona marginal de la calzada destinada al estacionamiento de vehículos. Esta vía suele hallarse principalmente en zonas urbanas.
- (g) Carril bus: Vía reservada y de uso específico para vehículos de transporte público de viajeros, como autobuses o taxis. Generalmente dicho carril no suele respetarse por el resto de conductores.
- (h) Carril reversible: Vías reguladas, de forma que pueden ser empleadas en ambos sentidos de circulación. Su misión es la de agilizar la fluidez del tráfico.



Fig. 4.8 – Carriles de aceleración y deceleración

## 1.7. Barreras y separadores de tráfico

Las barreras constituyen un elemento importante en la seguridad tanto de los ocupantes del vehículo como de los posibles sujetos situados en su entorno más próximo. Los objetivos básicos que deben cumplir este tipo de elementos son:

- Impedir a cualquier vehículo que produzca daños a las personas situadas fuera del mismo.
- Impedir a penetración de vehículos ligeros en zonas de gran peligro.
- En caso de impacto, desviar al vehículo afectado obligándole a adoptar una trayectoria sensiblemente paralela a la dirección de la barrera de seguridad.
- Hacer que las fuerzas a que se ven sometidos los ocupantes del vehículo se mantengan dentro de unos límites tolerables.
- Minimizar el coste de los daños producidos.
- Resistir el impacto de un vehículo sin que dicho vehículo o la propia barrera se conviertan en un peligro para el resto del tráfico.

No pueden establecerse unas normas fijas en cuanto a su instalación, ya que en cada caso suelen concurrir una serie de circunstancias que hacen que sea difícil de abordar el problema mediante reglas sencillas. Son factores influyentes la anchura de los arcones, la curvatura horizontal, la pendiente de la vía, la intensidad del tráfico, la climatología o la inclinación de los terraplenes.

Puede establecerse una clasificación tipológica de las barreras en tres grandes grupos: **flexibles**, **semiflexibles** y **rígidas**.

### Barreras flexibles

Son aquellas que absorben el impacto deformándose, recobrando su forma original al cesar dicho choque. Generalmente se componen de cables o mallas de acero sujetos a postes metálicos o de hormigón, que recuperan su estado inicial aprovechando la tensión a la que están sometidos los cables.

Tienen el gran inconveniente de actuar como auténticas cuchillas, lo que ha provocado su progresivo abandono.

### Barreras semiflexibles

Al igual que las anteriores, transforman la energía de impacto en trabajo de deformación, aunque no recuperan su estado inicial. Constan de un elemento metálico continuo, que posee cierta rigidez propia, apoyado sobre postes de madera o metálicos.

La rigidez de este tipo de barreras puede variarse modificando la distancia entre postes o el número de vallas, de forma que se consiga un choque lo más plástico posible, para que de esta forma el trabajo de deformación sea mayor.

Un perfil típico de este tipo de barreras es el conocido **bionda** o doble onda, que se apoya por medio de separadores sobre perfiles metálicos separados entre sí una distancia de 2-4 m. Es sin duda el más empleado actualmente, aunque posee el inconveniente de necesitar un continuo y minucioso mantenimiento.

Es importante que tanto la iniciación como la finalización de esta barrera –las denominadas “colas de pez”- se haga de forma gradual, ya que los bordes cortantes del perfil podrían actuar del mismo modo que en el caso anterior.

### Barreras rígidas

Construidas generalmente de hormigón, se caracterizan por su **indeformabilidad** después del choque, es decir, no disipan energía, como hacían las anteriores. Su principal ventaja reside en su gran duración y su bajo coste de mantenimiento.

Existen diversas patentes, como las D.A.V. danesas o las TRIEF belgas, aunque las más empleadas son las New Jersey, cuya sección es tal que impide que el vehículo la atraviese, escupiéndolo literalmente de nuevo hacia la calzada por donde circulaba. Para evitar que el vehículo trepe en exceso por la barrera –lo que acarrearía peligro de vuelco- el acabado superficial debe ser lo más liso posible.

Este tipo de barreras alcanza su máxima eficacia para bajos ángulos de ataque, y dada su geometría cerrada suponen un menor peligro para los motoristas que las semiflexibles, de perfil abierto.

Es conveniente su empleo en medianas menores de 5 m. de anchura, y muy recomendable si ésta no supera los 12 m. En el caso de que el talud del terraplén sea inferior a 4:1, su instalación es recomendable en función de la altura de caída.

Las barreras rígidas también se emplean como **pretilos** en los puentes y viaductos para evitar la caída de vehículos a niveles inferiores. Este tipo de barreras son más exigentes, ya que su rotura implicaría daños estructurales y graves accidentes.

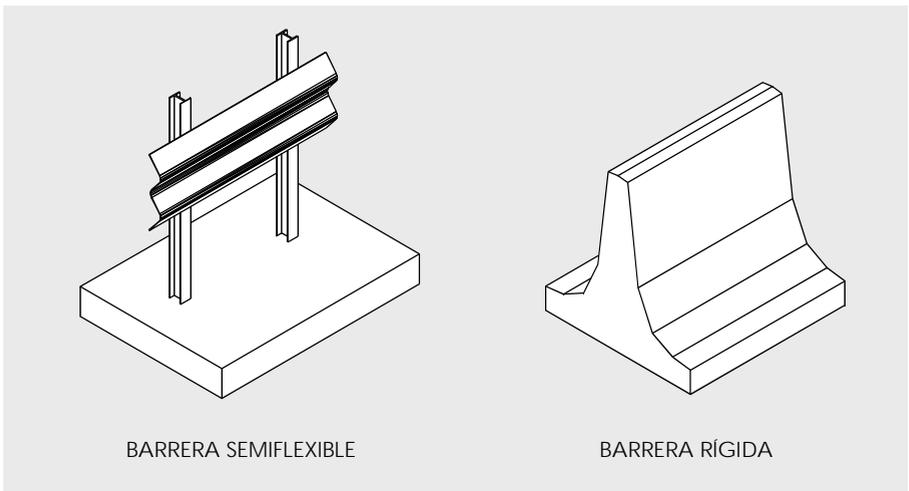


Fig. 4.9 – Barreras más empleadas en carreteras

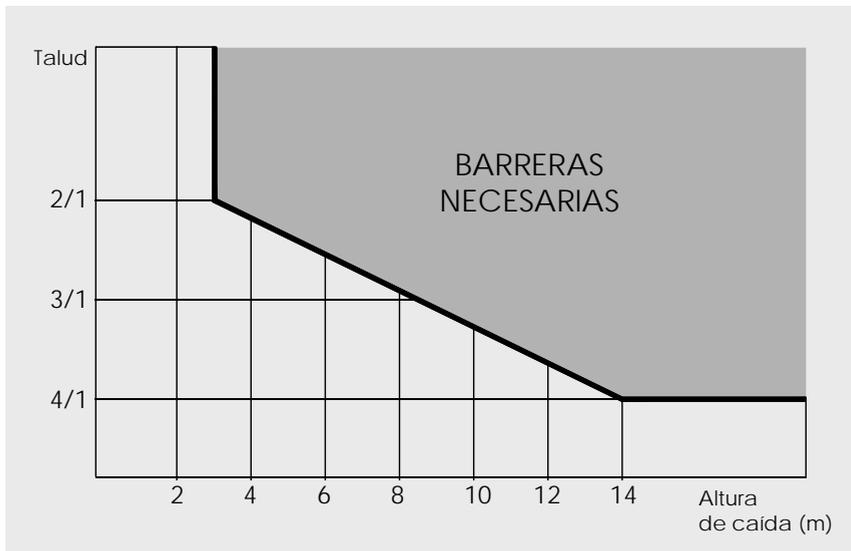
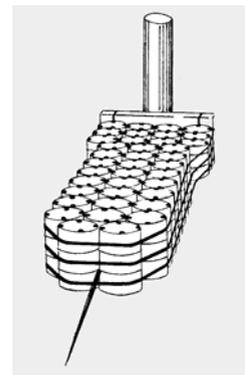


Fig. 4.10 – Instalación de barreras en terraplenes (OCDE, 1.975)

### Amortiguadores de impacto

Se emplean sobre todo en bifurcaciones de vías, donde la posibilidad de choque frontal –ángulo superior a 60°- es elevada. Básicamente son dispositivos disipadores de energía altamente deformables, que pueden actuar también como barrera de contención lateral con menor eficacia.

Este tipo de barreras se emplea con asiduidad en EE.UU., donde ya existen diversas patentes. Quizás la más clásica sea el **panal de bidones**, compuesto por una serie de bidones vacíos o llenos de agua debidamente sujetos entre sí para que su efecto sea el esperado y a su vez para evitar ser esparcidos en caso de colisión.



### Plantaciones vegetales

Las **plantaciones vegetales** se emplean a modo de separadores de tráfico, siendo su uso cada vez más frecuente. No poseen las características de las barreras, aunque son muy útiles de cara a **separar corrientes** de tráfico –impidiendo o disminuyendo el deslumbramiento frontal-, proporcionar una mejor orientación al conductor señalizando bifurcaciones o producir mejoras estéticas, facilitando la integración medioambiental de la vía en su entorno.

En la siguiente tabla se detallan algunos de los requisitos especificados para plantaciones en la norma 7.1-IC de la Instrucción de Carreteras:

T.6	Características de las plantaciones viales
<b>PLANTACIONES EN HILERA</b>	
Longitud mínima de la hilera	500 m.
Altura mínima (deslumbramiento) extremos de la hilera	50 cm.
parte central de la hilera	150 cm.
Distancia entre árboles	
de gran desarrollo ( $\varnothing > 50$ cm)	20 m.
desarrollo mediano ( $\varnothing < 50$ cm)	16 m.
<b>DISTANCIAS MÍNIMAS</b>	
Borde exterior de la cuneta	50 cm.
Borde de la plataforma	
Velocidad superior a 60 km/h	3 m.
Velocidad inferior a 60 km/h	7 m.

Fuente: Instrucción de Carreteras (Norma 7.1-IC)

## 1.8. Intersecciones y enlaces

Las **zonas de confluencia** entre una o varias vías constituyen puntos críticos y singulares en la red viaria, ya que por ellas deben pasar vehículos que llevan distintas direcciones, originándose puntos de conflicto entre sus trayectorias. Básicamente existen dos formas de resolver este problema, diferenciadas en el encuentro o no de dichas vías en el mismo plano: son las intersecciones y los enlaces.

En las **intersecciones**, todas las vías –llamadas ramales de dicha intersección– se cruzan a nivel. Se clasifican tanto por el número de ramales que concurren, como por su forma; así existen intersecciones de tres ramales en T o en Y, y de cuatro ramales en cruz y en X.

Mención aparte merecen las famosas **glorietas** o intersecciones giratorias que, si bien son una solución adecuada para la regulación del tráfico, su mal uso o su abuso pueden producir efectos totalmente contrarios a los buscados.

Los **enlaces**, sin embargo, se basan en el cruce a desnivel de las vías; de esta forma, los vehículos pueden circular por la vía o cambiar de dirección sin molestar ni ser molestados apenas por el resto del flujo vial. Para permitir este trasiego de vehículos entre dos vías distintas, es necesario proyectar **ramales** de enlace, tramos que enlazan

ambas carreteras salvando el desnivel existente entre ambas. Estos ramales adoptan disposiciones muy diversas, dando lugar a diversos tipos de enlace: en trompeta, en trébol o en diamante.

En algunas intersecciones y enlaces existen **tramos de trenzado**, en cuyo extremo inicial se presenta una convergencia de dos o más corrientes de tráfico, mientras que en su extremo final existe una divergencia de las mismas. Esta situación obliga a los vehículos entrantes a entrecruzar sus trayectorias con los salientes.



Fig. 4.11 – Enlace de vías interurbanas

## 2. REDES VIARIAS URBANAS

Mientras que las redes interurbanas se limitaban a ser un mero soporte que materializaba la posibilidad de realizar un determinado trayecto, las redes urbanas van más allá. A la función de **contención** del tráfico se unen las de **regulación**, **distribución** y **accesibilidad**, casi inexistentes en el anterior tipo de vías.

Las vías que conforman este tipo de redes deben estar diseñadas teniendo en cuenta el ambiente urbano en el que se hallan inmersas, y su funcionalidad va a depender en gran medida de que sean capaces de gestionar grandes caudales de tráfico en cortos períodos de tiempo, especialmente en determinadas zonas de grandes núcleos de población.

### 2.1. Condicionantes geométricos

La poca disponibilidad de espacio, la necesidad de adecuarse al entorno, la funcionalidad y los criterios económicos son algunos de los factores que limitan el

trazado de una vía urbana. Por si esto fuera poco, esta definición geométrica suele venir en ocasiones impuesta por anteriores estudios de planeamiento de la zona.

El **trazado** de una carretera urbana debe abordarse como la búsqueda de una solución de compromiso que satisfaga los siguientes puntos:

- Condicionantes funcionales de la vía: Son todos aquellos factores que afectan de un modo directo o indirecto a la movilidad de los vehículos que circulan por dicha vía. Básicamente se dividen en dos clases:
  - Los impuestos por el itinerario en el que se encuentra el tramo de vía a proyectar, como puede ser su paso obligado por determinados puntos.
  - Aquéllos condicionados por la longitud del viaje, la intensidad y el tipo de vehículos que circularán por la vía.
- Restricciones impuestas por el medio atravesado: La topografía de la zona y los distintos elementos integrantes del paisaje urbano no permiten la libre elección de un trazado óptimo, reduciendo las posibles soluciones. Al igual que en el anterior caso, distinguiremos dos tipos de restricciones:
  - Las causadas por el medio físico, el medio edificado o el planeamiento urbanístico, que derivan en la aparición de “zonas prohibidas” de paso.
  - Las restricciones derivadas del impacto ambiental sobre el medio y sobre todo, sobre la población de la zona afectada.
- Costes de construcción: Como en toda actividad mínimamente planificada, es necesario un estudio de costes de las diferentes alternativas posibles. Debe hacerse hincapié en que actualmente, el criterio económico no lo debe ser todo en el proyecto de carreteras: muchas veces es conveniente realizar un mayor gasto en pro de mejorar otros factores de tipo social o ambiental.

## 2.2. Clasificación jerárquica de las vías urbanas

Al igual que las vías interurbanas, también puede establecerse una clasificación jerarquizada de las distintas clases de vías que conforman una red urbana. Atendiendo a su función pueden clasificarse, de mayor a menor importancia, en vías primarias, vías colectoras y vías locales.

### Vías primarias (VPU)

Diseñadas para canalizar los movimientos de **larga distancia**, cumplen funciones de conexión y distribución de los vehículos que acceden a la ciudad o la atraviesan sin detenerse en ella. Forman parte de un itinerario más amplio, de características interurbanas.

Las vías primarias urbanas son de muy distinto tipo según sean los condicionantes impuestos por las intensidades y tipo de tráfico que alberguen, así como por el medio físico atravesado.

Pueden distinguirse dos grupos:

(a) Vías no convencionales: Este tipo de vías se caracteriza por poseer características similares a las vías interurbanas de alta velocidad, es decir, una circulación continua de vehículos, control total de accesos, uso exclusivo para el automóvil y total separación de las vías peatonales:

- Autopistas urbanas (APU): Responden a la definición de autopista convencional, teniendo un control total de los accesos a la misma y empleando intersecciones a distinto nivel para la resolución de los cruces con otras vías, aunque sus exigencias geométricas son más estrictas. A diferencia de sus equivalentes interurbanas, sacrifican una mayor velocidad de servicio para conseguir mayor capacidad e integración medioambiental.
- Autovías urbanas (AVU): Al igual que las anteriores, mantienen las mismas características que las exigidas a sus homólogas interurbanas.
- Vías rápidas urbanas (VRU): Se incluyen en este grupo aquellas carreteras de calzada única que disponen de control de accesos. Suelen constituir la primera fase de una futura autovía o autopista urbana.

El diseño de este tipo de vías suele basarse en las necesidades generadas por el tráfico de media y larga distancia.

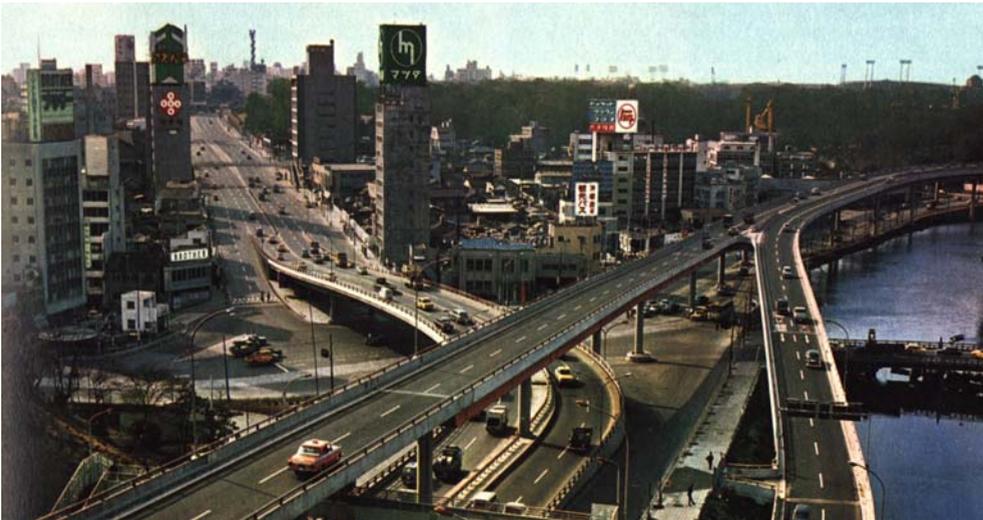


Fig. 4.12 – Enlace entre una autopista elevada y la ciudad de Tokio (Japón)

- (b) Vías convencionales: Se identifican con las carreteras convencionales, y comparten las características aplicables a éstas: circulación interrumpida por intersecciones a nivel, ausencia de control de accesos, uso no exclusivo de automóviles, etc.

Destacan las vías arteriales urbanas (VAU), compuestas por una o dos calzadas con acceso a los usos colindantes. Asimismo, admite intersecciones y un mayor grado de integración en el tejido urbano que la circunda. Aunque da prioridad a la circulación continua de automóviles sobre la discontinua y la peatonal, en el diseño de este tipo de vías se emplean componentes de carácter urbano.

### Vías colectoras o distribuidoras (VCU)

Se encargan de recoger y distribuir el tráfico proveniente de o con destino a las vías locales. La mayor parte del tráfico realiza recorridos cortos, no teniendo su origen o destino en dicha vía, aunque se debe permitir el acceso a los edificios adyacentes. Las intersecciones con vías locales y colectoras son a nivel, aunque es necesario regularlas convenientemente –tanto las intersecciones como el resto de la vía- mediante semáforos o dispositivos análogos.



Fig. 4.13 – Vista general de una céntrica vía colectoras con glorieta adosada

## Vías locales (VLU)

Utilizadas generalmente por vehículos cuyo punto de origen o destino se encuentra en ellas, siendo los recorridos realizados cortos y a pequeña velocidad. La principal finalidad de este tipo de vías es permitir el acceso a los edificios existentes en sus márgenes. Las intersecciones son a nivel, y raramente están semaforizadas, al ser poco importante su regulación.

### 2.3. Afirmados urbanos

En zonas urbanas sigue vigente la descripción tipológica que realizábamos para vías interurbanas, si bien existen gran cantidad de matices, sobre todo en lo que a pavimentación se refiere.

Generalmente, en las vías urbanas se emplean **firmes flexibles** o mixtos, según las cargas de tráfico a las que se vaya a ver sometida dicha vía, llegándose a emplear firmes de hormigón en los tramos de autopista urbana.

Además, existen zonas que por sus características especiales emplean **firmes de hormigón**, como pueden ser las estaciones de servicio –dado el empleo de productos petrolíferos que dañan las capas bituminosas–, las áreas industriales –debido al alto porcentaje de vehículos pesados–, las zonas residenciales de baja densidad o los aeropuertos.



Fig. 4.14 – Vía distribuidora ejecutada con firme flexible

## Criterios de elección del tipo de firme

Los criterios para la elección del tipo de firme adecuado en zonas urbanas son los que a continuación se citan:

- Adecuada rugosidad de la capa de rodadura, tanto en seco como en mojado, así como el mantenimiento de dicha propiedad a lo largo del tiempo. De esta forma se garantiza seguridad en la frenada y se reducen las distancias mínimas de frenado.
- Durabilidad y resistencia a la degradación por la acción del tráfico, del agua o de otros elementos.
- Impermeabilidad y correcto drenaje superficial, de forma que proteja a las diferentes capas permeables que se hallan por debajo. Para ayudar a la evacuación de las aguas pluviales, es conveniente dotar a la vía de un bombeo de entre el 2 y el 4%.
- Baja producción de ruido y vibraciones, tanto para el conductor como para los habitantes de zonas aledañas. En ciertos casos, puede emplearse un nivel de ruido superior a lo aconsejado para disuadir al conductor de circular a altas velocidades, por ejemplo empleando bandas sonoras.
- Calidad visual, permitiendo la variedad y potenciando efectos dinámicos sobre la percepción del conductor o las propiedades difusoras ante la iluminación.
- Resistencia a las cargas de tráfico que debe soportar según el estudio previo realizado en el correspondiente proyecto.

## Tipos de pavimentos

A continuación se detallan las características genéricas de los materiales más empleados para la construcción de afirmados en zonas urbanas:

- (a) Pavimentos de hormigón: Se caracterizan por su buena adherencia y durabilidad. Su impacto visual es medio, siendo alto el nivel de ruido generado. Presentan dificultades para la reposición de los servicios.
- (b) Pavimentos bituminosos: Presentan un buen comportamiento ante el ruido, aunque una escasa calidad visual. En general, son menos rugosos y durables que los pavimentos de hormigón, aunque presentan un fácil mantenimiento.
- (c) Pavimentos porosos: Muy efectivos contra el ruido, y con especiales ventajas de rugosidad en condiciones de lluvia, al filtrarse el agua dada su alta porosidad. En zonas poco lluviosas, requieren un alto mantenimiento para evitar la obstrucción de los poros. Desde el punto de vista de integración, posee una escasa calidad visual.

- (d) Pavimentos discontinuos: Este grupo lo forman los famosos adoquines prefabricados de hormigón, tan de moda en estos últimos años. Producen efectos favorables en la reducción de velocidad ya que su nivel de ruido es alto. Dada su gran variedad de formas y colores se prestan fácilmente a la integración en el medio, por lo que son muy del agrado de los urbanistas. Al tratarse de un pavimento formado por multitud de elementos aislados requiere una ejecución impecable y una buena base sustentante, ya que de no ser así su durabilidad se reduce de forma considerable.



Fig. 4.15 – Firme adoquinado en mal estado debido al colapso de las capas inferiores

## 2.4. Aceras

Las aceras juegan un importante papel en la organización urbana ya que, además de servir de **soporte** al tráfico peatonal, albergan y canalizan una serie de **servicios urbanos**, tales como el alumbrado, las redes de media y baja tensión, el sistema de riego e incendios, telefonía, gas, agua potable e incluso redes de cable y fibra óptica.

La transición entre firme y acera suele hacerse a través de un bordillo de 15 a 20 cm. de altura acompañado en ocasiones de una rigola o encintado horizontal. Asimismo, suele darse a la acera una ligera pendiente del 2% hacia la calzada para favorecer la evacuación de las aguas pluviales.

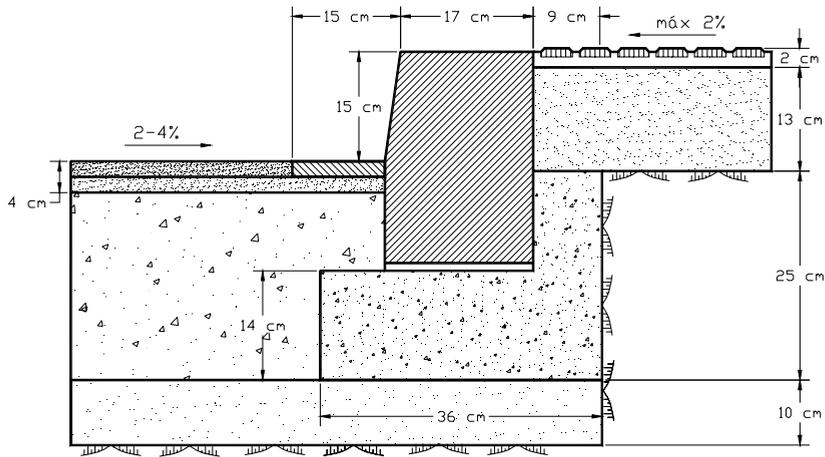


Fig. 4.16 – Detalle del encuentro firme-acera

## Exigencias funcionales

La funcionalidad de este tipo de infraestructuras exige una serie de requisitos básicos para proporcionar un correcto servicio: **comodidad**, **registrabilidad**, **durabilidad** y **calidad visual**.

- (a) **Comodidad:** La acera debe tener la suficiente anchura como para permitir una circulación aceptable al peatón y disponer de los medios necesarios para hacerla accesible a individuos con ciertas minusvalías, instalando rampas de acceso a los pasos peatonales, refugios lo suficientemente amplios o diferenciando la textura del pavimento en determinadas zonas.
- (b) **Registrabilidad:** La presencia de servicios en el interior de la acera y la necesidad de efectuar operaciones de reparación y mantenimiento en éstos hace aconsejable la adopción de pavimentos discontinuos –como losas o adoquines- que faciliten su rotura y posterior reposición.
- (c) **Durabilidad:** El material empleado en la formación de las aceras debe ser antideslizante para evitar caídas y durable, para evitar su degradación con el transcurso del tiempo. Para un correcto drenaje, es recomendable dotar a la acera con una pendiente transversal no superior al 2%, para no causar sensación de desequilibrio en el peatón.
- (d) **Calidad visual:** La posibilidad de emplear diferentes colores y texturas juega un papel muy importante desde el punto de vista informativo para el peatón, pudiendo indicar así la presencia de zonas especiales, como pasos de

peatones, refugios, accesos a garajes o rampas. Esta importancia se acentúa si se trata de señalar este tipo de zonas a personas invidentes.

## Pavimentos empleados en aceras

A continuación se realiza una breve y genérica descripción de los pavimentos más empleados en la construcción de aceras:

- (a) Mezclas bituminosas: Dada su aspereza y rugosidad son pavimentos antideslizantes, con un grado de durabilidad medio-alto. Presenta como principales inconvenientes su color oscuro, que puede confundirlo con la vía destinada a la circulación de vehículos y una mala registrabilidad.
- (b) Hormigones: Admiten disposiciones y tratamientos superficiales muy variados, obteniéndose diferentes resultados según sea la calidad de su construcción. Al igual que los anteriores, presentan una mala registrabilidad, aunque son más durables y resistentes.
- (c) Losas y losetas: Presentan una gran variedad de materiales, formas y texturas, siendo su principal ventaja una fácil colocación y registrabilidad. Las más empleadas son de terrazo, piedra natural o losetas hidráulicas.
- (d) Adoquinados: Generalmente se componen de piezas prefabricadas de hormigón, presentando múltiples formas y colores. Facilitan la registrabilidad y poseen buena rugosidad, aunque al igual que en el caso de los firmes



Fig. 4.17 – Diversos tipos de pavimentos empleados en zonas peatonales

discontinuos debe cuidarse mucho su colocación, ya su durabilidad puede reducirse drásticamente.

### Distribución de los servicios urbanos

Una de las peculiaridades que presentan las vías urbanas es la necesidad de reservar un espacio –generalmente subterráneo- por el que discurran los diferentes servicios: básicos, como el agua potable, energía eléctrica (media y baja tensión), alumbrado y alcantarillado, y complementarios –aunque prácticamente imprescindibles hoy en día- como son la red de riego, gas ciudad, sistemas centralizados de regulación del tráfico, telefonía, redes de fibra óptica o televisión por cable.

El lugar que tienen reservado la mayoría de estos servicios es debajo de la vía peatonal al ser ésta la zona más cercana a los edificios y, en caso de efectuar operaciones de reparación o mantenimiento, no interfieren la circulación de vehículos, mucho más exigente y limitada que la peatonal.

En algunas ciudades –como Madrid o Barcelona- se han ideado sistemas de implantación modular de servicios (S.I.M.S.) que pretenden de alguna forma normalizar **unificar** la distribución de servicios en la ciudad. Con esto se consigue una mayor localización de los mismos, lo que facilita la detección de averías y acorta los tiempos de reparación, al ser más **accesibles**. La implantación modular, conocida desde hace algún tiempo en países más desarrollados, será sin duda una realidad en las ciudades españolas a comienzos del próximo milenio.

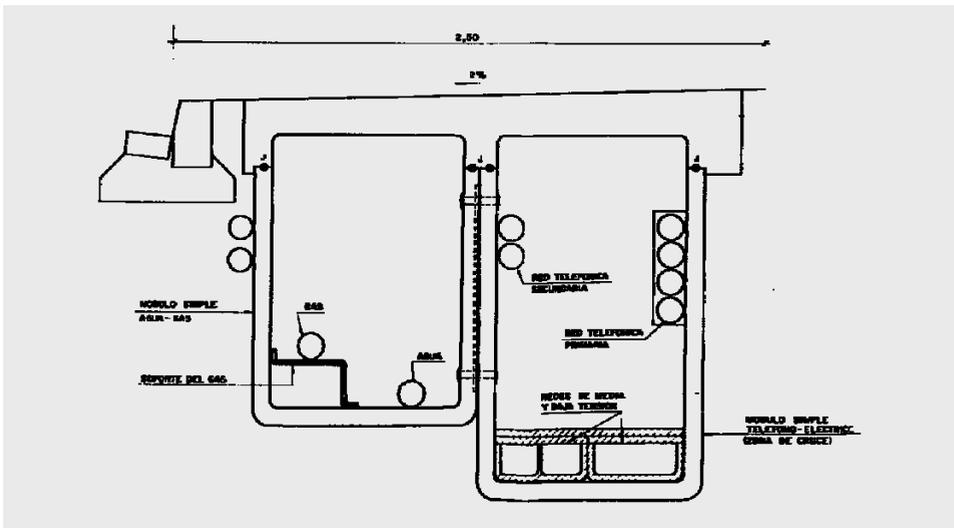


Fig. 4.18 – Sección transversal tipo de una acera según el SIMS (Barcelona)

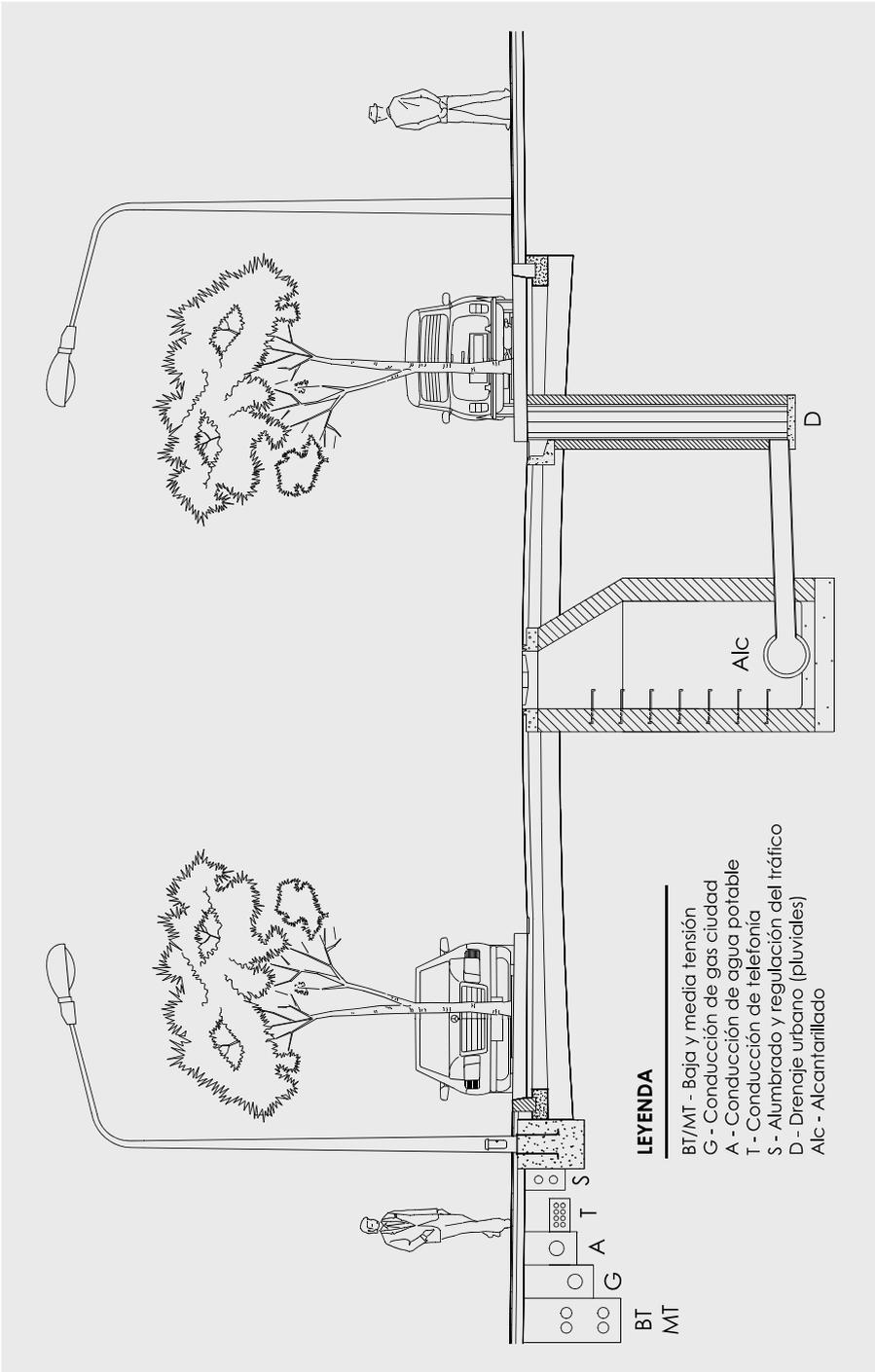


Fig. 4.19 – Sección transversal tipo de una vía urbana

## 2.5. Zonas de estacionamiento

El problema del estacionamiento en la ciudad es sin duda alguna, uno de los problemas más importantes se plantea en la actualidad. No es objetivo de este libro el tratar en profundidad esta problemática, aunque sí la de facilitar unas nociones básicas al respecto.

Íntimamente relacionada con este tipo de zonas se halla una característica fundamental del vehículo, como es el **radio de giro**. Por tanto, será necesario un estudio pormenorizado del mismo previamente a abordar el proyecto de este tipo de infraestructuras.

Existen tres tipos de zonas destinadas al estacionamiento de vehículos:

- (a) Estacionamiento en superficie: En este tipo de zonas, el estacionamiento se realiza a nivel, es decir, el vehículo no tiene que acceder a la zona por medio de rampas o pendientes. Dentro de este tipo de zonas, distinguimos dos clases:
  - Carriles de estacionamiento en la calle: Es sin duda el tipo de estacionamiento más común y familiar de todos. Consiste en destinar el uso del carril contiguo a la acera al estacionamiento de vehículos.
  - Áreas de estacionamiento: Se trata de grandes zonas resguardadas de la circulación de vehículos, y destinadas exclusivamente para el estacionamiento. Suelen estar asociadas a grandes superficies



Fig. 4.20 – Estacionamiento en superficie del centro comercial Gran Vía (Alicante)

comerciales y edificios de medio y gran aforo, como estadios, teatros o pabellones situados fuera del núcleo urbano de la ciudad, dado que el aprovechamiento del suelo que hacen es muy bajo.

- (b) Estacionamientos subterráneos: Este tipo de aparcamientos es propio de zonas céntricas y de alta densidad de tráfico, donde es impensable destinar áreas superficiales al estacionamiento de vehículos. Suelen construirse debajo de vías relativamente largas, accediendo a su interior a través de rampas rectas de pendientes no superiores al 14% o circulares, que no deben sobrepasar el 12% de inclinación.
- (c) Estacionamientos en inmuebles: Básicamente se trata de edificios cuyo uso está destinado parcialmente o en su totalidad al estacionamiento de vehículos. Actualmente, las viviendas de nueva construcción poseen en su sótano aparcamientos para los residentes, lo cual favorece la descongestión y reduce la demanda de plazas de aparcamiento en superficie.

Al igual que los anteriores, el acceso se realiza a través de rampas o, en el caso de existir problemas de espacio, de aparatos elevadores especiales.



Fig. 4.21 – Estacionamiento subterráneo (izquierda) y acceso peatonal al mismo (derecha)

## Formas de estacionamiento

Cualquiera que sea el tipo de zona escogida, el vehículo puede estacionar de diversas maneras, definidas por el ángulo que forma su eje longitudinal con el eje de la vía por la que circulaba: en **línea**, en **batería** y en **espina de pez**.

- (a) En línea, cordón o hilera: El vehículo estaciona de forma que su eje longitudinal se sitúa paralelamente al de la vía por el que circulaba. Este tipo de estacionamiento requiere menor espacio, aunque multiplica la dificultad de las maniobras necesarias para realizarlo. Se emplea sobre todo en los carriles de estacionamiento existentes en vías relativamente estrechas o con pocos carriles. Es el que peor aprovechamiento de espacio hace.
- (b) En batería o perpendicular: El estacionamiento del vehículo se realiza de forma perpendicular a la trayectoria de circulación. Este tipo de estacionamiento consigue un óptimo aprovechamiento del espacio, aunque requiere una anchura de pasillo mayor para que el vehículo pueda girar cómodamente. Muy empleada en todo tipo de estacionamientos.
- (c) En espina de pez u oblicuo: El vehículo estaciona rápidamente, al seguir una trayectoria oblicua de fácil maniobra. El ángulo de estacionamiento varía, siendo los más comunes 30°, 45° y 60°. Este tipo de estacionamiento se emplea sobre todo en calles de cierta anchura.

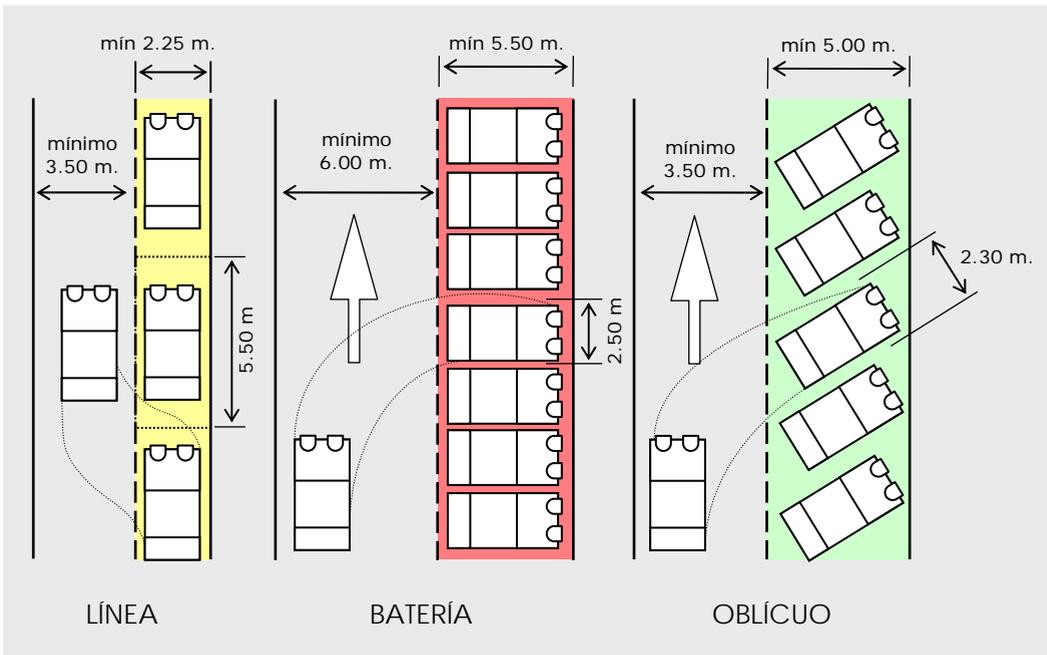


Fig. 4.22 – Formas de estacionamiento



# 05

## NUDOS

Los **nudos** –intersecciones y enlaces- surgen como una solución de continuidad al problema que plantea el cruce y unión de dos o más carreteras; estos puntos son sin duda críticos, ya que las condiciones de movimiento y comportamiento de los vehículos cambian en su entorno.

La diferencia fundamental entre **intersección** y enlace radica en la coincidencia o no de los planos de circulación de las distintas vías que concurren: en la intersección el cruce se realiza a nivel, es decir, los ejes de las diversas vías se cortan en un punto; en cambio, en el **enlace** el cruce se realiza a distinto nivel, intersectándose en este caso las proyecciones horizontales de los ejes.

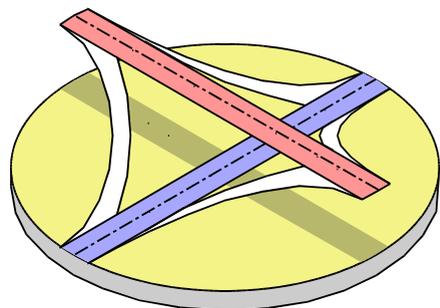
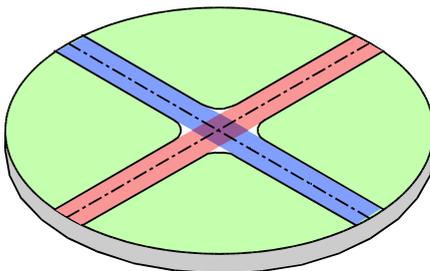


Fig. 5.1 – Representación esquemática de intersección y enlace

Esta diferencia condiciona el resto de aspectos a tener en cuenta en su elección, proyecto y posterior ejecución. Así, pueden enumerarse una serie de ventajas e inconvenientes de cada uno de ellos, resumidos en la siguiente tabla:

**S.5 Ventajas e inconvenientes de intersecciones y enlaces**

Intersecciones	Enlaces
<p>VENTAJAS</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Mayor facilidad de proyecto y construcción</li> <li>- Requieren una menor superficie</li> <li>- Generalmente son más económicos</li> </ul>	<p>VENTAJAS</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Favorecen la circulación fluida de vehículos</li> <li>- Son más cómodos para el conductor</li> <li>- Son más seguros y previenen accidentes</li> </ul>
<p>INCONVENIENTES</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Menor capacidad de tráfico</li> <li>- Obligan a reducir la velocidad o incluso a parar</li> <li>- Condicionadas por la visibilidad</li> </ul>	<p>INCONVENIENTES</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Su proyecto puede resultar más complejo</li> <li>- Requieren grandes superficies de terreno</li> <li>- Precisan un mayor movimiento de tierras</li> </ul>

**1. INTERSECCIONES**

En el proyecto de intersecciones intervienen gran cantidad de variables, pudiendo existir múltiples soluciones para resolverla. Los factores a considerar de cara al diseño de una intersección son los siguientes:

- (a) Datos funcionales: Debe estudiarse el tipo y rango de las vías que concurren, dando una mayor preferencia a aquella que mayor tráfico posea.
- (b) Datos físicos: Topografía –y en su caso disposición urbana- de la zona, apuntando las posibles barreras existentes para extender la superficie, así como los distintos servicios urbanos que discurren por el subsuelo. Para ello, es necesario disponer de una planta y de los perfiles longitudinales de las carreteras que se cruzan, así como de cuantos datos sean necesarios.

- (c) Datos de tráfico: Se debe efectuar un análisis tanto cuantitativo, conociendo las intensidades de tráfico en cada vía, como cualitativo, estudiando la composición de dicho tráfico. También es importante tener en cuenta la velocidad en los accesos y los movimientos locales.
- (d) Accidentes: La repetición de accidentes en una intersección puede justificar su acondicionamiento; por ello, es interesante conocer la forma en que se producen los accidentes, así como las causas que los determinan.

## Canalización de intersecciones

En función de la **intensidad** de tráfico y por tanto, de la capacidad que se pretenda conseguir, se distinguen dos tipos principales de intersecciones: canalizadas y sin canalizar. Las primeras, debido a la delimitación de las trayectorias conseguida mediante **isletas**, **lágrimas** y dispositivos similares, tienen mayor capacidad que las segundas.

La Instrucción de Carreteras exige la canalización de intersecciones cuyos ramales tengan una IMD igual o superior a 300 vehículos por día.

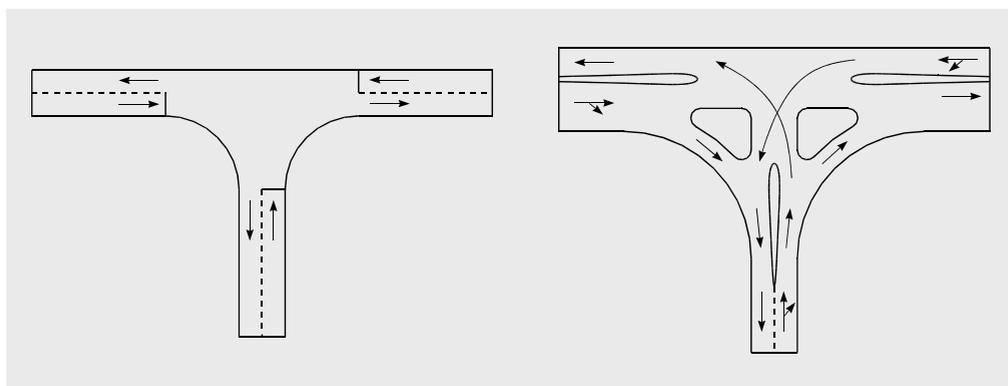


Fig. 5.2 – Intersecciones sin canalizar y canalizada

### 1.1. Criterios de proyecto

Los principios generales que deben regular el proyecto de una intersección, especialmente si ésta es canalizada, son los siguientes:

- (a) Preferencia de los movimientos principales: Los movimientos principales –generalmente aquellos que impliquen un mayor número de vehículos– deben prevalecer sobre los secundarios, limitando estos últimos con diversos métodos: señalización, reducción del ancho o radios pequeños.

- (b) Reducción de las áreas de conflicto: Las grandes superficies, o lo que es igual, la escasa o inexistente definición de las trayectorias a seguir en cada posible movimiento genera comportamientos desordenados y confusión, aumentando la accidentalidad de la intersección.
- (c) Perpendicularidad de las trayectorias: Las intersecciones en ángulo recto son las que presentan áreas de conflicto mínimas. Además, facilitan las maniobras, aumentan la visibilidad en la intersección y reducen tanto la accidentalidad como la gravedad de los accidentes producidos. Son aceptables ángulos comprendidos entre  $60^{\circ}$  y  $120^{\circ}$ .
- (d) Paralelismo de las trayectorias al converger o divergir: Los vehículos que se incorporen o salgan de una vía deberán hacerlo con ángulos de entre  $10^{\circ}$  y  $15^{\circ}$ , para de este modo aumentar la fluidez de la circulación. Ángulos mayores provocarán detenciones, disminuyendo ostensiblemente la capacidad y la seguridad en la intersección.
- (e) Control de los puntos de giro: Una canalización adecuada permite evitar giros en puntos no convenientes, mediante el empleo de isletas que los hagan materialmente imposibles o muy difíciles. Si las isletas están elevadas, la seguridad será mayor que si se delimitan con marcas en el pavimento de la vía.
- (f) Control de la velocidad: Para evitar accidentes, puede ser conveniente limitar la velocidad máxima en la intersección, disponiendo para ello curvas de menor radio o estrechando las calzadas.
- (g) Visibilidad: La velocidad debe regularse en función de la visibilidad, de forma que entre el punto en que un conductor pueda ver a otro vehículo con preferencia de paso exista, al menos, la distancia de parada.
- (h) Sencillez y claridad: Las intersecciones excesivamente complicadas crean en el conductor un estado de duda y confusión, lo que provocará que cometa errores en la elección de la trayectoria e intente rectificarla, aumentando el riesgo de accidentes.
- (i) Comodidad: El conductor debe poder abordar cualquier trayectoria posible sin efectuar maniobras incómodas o recorridos demasiado largos; el *comfort* deriva en una mayor fluidez en el tráfico.
- (j) Previsión de crecimiento: Debe preverse la demanda futura de tráfico en la intersección, para evitar que quede obsoleta en un corto periodo de tiempo.
- (k) Otros aspectos: En situaciones más particulares, puede ser necesario considerar una serie de factores, como son: Separación de los puntos de conflicto, separación de determinados movimientos, creación de zonas protegidas para peatones, etc.

## 1.2. Elementos canalizadores y reguladores

Como se ha comentado anteriormente, existen una serie de elementos que regulan y canalizan el acceso y la circulación en una intersección. Entre los existentes, destacan dos de ellos: **isletas** o elementos canalizadores, y **semáforos** o elementos reguladores.

### Isletas

Las **isletas** son zonas bien definidas, situadas entre carriles de circulación, destinadas a guiar el movimiento de los vehículos y a servir de eventual refugio a los peatones. Su materialización puede realizarse de dos formas:

- Mediante marcas viales pintadas sobre el pavimento; esta solución es la más económica, pero no supone ningún tipo de barrera para los vehículos, que pueden invadirla con total libertad. En intersecciones de reducidas dimensiones –generalmente urbanas- o con elevado tráfico, no es conveniente su uso, dado que aumenta el riesgo de accidentes.
- Mediante elevaciones de la superficie, conformando verdaderas “islas” rodeadas de asfalto. Esta elevación supone un obstáculo para el tráfico rodado canalizándolo adecuadamente al no permitir fácilmente su invasión, y sirviendo además de refugio a peatones que eventualmente crucen la vía.

Funcionalmente, existen tres tipos de isletas:

- (a) Isletas separadoras o divisorias: Destinadas a **separar** sentidos iguales u opuestos de circulación. Suelen disponerse en carreteras de calzadas no separadas para advertir a los conductores de la presencia de un cruce. Facilitan y ordenan los giros principales.
- (b) Isletas de encauzamiento: Su principal misión es **controlar y dirigir** las distintas trayectorias que los vehículos pueden realizar en la intersección. De esta forma, los movimientos se realizan en las zonas previstas, y con los ángulos y velocidades más convenientes. También se utilizan para delimitar superficies en las que debe impedirse la circulación.
- (c) Refugios: Infraestructuras destinadas al **resguardo** de los peatones, empleadas normalmente por razones de seguridad en tramos excesivamente anchos de vía. De esta forma, se reducen los tiempos de cruce, aumentando la capacidad de la intersección. Su ancho mínimo debe ser de 1 m. y su longitud, al menos el doble de la anchura del paso de peatones.

Las isletas deben colocarse de forma que no confundan a los conductores: un grupo numeroso de isletas puede provocar este efecto. Además, deberán redondearse sus vértices y retranquearse entre 0.50 y 1 m. respecto del borde del carril contiguo.

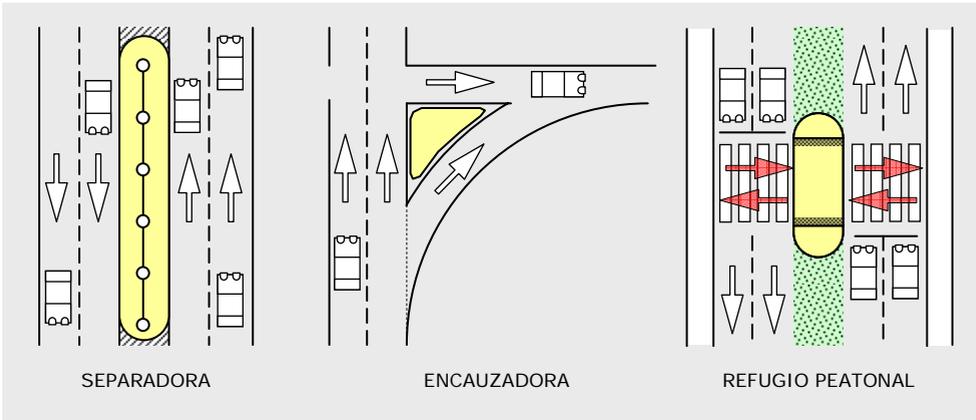


Fig. 5.3 – Tipos de isletas

## Semáforos

Los **semáforos** son los elementos reguladores del tráfico por excelencia en las zonas urbanas, aunque su uso puede llegar a hacerse necesario en carreteras, especialmente intersecciones próximas núcleos de población.

En cada uno de los accesos a la intersección se coloca al menos un semáforo, en cuya cabeza aparecen tres luces –roja, ámbar y verde- que se encienden sucesiva y ordenadamente. Teniendo en cuenta las posibles combinaciones de luces rojas y verdes que pueden estar simultáneamente encendidas en toda la intersección, se definen dos conceptos consustanciales a las intersecciones semaforizadas:

- **Fase:** Tiempo durante el que puede realizarse un determinado movimiento dentro de la intersección, es decir, el tiempo durante el cual una serie de semáforos permanecen en verde.
- **Ciclo:** Tiempo necesario para que vuelvan a repetirse las mismas condiciones de regulación dentro de la intersección; dicho de otro modo, es el resultado de la suma de las diferentes fases, así como de los tiempos de transición –o de ámbar- entre ellas.

Según su **modo operativo**, pueden distinguirse distintos tipos de semáforos:

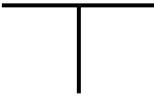
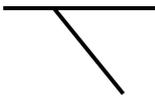
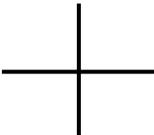
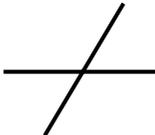
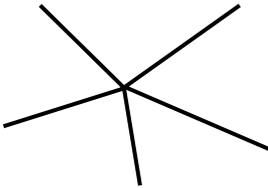
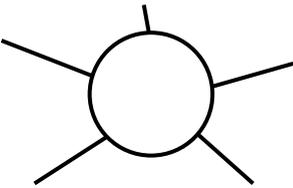
- (a) **De tiempos fijos:** Su funcionamiento es extremadamente simple, limitándose a cumplir un programa que previamente se le ha introducido, sin posibilidad de variarlo por otro método que no sea su reprogramación directa. Funciona relativamente bien en zonas de baja densidad de circulación, aunque tiene el inconveniente de no adaptarse a las variaciones que el tráfico experimenta a lo largo del día.

- (b) De tiempos variables: Consta de varios programas que se adaptan a las diversas situaciones de tráfico, previstas y estudiadas de antemano. Su regulación puede ser manual o mediante un temporizador que escoja uno u otro programa según la hora del día.
- (c) Accionados y semiaccionados: En este tipo de semáforos se produce una regulación continua del tráfico, adaptándose automáticamente a las circunstancias. Para ello, disponen de una serie de dispositivos detectores, encargados de registrar la intensidad de tráfico existente en cada una de las vías. Los detectores más utilizados son:
- De presión: Consta esencialmente de una plancha de caucho, en cuyo interior se colocan dos láminas metálicas muy próximas entre sí, que hacen contacto al situarse el vehículo sobre ellas.
  - Magnéticos: Detectan la distorsión del campo magnético producida por el paso sobre ellos de una masa metálica. Están formados por un tubo metálico en cuyo interior existe una bobina conectada a un amplificador.
  - De lazo: Constituidos por un bucle, lazo o espira metálica empotrada en el pavimento, y que detecta las variaciones de inductancia que produce un vehículo al posarse sobre ella.
  - De radar: Constan generalmente de un aparato emisor y otro receptor de ondas electromagnéticas, colocados sobre la vía lateralmente. Se basan en el efecto Doppler, que se produce al chocar un tren de ondas contra un objeto en movimiento. Otros detectores de similar funcionamiento son los fotoeléctricos, ultrasónicos o los láser.
- La diferencia entre los semáforos accionados y los semiaccionados es que, mientras que los primeros consideran y evalúan todas las posibles movimientos –principales y secundarios-, los semiaccionados actúan sobre las vías secundarias, activándose cuando algún vehículo se sitúa sobre el dispositivo detector; estos últimos suelen llevar además asociado un programa fijo, que asegure un tiempo mínimo de verde para los movimientos principales.
- (d) De control centralizado: Todos los semáforos se hallan conectados a un ordenador central, que se encarga de detectar el tráfico existente no sólo en la intersección, sino en sus alrededores, analizar los datos y regular cada una de las fases en función de la demanda. Este tipo de sistema de regulación se ha impuesto en los grandes núcleos urbanos y, poco a poco, va introduciéndose en pequeñas y medianas ciudades.
- (e) Peatonales: Llevan un dispositivo en su báculo soporte para que el peatón puede accionarlo, y de esta forma detener los vehículos y efectuar el cruce. Generalmente son semáforos cuya única finalidad es esta, y no cumplen tareas de regulación del tráfico rodado.

### 1.3. Tipología de intersecciones

Aunque la variedad de intersecciones que pueden proyectarse es casi ilimitada, puede establecerse una tipología de las mismas en función del número de vías o ramales que concurren. Dentro de algunos de estos grupos, pueden distinguirse dos subgrupos en función de la disposición geométrica que adoptan los ramales.

En el siguiente cuadro se muestra un resumen tipológico de las mismas:

S.6		Tipos de intersecciones	
		Perpendiculares	Oblicuas
Tres ramales	 <p>En T</p>	 <p>En Y</p>	
Cuatro ramales	 <p>En cruz</p>	 <p>En X</p>	
Múltiple			
Giratoria			

## Intersecciones de tres ramales

Este tipo de intersecciones se emplean para la resolución de encuentros entre carreteras principales y secundarias, quedando estas últimas absorbidas por las primeras. Por su disposición geométrica en planta, se diferencian claramente dos tipos:

- **Intersecciones en T:** Los ramales concurren formando ángulos mayores de  $60^\circ$ , es decir, con direcciones sensiblemente perpendiculares.
- **Intersecciones en Y:** Al menos uno de los ángulos formados entre los ramales es menor de  $60^\circ$ .

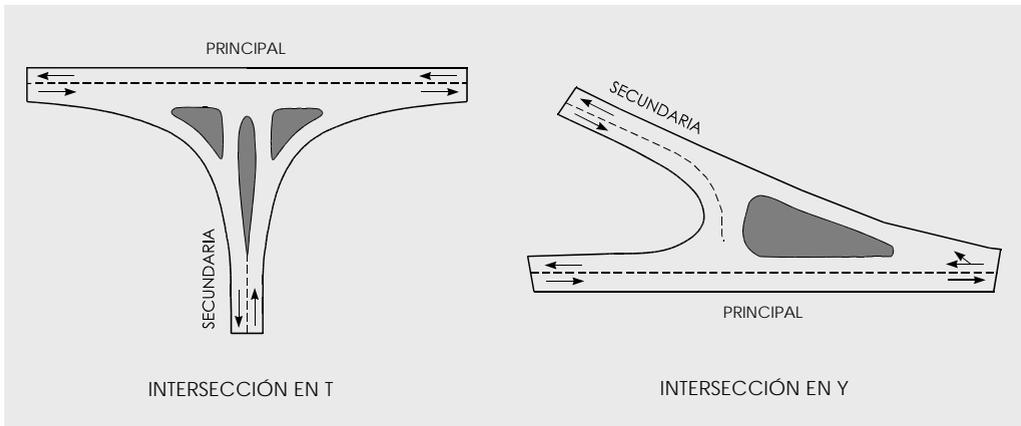


Fig. 5.4 – Intersecciones de tres ramales

En un principio, las intersecciones en T son más recomendables, al concurrir perpendicularmente las vías, lo que aumenta la **visibilidad** en el cruce; por otro lado, la intersección en Y facilita determinados movimientos principales, aunque debe procurarse que si la intersección se produce en una curva de la carretera principal, la alineación de la carretera secundaria no quede tangente a ella para evitar confusión. Aun así, es desaconsejable el proyecto de intersecciones en Y, salvo circunstancias excepcionales.

Conforme aumenta el tamaño de los radios de giro utilizados, aumenta la superficie del área pavimentada, lo que puede producir confusiones y dudas entre los conductores respecto de qué trayectoria seguir. Esto se evita **canalizando** la intersección mediante isletas alargadas o *lágrimas* e isletas de tipo triangular.

Para favorecer determinados movimientos pueden construirse **raquetas** o carriles independientes que facilitan la incorporación del vehículo mediante un giro indirecto, así como intersecciones en T con **falsa glorieta**. Aunque en algunos casos resulten más económicas, no son recomendables, ya que el cruce de dos carriles es siempre más peligroso que el de uno solo, aunque se realice perpendicularmente a los

mismos. Únicamente, este tipo de variantes pueden considerarse si se hallan reguladas mediante semáforos.

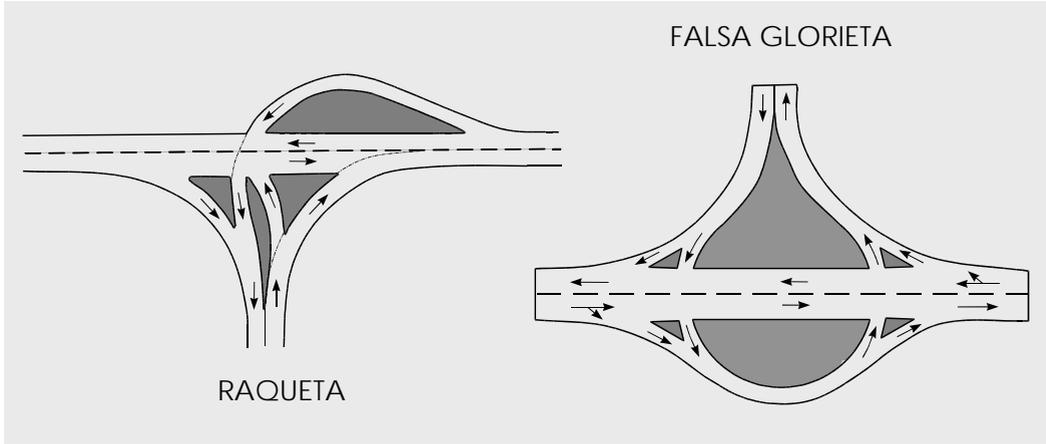


Fig. 5.5 – Variantes en raqueta y rotonda o falsa glorieta

### Intersecciones de cuatro ramales

En ellas se produce un cruce de dos vías –cuatro ramales en total- generalmente de rango similar. Al igual que en las anteriores, se distinguen dos tipos:

- Intersecciones en cruz: Los ramales concurren formando en cualquier caso ángulos mayores de  $60^\circ$ , con direcciones sensiblemente perpendiculares.
- Intersecciones en X: Los ramales forman dos ángulos menores de  $60^\circ$ .

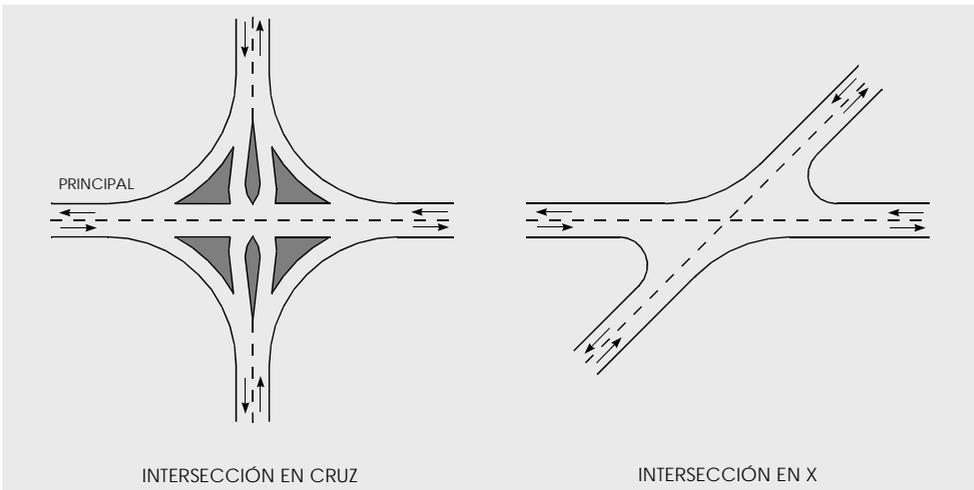


Fig. 5.6 – Intersecciones de cuatro ramales

Las intersecciones poco importantes pueden mantenerse sin canalizar; según vaya aumentando el tráfico será conveniente colocar isletas o vías de espera tanto en la vía principal como en la secundaria.

Al igual que en intersecciones de tres ramales, cuando el tráfico en la vía principal tiende a no desviarse de dicha vía puede ser conveniente el proyecto de intersecciones con *falsa glorieta*, aunque en este caso –dada su mayor peligrosidad– conviene que estén **semaforizadas**.

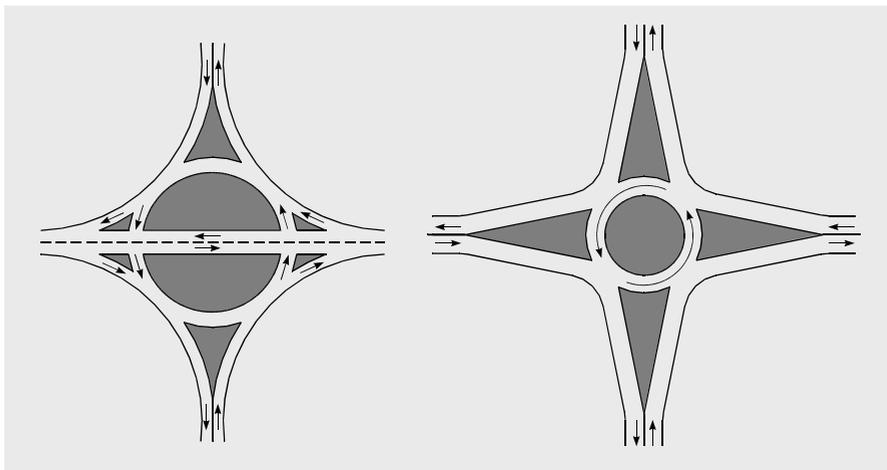


Fig. 5.7 – Falsas glorietas

Las **intersecciones en X** proporcionan una mala visibilidad de la calzada, por lo que es conveniente transformarlas en intersecciones en cruz o en doble T, como muestran las figuras adjuntas.

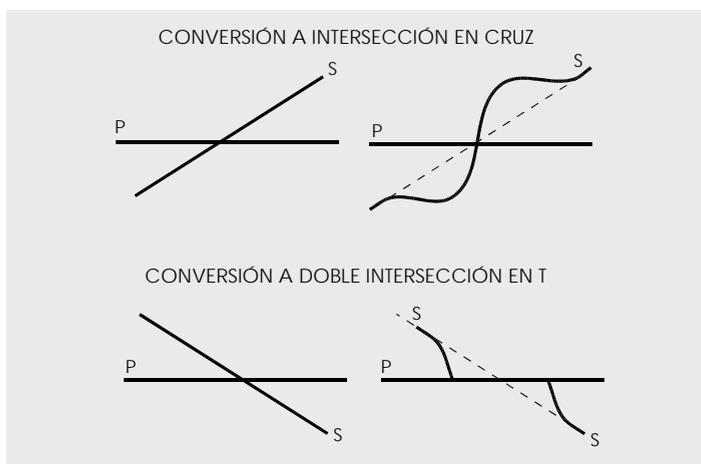


Fig. 5.8 – Formas correctas de convertir intersecciones en X

## INTERSECCIONES EN T

Fuente: Recomendaciones para el proyecto de intersecciones, MOP, 1.967

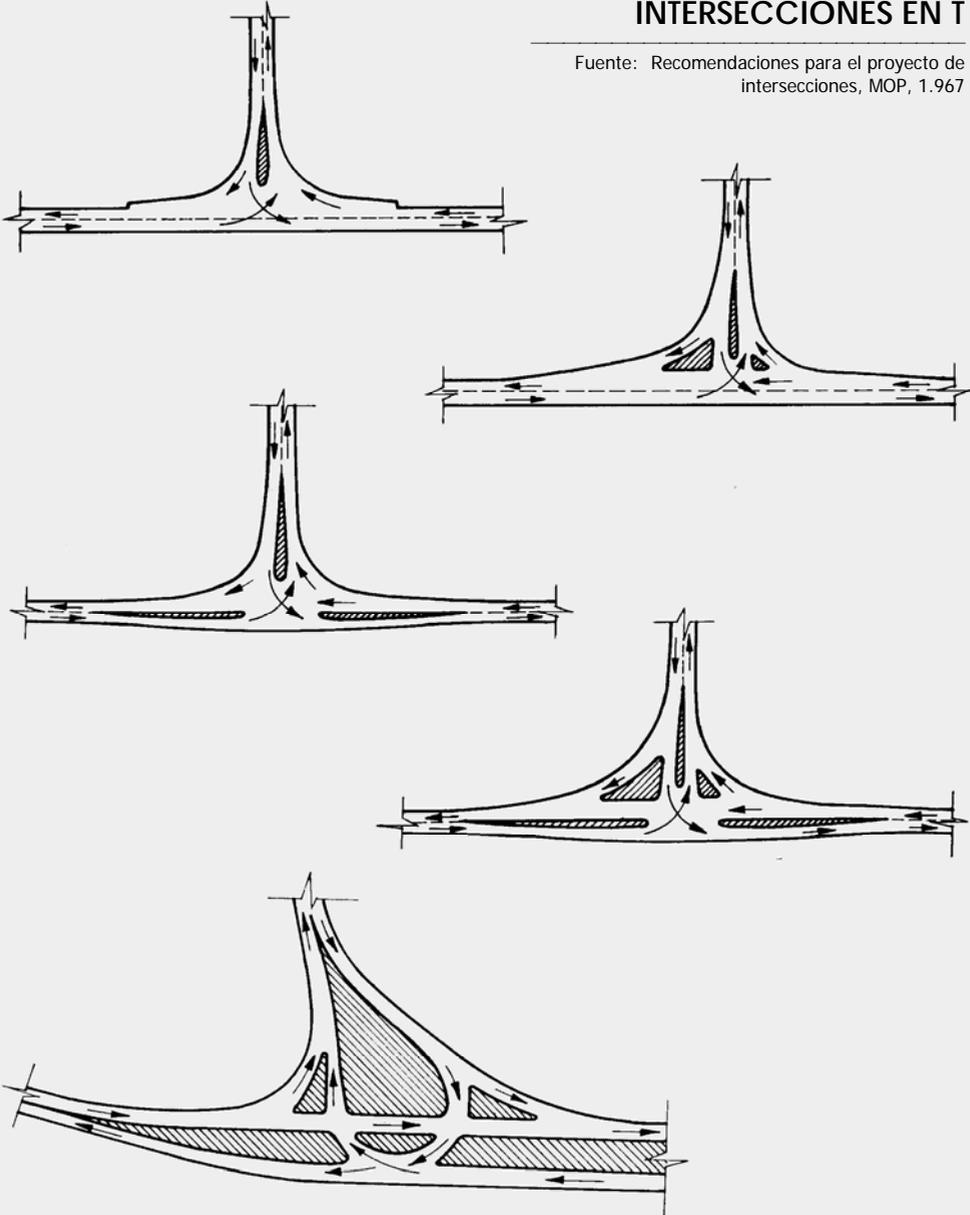


Fig. 5.9 – Intersecciones de tres ramales en T

## INTERSECCIONES EN Y

Fuente: Recomendaciones para el proyecto de intersecciones, MOP, 1.967

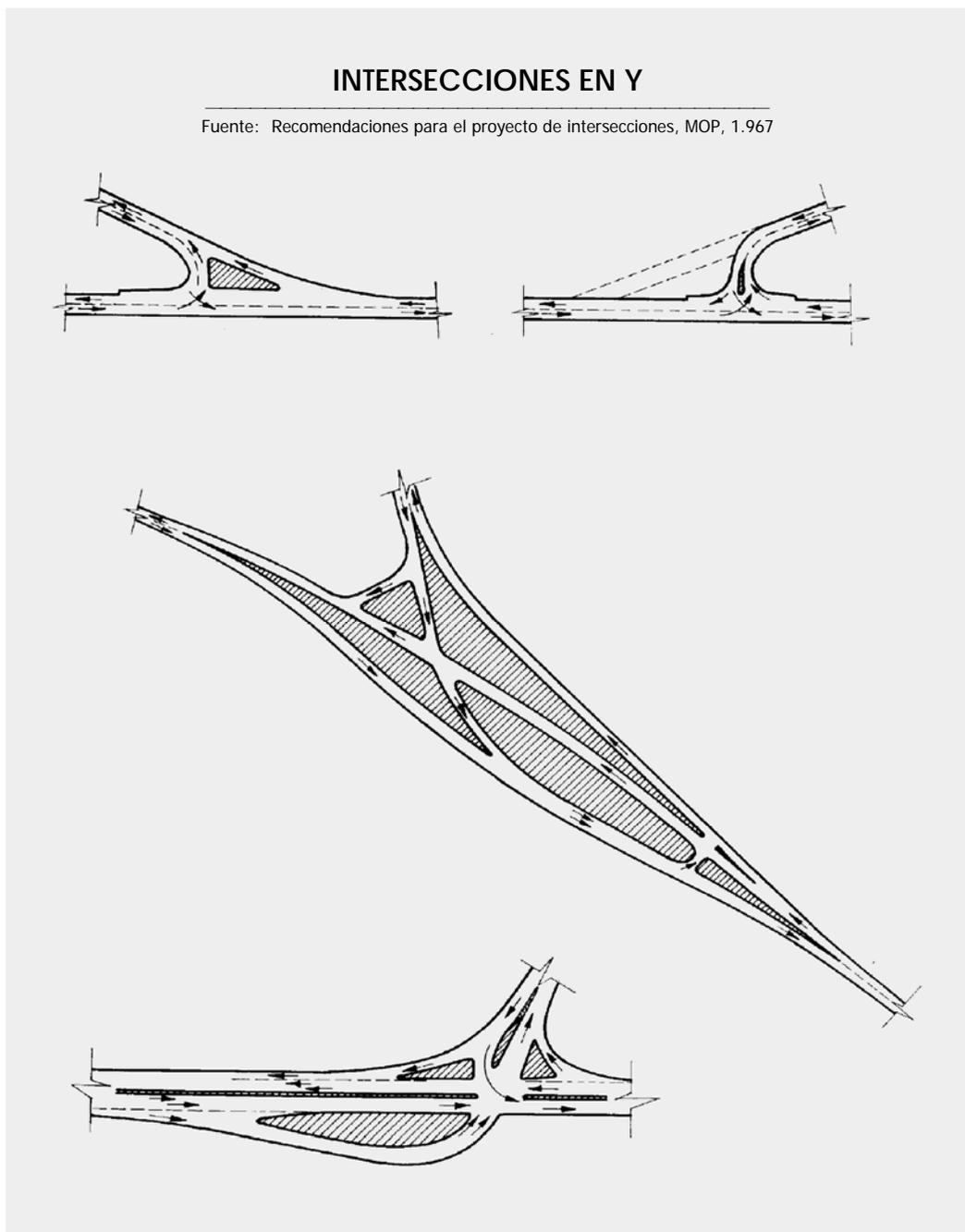


Fig. 5.10 – Intersecciones de tres ramales en Y

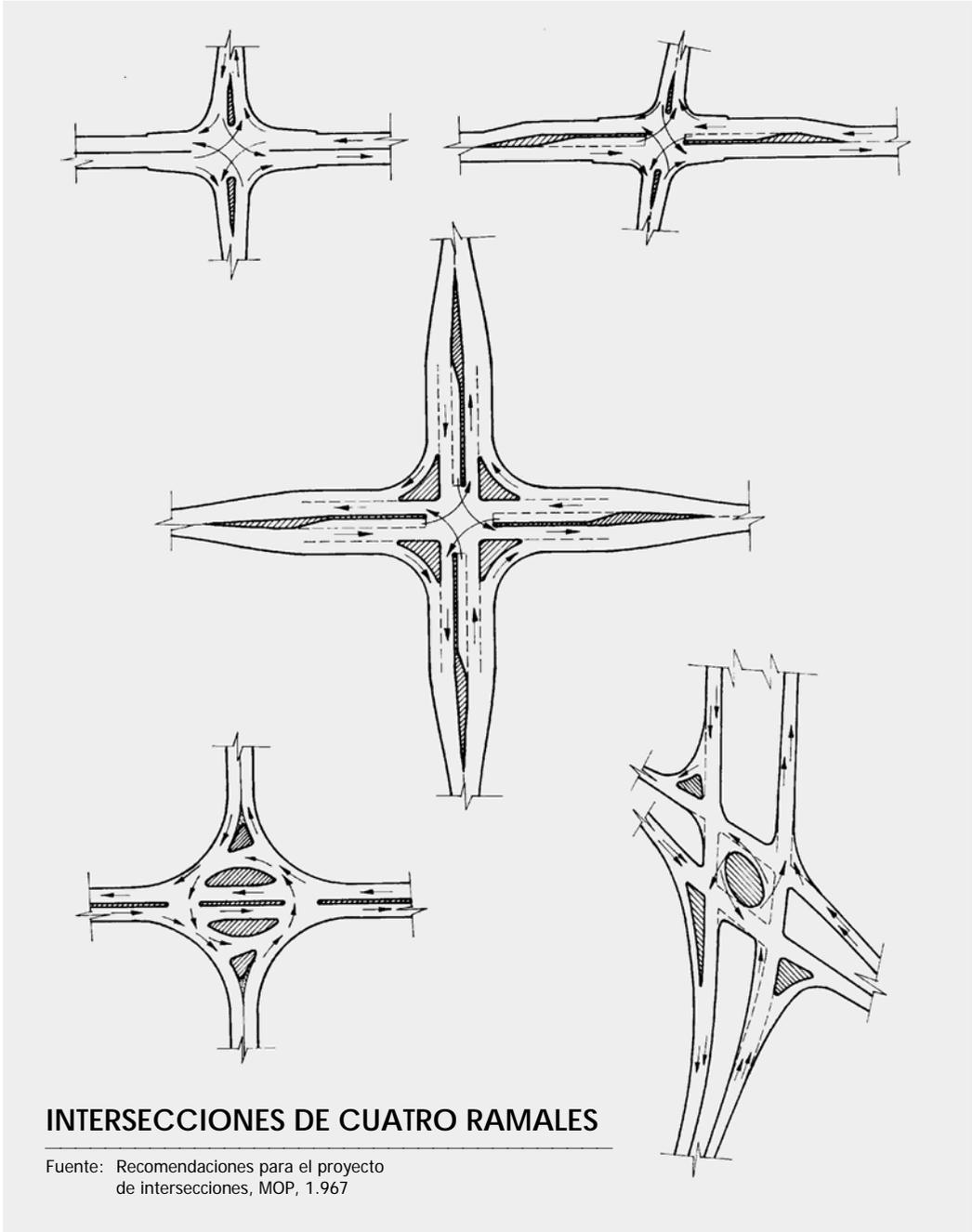


Fig. 5.11 – Intersecciones de cuatro ramales

## Intersecciones de más de cuatro ramales

Este tipo de intersecciones es difícil de tratar, por lo que es conveniente evitarlas en la medida de lo posible. Generalmente, la solución ideal es suprimir alguno de los ramales, empalmándolo fuera de la intersección. Otras veces, sin embargo, esto no es posible y hay que llegar a **complejas soluciones** o de tipo giratorio. En zonas urbanas, el establecimiento del sentido único en determinados ramales simplifica el funcionamiento de la intersección.

## 2. GLORIETAS

La **glorieta** o intersección giratoria se caracteriza por la confluencia de los ramales en un anillo de circulación rotatoria en sentido antihorario alrededor de una isleta central, teniendo prioridad de paso aquellos vehículos que circulan por ella. Dada la actual tendencia de resolver las intersecciones de vías mediante el empleo de glorietas, les dedicaremos una especial atención.

Este tipo de intersección surge como un intento de remediar los incipientes problemas de congestión y accidentalidad en las ciudades de principios de siglo. Propuesta a la vez por el ingeniero neoyorquino William Eno y por el arquitecto parisino Eugène Hérnard, el cual se basó en la idea de "obligar a los vehículos a rodear un obstáculo, describiendo trayectorias casi concéntricas que se corten bajo ángulos muy pequeños".

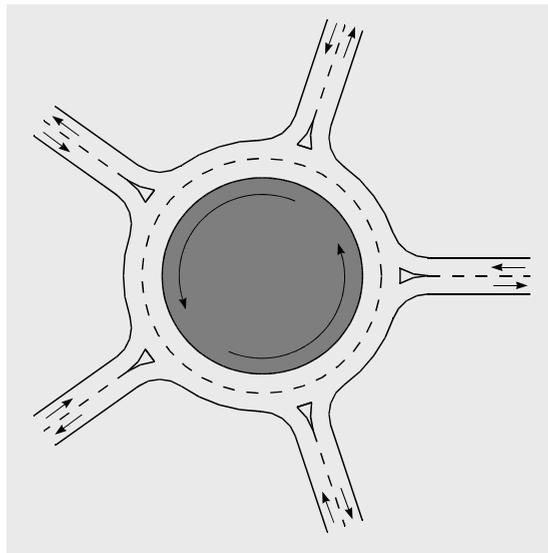


Fig. 5.12 – Esquema de una intersección giratoria o glorieta

El desarrollo de este tipo de intersecciones ha sido impulsado desde países como Gran Bretaña o Francia –pionera en su empleo- así como de Estados Unidos. La mayor parte de estudios y normativas existentes provienen de estos tres países.

En España, la tradición del empleo de glorietas es mucho más joven y avanza a expensas de la de países con más experiencia. Prueba de ello son las *Recomendaciones sobre Glorietas*, editadas por el Ministerio de Obras Públicas en 1.989 y que no eran más que un compendio de las normas inglesa y francesa de 1.984, que aún se hallaban sin rectificar.

Sin duda, uno de los mayores espaldarazos que ha sufrido la glorietta en los últimos años ha sido el seminario “Giratoires ‘92” celebrado en octubre de 1.992 en la ciudad francesa de Nantes. En él hubo aportaciones de todos los países que conforman Europa Occidental, extrayéndose conclusiones útiles para la implantación y dimensionamiento de este tipo de intersecciones.

## 2.1. Condiciones de implantación

La glorietta es muchas veces una solución de compromiso que, especialmente en zonas urbanas, se presta a numerosas situaciones. La idoneidad de la implantación de este tipo de intersecciones se ve afectada por los siguientes condicionantes:

- Características del entorno viario al que dará servicio.
- Existencia de limitaciones de espacio.
- Número de ramales confluentes.
- Evaluación de las intensidades de dichos ramales.

En zonas con elevadas intensidades de tráfico y limitaciones de espacio, proporcionan la transición entre carretera y vía urbana, aunque pueden ser incompatibles con los sistemas urbanos de regulación de la circulación –semáforos- e imponen recorridos más largos a peatones y ciclistas.

Fuera del núcleo urbano, las altas velocidades de circulación, las bajas fluctuaciones de la intensidad y las escasas limitaciones de espacio existentes hacen de la glorietta una solución ventajosa frente a otro tipo de intersecciones, aunque se debe tener muy en cuenta que la pérdida de prioridad que impone al tráfico de paso disminuye su capacidad, resultando poco convenientes en itinerarios principales.

En general, **se recomienda el empleo de glorietas** en los siguientes casos:

- Intersecciones de cinco o más ramales, con intensidades de tráfico aproximadamente iguales en todos los ramales.
- Predominio de movimientos de giro relativamente importantes, que lleguen a superar en cantidad a los movimientos que continúan rectos.

- Por su elevada capacidad, cuando se desee disponer de una reserva para acomodar la demanda futura evitando la regulación de tipo semafórica.
- En situaciones donde confluyan vías de diferente jerarquía, ya que diferencia y facilita los cambios en la funcionalidad de las mismas.
- Como transición entre zonas urbanas y rurales.
- Si se pretende efectuar cambios bruscos de alineación en el trazado de una vía, que no podrían lograrse mediante curvas.
- Áreas extensas y horizontales, con existencia de distancias entre dos accesos lo suficientemente grandes como para permitir tramos de trenzado.

Por el contrario, **se desaconseja su empleo** en las siguientes situaciones:

- Zonas urbanas o semiurbanas reguladas mediante semáforos, ya que provocan la agrupación de pelotones de vehículos, que difícilmente podrá absorber la glorieta.
- En los itinerarios principales de las vías interurbanas, ya que la pérdida de prioridad ocasionada por la glorieta en este tipo de vías disminuye notablemente su nivel de servicio.
- En caso de predominio de uno de los tráficos de acceso sobre el resto.
- En áreas con fuertes pendientes, superiores al 3%. La glorieta es la intersección horizontal por excelencia.
- Si en hora punta se prevé la formación de colas en alguna de las entradas a la intersección. Esto acarrea un aumento de los accidentes debido a la falta de visibilidad.



Fig. 5.13 – Glorieta elevada en el distribuidor sur de Madrid (MOPT)

## 2.2. Principales ventajas e inconvenientes

La peculiaridad de este tipo de intersecciones se traduce en una serie de ventajas e inconvenientes sobre las tradicionales, resumidas en el siguiente cuadro:

S.7 Ventajas e inconvenientes de las glorietas	
Ventajas	Inconvenientes
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Posibilidad de intersección de múltiples ramales</li> <li>- Sencillez y uniformidad de funcionamiento</li> <li>- Mayor capacidad</li> <li>- Tiempos de espera menores</li> <li>- Menor accidentalidad</li> <li>- Menores costes de mantenimiento</li> <li>- Mejor integración ambiental</li> <li>- Correctamente diseñada, a igual capacidad ofrece mayor fluidez y seguridad</li> <li>- Repetida a lo largo de un tramo, es un elemento moderador de la velocidad</li> <li>- Conecta vías de distinto régimen y categoría</li> <li>- Lamina el tráfico entrante en una población</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ocasionan la pérdida de prioridad de todos los tramos que acceden a ella</li> <li>- Uniformiza los criterios funcionales de las vías, desvirtuándose su jerarquía</li> <li>- Impone demoras a todos los usuarios</li> <li>- Plantea problemas de desplazamiento a los peatones</li> <li>- Impide una correcta gestión del tráfico de los transportes colectivos públicos</li> <li>- Resuelve mal el tráfico de bicicletas</li> <li>- Un mal diseño o un cambio en las condiciones de circulación puede desvirtuar todas las ventajas en teoría posee</li> <li>- No se conoce del todo su comportamiento ante ciertas situaciones de tráfico</li> </ul>

Fuente: Seminario "Giratoires '92", Nantes (Francia)

## 2.3. Características geométricas

De la elección por parte del proyectista de unas características geométricas adecuadas puede depender el éxito o el fracaso de una glorieta, funcionalmente hablando. Para auxiliarle en esta labor, se han redactado una serie de directrices y premisas de diseño que afectan a todas y cada una de las zonas que integran esta intersección.

En base a estos criterios, el Ministerio de Obras Públicas elaboró un esquema donde se indican algunos de estos valores mínimos a considerar, y que se muestra en la figura de la página siguiente.

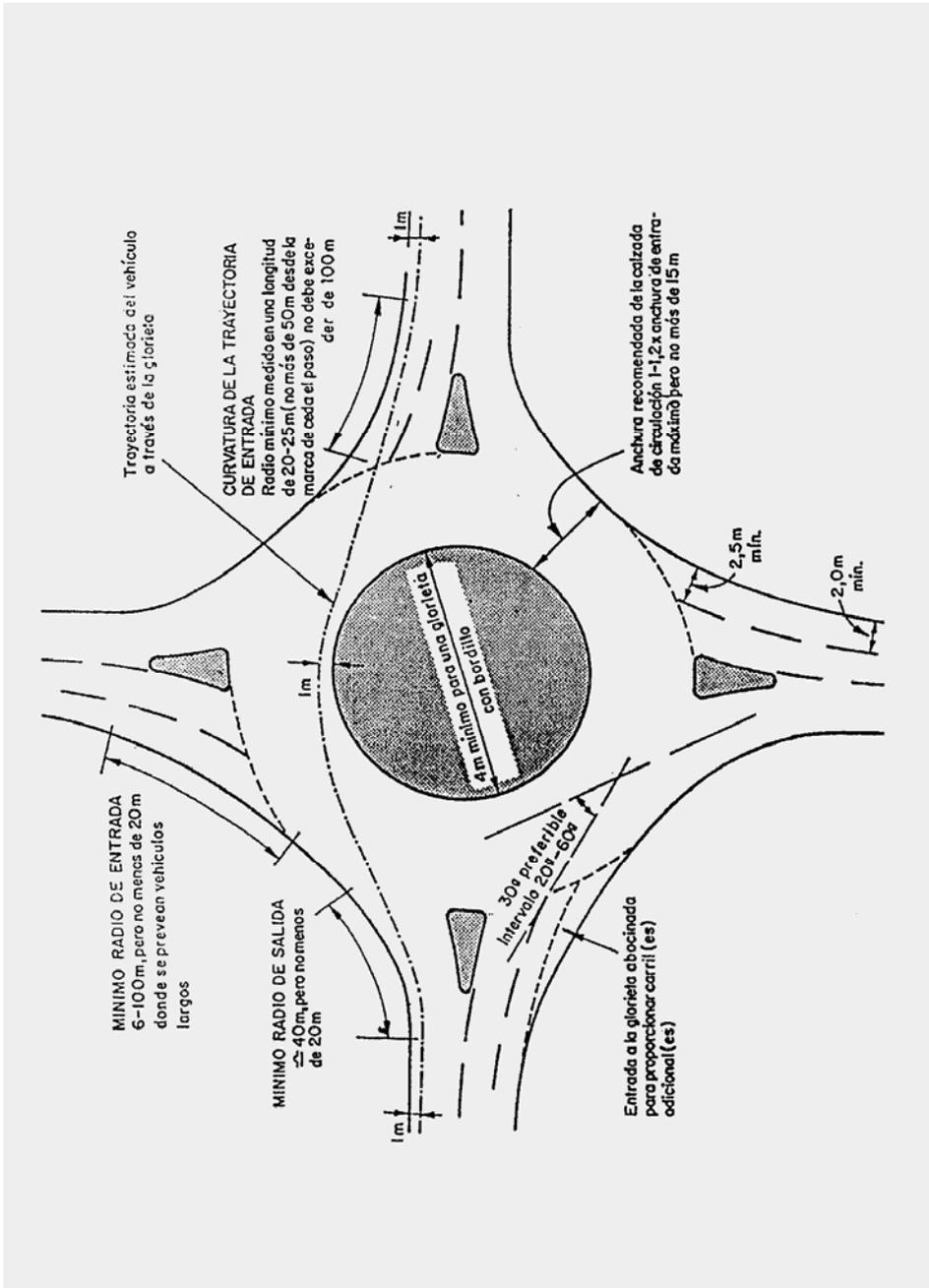


Fig. 5.14 – Parámetros básicos para el diseño de una glorieta (MOPT)

A continuación se comentarán más en detalle ciertos aspectos de diseño:

- (a) Geometría de los accesos: La disposición de los ramales que acceden a la glorieta debe ser uniforme, intentando que los ángulos que forman entre los mismos difieran lo menos posible, procurando asimismo que los ejes de los ramales no sean tangentes al anillo. Esto último se debe a que la probabilidad de accidente en una entrada disminuye según aumenta el ángulo formado por un ramal y el consecutivo –en el sentido de giro– por lo que es deseable un **espaciamiento uniforme** de los ramales a lo largo de la calzada circular, lo que en determinados casos puede obligar a replantear el trazado de algunos de los ramales.

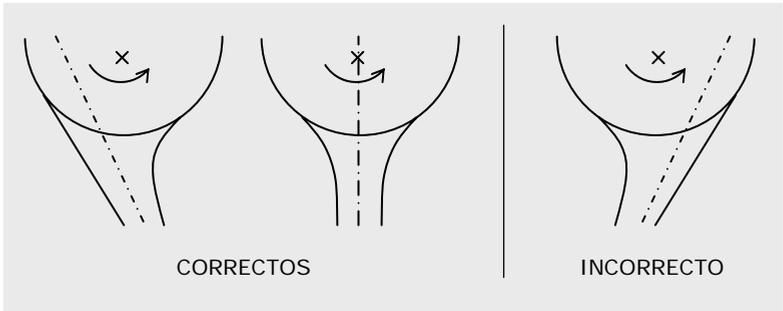


Fig. 5.15 – Accesos correctos e incorrectos

- (b) Carriles de acceso: Las Recomendaciones del MOPT fijan las anchuras mínimas de los carriles de entrada en 2.5 m. Sin embargo, la experiencia acumulada demuestra que debe recurrirse a anchos superiores a 4 m. en el caso de existir ramales con un solo carril de acceso, o a 6 m. si está compuesto por dos carriles.
- (c) Radio de los accesos: El MOPT recomienda valores mínimos de entre 6 y 10 m. en función del porcentaje de tráfico pesado existente, admitiendo un radio máximo de 100 m. Es recomendable el empleo de radios del orden de 20 m. con una transición circular previa de 100 a 200 m. de radio y lo suficientemente larga como para poder disponer isletas separadoras que además actúen como refugios peatonales.
- (d) Carriles de salida: Se aconseja que el número de carriles de salida de un determinado ramal sea al menos el mismo que el de la vía a la que desemboca. Si existe un único carril, deben fijarse anchos superiores a 6 m. para facilitar el rebasamiento de vehículos detenidos y evitar la formación de colas y tapones.
- (e) Radio de las salidas: El radio mínimo del bordillo debe ser como mínimo de 40 m., admitiéndose valores nunca inferiores a 20 m. en casos de fuerza

mayor. También es conveniente el empleo de transiciones circulares de forma análoga a la ya descrita para los accesos, ya que así se facilitan las maniobras de salida a los vehículos.

- (f) **Calzada anular:** Como mínimo debe tener tantos carriles como el ramal de entrada que mayor número de ellos tenga, permaneciendo constante su anchura a lo largo de todo su trazado. El MOPT recomienda anchuras de entre el 100 y el 120% de la anchura máxima de entrada, sin exceder de 15 m., con arceles interiores de entre 30 y 50 cm. y exteriores no superiores a 1 m. para evitar el estacionamiento o el empleo de éstos como un falso carril.

Para el correcto diseño de la glorieta, es necesario introducir el concepto de **longitud de trenzado**, que se define como la mínima necesaria para que los vehículos entrantes y salientes puedan entrecruzar sus trayectorias sin apenas modificar sus condiciones de marcha.

La **capacidad** de una intersección giratoria viene determinada por la capacidad del tramo de trenzado más crítico; si se rebasa dicha capacidad, será necesario establecer elementos reguladores, como semáforos o señalización de preferencia de paso.

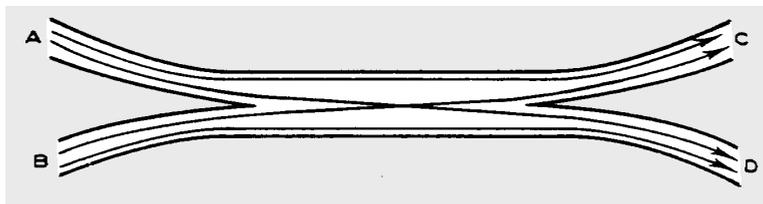


Fig. 5.16 – Tramo de trenzado

El trazado de la **isleta central** está subordinado a la velocidad específica de la intersección, al número y situación de los accesos y a las longitudes de los tramos de trenzado. La forma más adecuada para dicha isleta es la **circular**, con lo que se obtiene el área y perímetro mínimos y posibilita el trazado de todos los segmentos de la intersección con la misma velocidad específica, aunque sólo obtiene óptimos resultados en el caso de ramales equidistantes. Otras formas empleadas son la oval o la poligonal.

El buen funcionamiento de la glorieta también está en buena parte condicionado por la **facilidad de acceso y abandono** de la misma, de forma que no provoque congestión del tráfico. Esto puede conseguirse proyectándola para velocidades más altas, lo que tiene el inconveniente de necesitar un mayor radio de giro y por consiguiente, una mayor superficie para su construcción, lo cual no siempre es posible.

Por último, señalar que una adecuada **señalización y balizamiento** mejoran considerablemente el nivel de servicio de una glorieta, pudiendo incluso llegar a doblar su capacidad.

## 2.4. Miniglorietas

Una **miniglorieta** se define como aquella glorieta cuya isleta central posee un diámetro inferior a cuatro metros. Este reducido diámetro implica un funcionamiento diferente de la intersección, de ahí su diferenciación.

En este tipo de intersecciones, el islote central suele ser montable –los vehículos pueden invadirlo con relativa facilidad-, estando a veces definido mediante marcas viales únicamente. Este hecho se debe a que los vehículos largos –con un mayor radio de giro- serían incapaces de maniobrar en un espacio tan reducido, por lo que deben de invadir la isleta para franquear la intersección. El resto de vehículos se ven obligados a describir una trayectoria circular.

De cara a su estudio, se distinguen dos clases de miniglorietas:

- Parcialmente franqueables: La isleta central es parcialmente montable, es decir, parte de la isleta permite el paso de vehículos largos a su través. Presentan un diámetro exterior de entre 18 y 24 m. y no suelen plantear problemas especiales de diseño.
- Totalmente franqueables: La totalidad del islote es montable por los vehículos. Los diámetros exteriores de este subtipo oscilan entre 14 y 20 m.

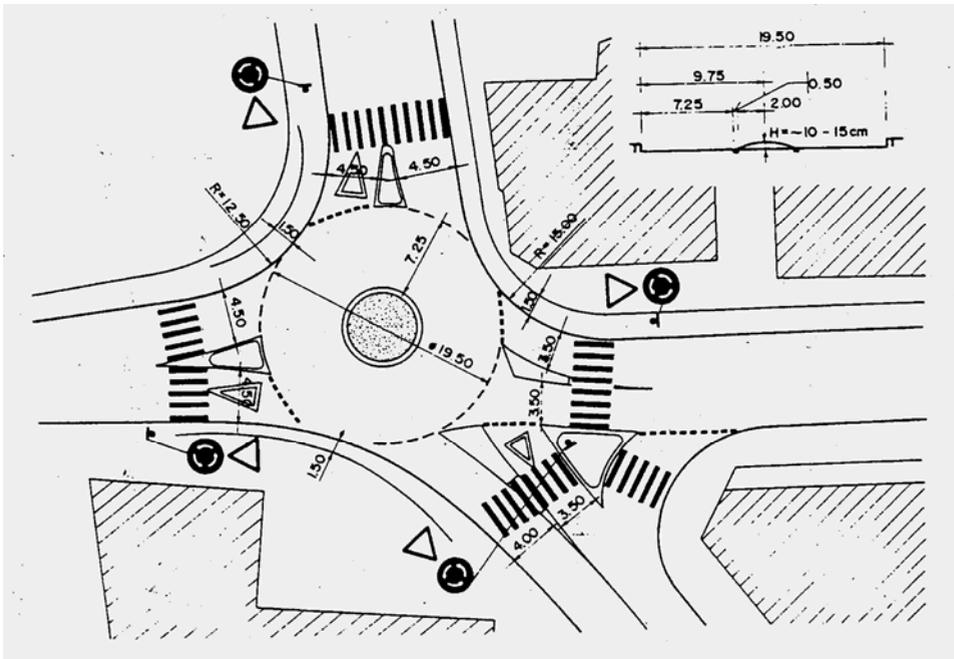


Fig. 5.17 – Características geométricas de una miniglorieta

## Ventajas de las miniglorietas

Las principales ventajas de este tipo de intersecciones son su **reducido tamaño**, su **simplicidad** de construcción y uso, su **economía** y su **seguridad**.

El reducido espacio que ocupa una miniglorieta la convierte en una solución válida para zonas urbanas fuertemente densificadas, donde la necesidad de suelo es muy alta. Muchas veces se emplean para reemplazar intersecciones preexistentes que han quedado saturadas.

A diferencia de sus hermanas mayores, la construcción de una miniglorieta no requiere un excesivo coste. A la menor superficie ocupada se une la simplicidad de sus elementos: en ocasiones, la isleta central puede definirse únicamente mediante marcas viales y dispositivos reflectantes. Estos dos factores suponen una mayor economía en su construcción.

La baja velocidad de circulación en este tipo de intersecciones supone un arma de doble filo: por un lado, limita su empleo a zonas urbanas, con velocidades en los ramales de acceso inferiores a 40-50 km/h.; por otro lado, esta limitación de velocidad –unido a la propia geometría del nudo- reducen el número de accidentes producidos en este tipo de intersecciones.

## 3. ENLACES

Los **enlaces** son conexiones entre diferentes vías a distinto nivel. Comparativamente, presentan una mayor fluidez que las intersecciones, aunque su implantación implica en general costes más elevados.

Para materializar este tipo de soluciones, es imprescindible la construcción de estructuras auxiliares que permitan el paso a desnivel de las distintas vías. Las más empleadas son los puentes y viaductos, aunque pueden emplearse túneles o pasos subterráneos en determinadas circunstancias.

Un enlace no elimina todos los cruces a nivel entre los distintos movimientos de los vehículos; uno de los aspectos más importantes a considerar en su proyecto es precisamente qué cruces se realizarán a nivel y cuáles no.

La **homogeneidad de soluciones** dentro de un mismo itinerario es uno de los aspectos a cuidar: muchas veces la mayor dificultad de los enlaces es hacerlos fácilmente interpretables por los usuarios, lo que se simplifica con creces si todos ellos se dotan de cierta uniformidad, siempre dentro de la variedad de situaciones que pueden presentarse a lo largo de dicho recorrido.

Por último, reseñar que en zonas urbanas, el **aspecto estético** y de adaptación al entorno es uno de los factores que condiciona la forma y el tipo de enlace adoptado como solución final.



Fig. 5.18 – Trébol de acceso a un aeropuerto en Brasil

### 3.1. Justificación de un enlace

Existen una serie de criterios o factores que justifican la construcción de enlaces en lugar de cualquier otro tipo de intersección. Estos criterios se agrupan en cuatro grupos fundamentales: **funcionalidad**, **capacidad**, **seguridad** y **rentabilidad**.

- (a) **Funcionalidad:** Las características de determinadas vías –como autopistas, autovías y vías rápidas- pueden exigir la ausencia de intersecciones a nivel con otras vías. Los enlaces son obligatorios en vías con una  $IMD > 5000$ .
- (b) **Capacidad:** Los enlaces se constituyen como las soluciones que, en la mayoría de los casos, proporcionan la máxima capacidad al mínimo coste, manteniendo un buen nivel de seguridad.
- (c) **Seguridad:** La peligrosidad de determinados tramos pueden hacer necesario el proyecto de un enlace en detrimento de cualquier otra solución, al ser infraestructuras más seguras, impidiendo cierto tipo de accidentes, como los choques frontales o de costado.
- (d) **Rentabilidad:** El enlace es una obra económicamente más costosa que cualquier otro tipo de intersección, aunque a largo plazo dicha inversión

puede rentabilizarse con creces, siempre y cuando reduzcan la accidentabilidad y mejoren la fluidez del tráfico.

### 3.2. Ramales de enlace

Se denomina **ramal** de enlace a cada uno de los tramos que interconexionan dos vías, conduciendo los movimientos de los vehículos entre ambas.

En función de cómo se produce dicho enlace, se distinguen tres tipos de ramales:

- Directo:** Es el ramal que realiza la conexión directa entre dos vías, sin cruzarse con ninguna otra ni utilizar estructuras de paso auxiliares. Se distingue entre ramal directo a izquierdas –facilitan el giro a la izquierda- y a derechas. Los giros a la derecha son siempre directos.
- Semidirecto:** En dicho ramal, el tráfico que efectúa el giro a la izquierda se desvía con anterioridad a la derecha, incorporándose a la otra vía situada a distinto nivel.
- Lazo o *loop*:** Ramal en el que siempre se circula a derechas, atravesando primeramente la estructura por su parte inferior, para posteriormente desviarse a la derecha para incorporarse a la otra vía.

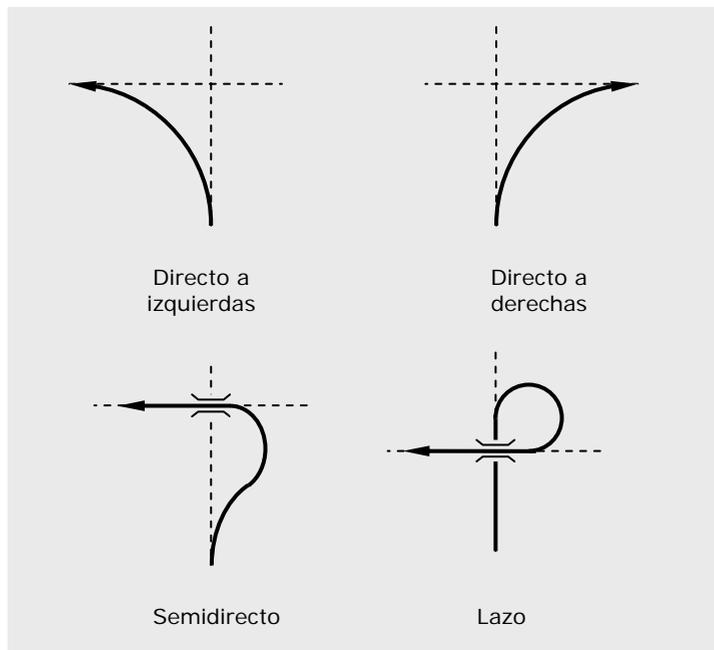


Fig. 5.19 – Ramales de enlace

### 3.3. Clasificación funcional

En base a los diferentes criterios que justifican la construcción de un enlace, puede establecerse una clasificación funcional de los mismos en tres grupos:

- (a) **Nudos:** Enlazan entre sí dos autopistas –que por definición carecen de intersecciones a nivel-, por lo que los posibles movimientos deban realizarse a distinto nivel y la circulación de vehículos debe ser fluida y continua.
- (b) **Difusores:** Conectan las autopistas con otro tipo de vías, distribuyendo o recogiendo el tráfico que circula por ellas. En este tipo de enlaces, los movimientos secundarios –no relacionados directamente con la autopista- pueden realizarse a nivel.
- (c) **Enlaces:** Situados en las arterias principales, su principal función es la de mejorar las condiciones de capacidad y seguridad de dichas vías.

### 3.4. Tipología de enlaces

Al igual que ocurre en las intersecciones, los enlaces pueden clasificarse en función del número de ramales que concurren, existiendo multitud de soluciones distintas dentro de cada uno de estos grupos.

#### Enlaces de tres ramales

Se presentan cuando una vía se incorpora a otra, resultando un enlace simple en el que no existen movimientos de cruce y sólo dos a la izquierda. Existen múltiples soluciones, empleando una o varias estructuras auxiliares, de entre las cuales destacaremos por su simplicidad y eficacia las siguientes:

- **Trompeta:** Es recomendable en el caso de existir predominancia de uno de los movimientos –de entrada o de salida- a la vía principal. Además, tiene la ventaja de ocupar relativamente poco espacio. La variedad más empleada consta de un ramal semidirecto para el movimiento a izquierdas con mayor intensidad y un lazo para el movimiento restante, siendo directos los giros a la derecha. Otras variantes cambian el tipo de ramal de enlace según la intensidad de tráfico que deban soportar.
- **Tipo T:** Se caracterizan por el empleo de más de una estructura, o empleando una de tipo multinivel. Son enlaces más complejos y costosos que los anteriores, y necesitan una mayor superficie de terreno para su construcción.

En las siguientes dos páginas se muestran los diferentes tipos de enlaces de tres ramales existentes, recogidos en las “Recomendaciones para el proyecto de enlaces”, editadas por el antiguo Ministerio de Obras Públicas.

## ENLACES TIPO TROMPETA

Fuente: Recomendaciones para el proyecto de enlaces, MOP, 1.968

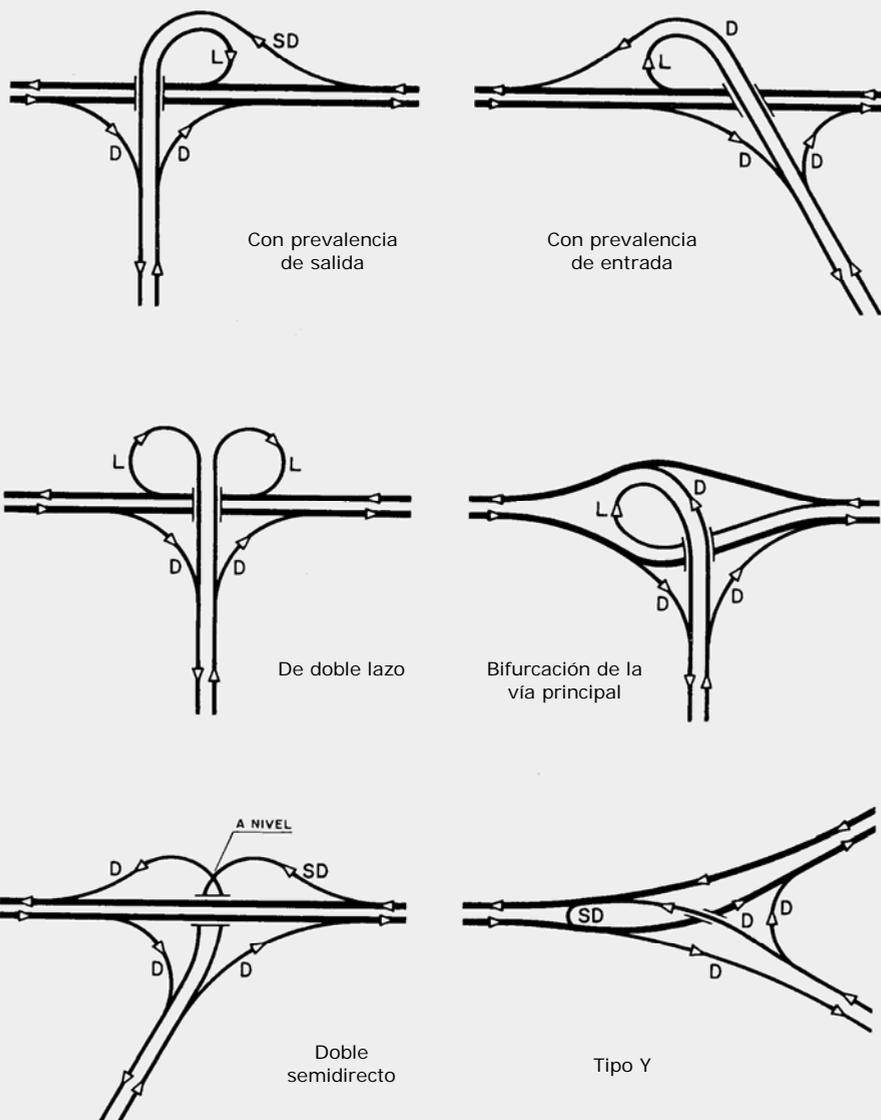
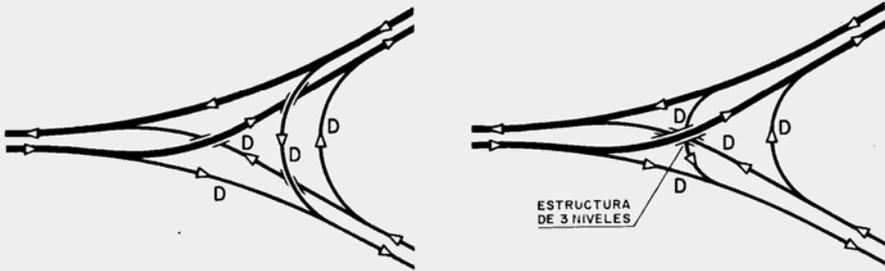


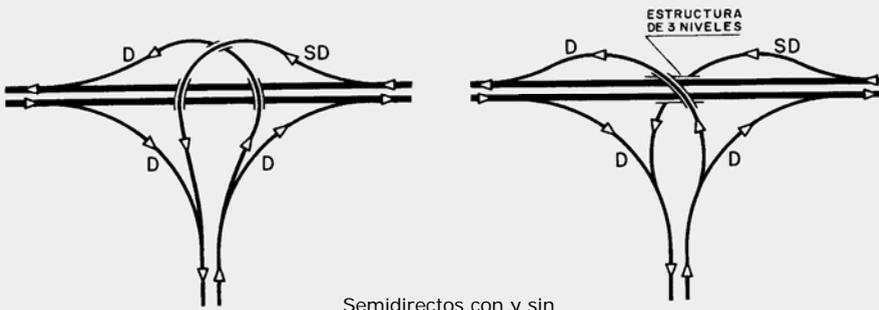
Fig. 5.20 – Tipos de enlace en trompeta

## ENLACES TIPO T

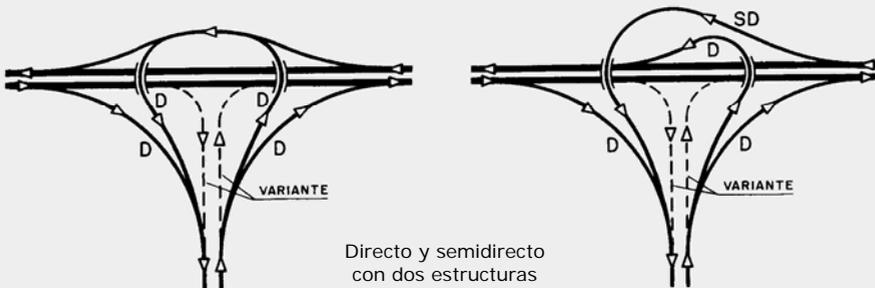
Fuente: Recomendaciones para el proyecto de enlaces, MOP, 1.968



Directos con y sin estructura de 3 niveles



Semidirectos con y sin estructura de 3 niveles



Directo y semidirecto con dos estructuras

Fig. 5.21 – Tipos de enlace en T

## Enlaces de cuatro ramales

Para el estudio de este grupo de enlaces, es necesario establecer una subdivisión:

- Con condición de parada en algún movimiento de giro, es decir, con intersecciones a nivel en la carretera secundaria. Son adecuados como difusores y enlaces en general.
- Enlaces de libre circulación, en el que todos los movimientos se producen sin intersecciones a nivel, condición indispensable en determinadas vías.

Entre los primeros, destacan los siguientes:

- Diamante: Uno de los tipos más utilizados para resolver a desnivel el cruce de una carretera principal con otra secundaria. En el diamante típico, todos los giros a la izquierda producen intersecciones a nivel en la carretera secundaria por lo que, cuando ésta tiene cierta importancia, las intersecciones se saturan, debiendo adoptarse disposiciones más complejas. Normalmente, es preferible que la vía principal ocupe el nivel inferior, ya que de este modo los ramales de enlace son más cortos al ser la pendiente favorable al movimiento del vehículo. El diamante es un enlace que ocupa **poco espacio** y relativamente **barato**, por lo que se emplea en núcleos urbanos y sus cercanías. Existen además, multitud de variantes que se adaptan a cada situación particular.
- Trébol parcial: Es una solución clásica para enlaces en los que, si bien se admiten ciertos movimientos con parada, se mantienen otros giros a la izquierda de forma continua a través de lazos. En general, el trébol parcial es apropiado cuando sólo pueden utilizarse algunos cuadrantes del área de cruce, por existir obstáculos topográficos o urbanísticos en los otros, situación bastante frecuente. Al igual que ocurre con el diamante, existen múltiples variantes de este enlace.

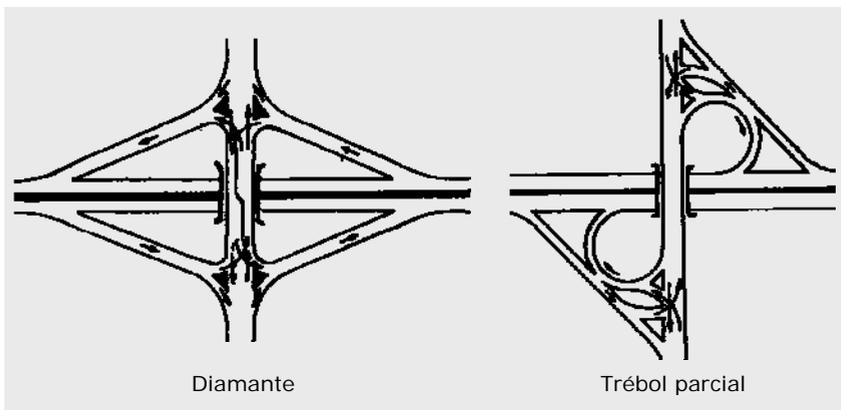
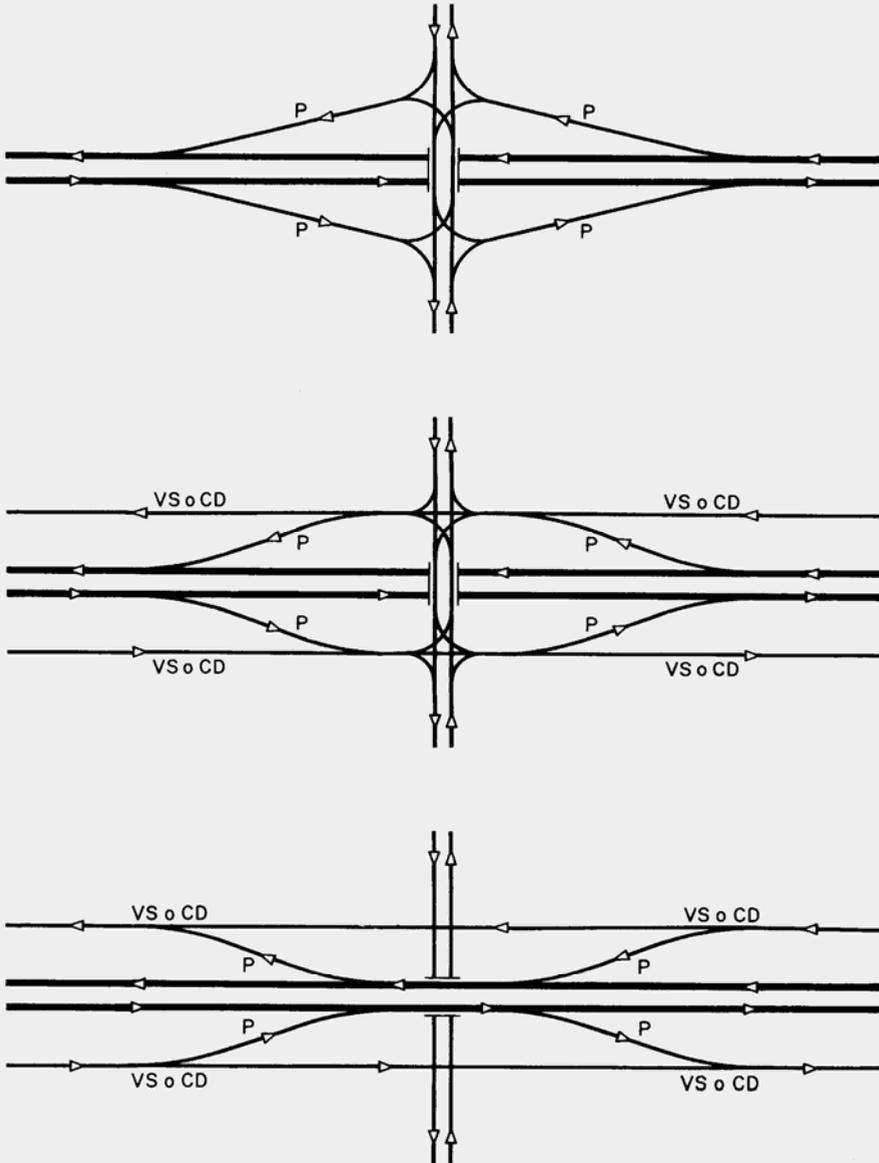


Fig. 5.22 – Tipos de enlace con condición de parada

## ENLACES TIPO DIAMANTE CLÁSICO

Fuente: Recomendaciones para el proyecto de enlaces, MOP, 1.968

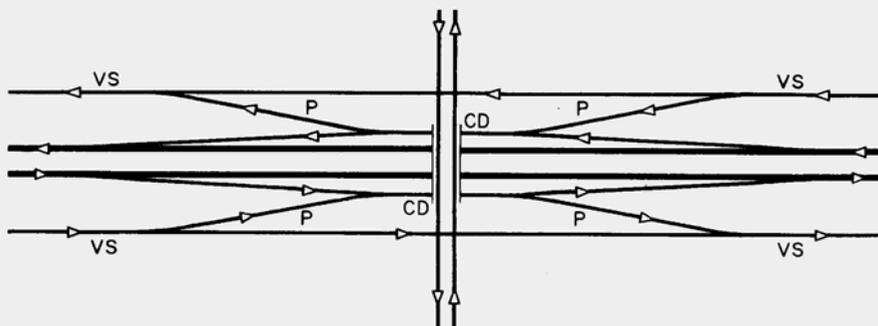


Nomenclatura: P Pata – VS Vía de servicio – CD Vía colectoras/distribuidoras

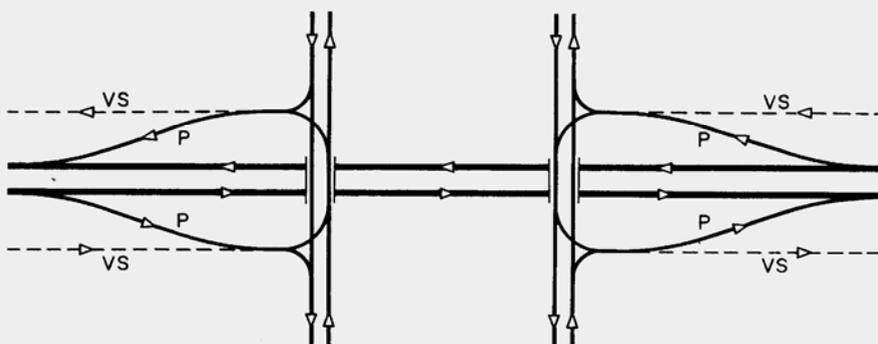
Fig. 5.23 – Enlaces tipo diamante clásico

## ENLACES TIPO DIAMANTE MODIFICADO

Fuente: Recomendaciones para el proyecto de enlaces, MOP, 1.968



Tipo diamante con vías colectoras-distribuidoras



Tipo diamante partido (arriba y abajo)

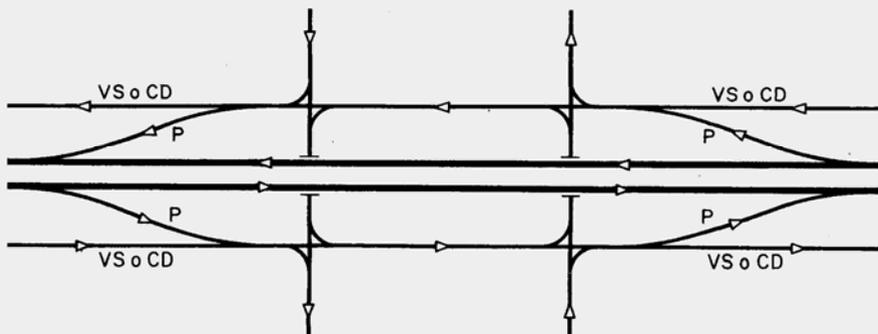


Fig. 5.24 – Enlaces tipo diamante modificado

## ENLACES TIPO TRÉBOL PARTIDO

Fuente: Recomendaciones para el proyecto de enlaces, MOP, 1.968

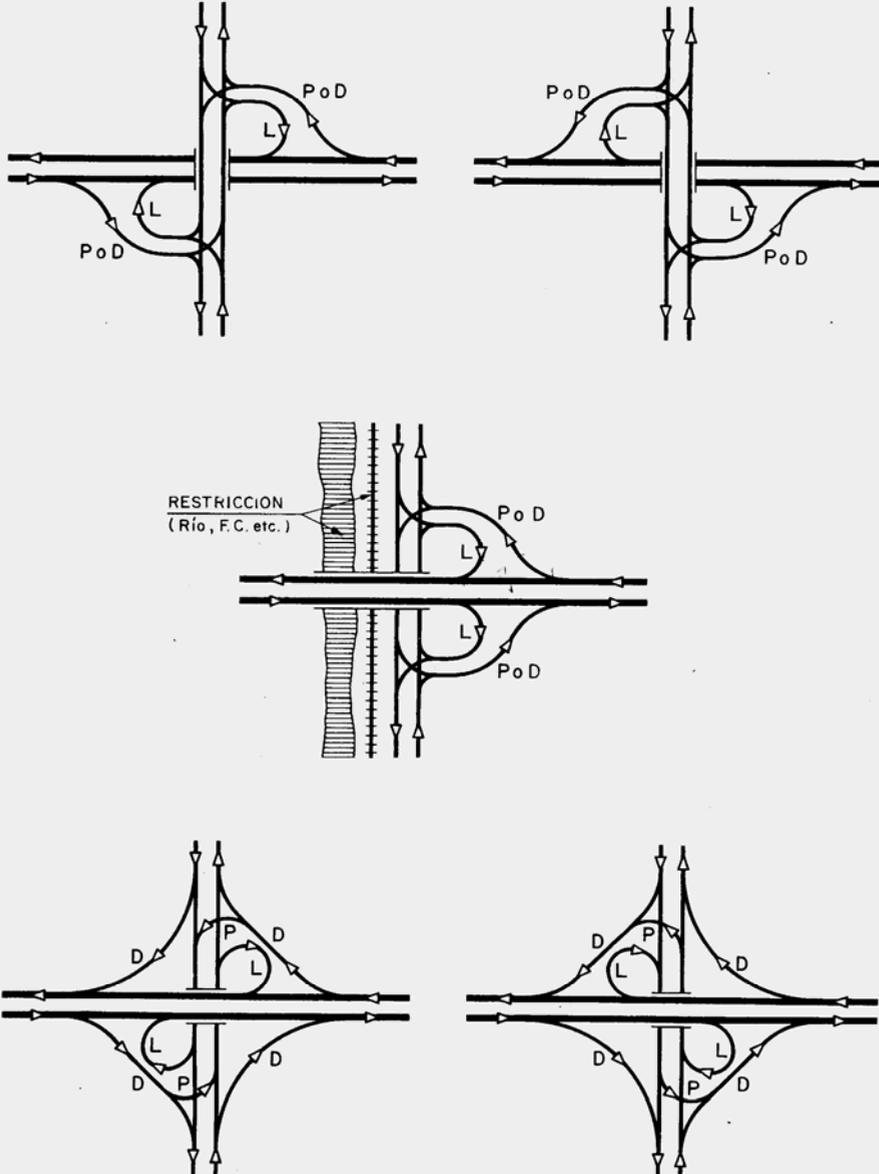


Fig. 5.25 – Enlaces tipo trébol partido

En cuanto a los **enlaces de libre circulación**, identificables plenamente con los nudos, cabe reseñar por su importancia los siguientes:

- **Trébol:** Es el enlace interurbano por excelencia, donde la gran superficie ocupada por este tipo de enlaces no es el mayor de los problemas. La gran ventaja de este enlace es su **simplicidad** –está compuesto por una única estructura auxiliar-, por lo que es **fácilmente interpretable** por los conductores. Denominado de esta manera por su disposición geométrica en planta, realiza los giros a la derecha de forma directa, y emplea lazos para efectuar los giros a la izquierda. Esto crea ciertos problemas de congestión debajo de la estructura, requiriendo además grandes longitudes de trenzado.

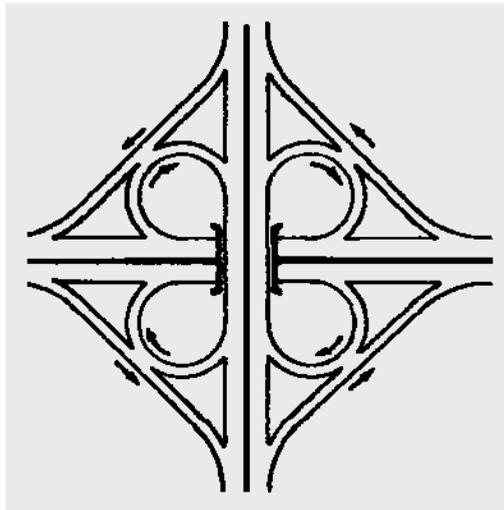


Fig. 5.26 – Enlace tipo trébol

- **Enlaces semidireccionales y direccionales:** A medida que los giros a la izquierda se sustituyen por ramales directos o semidirectos, el enlace se va complicando y aumenta el número y la importancia de las estructuras. La variedad de situaciones es enorme, indicándose algunas de ellas en la página siguiente.

### Enlaces de más de cuatro ramales

La coincidencia de más de cuatro ramales es un punto da lugar a problemas sumamente complicados, siendo la mejor solución evitarlos a través de un planeamiento adecuado. Sin embargo, a veces se producen situaciones en las que es preciso afrontar este problema, llegando casi siempre a soluciones muy costosas y enrevesadas, en las que normalmente se deben sacrificar determinados movimientos en beneficio de otros.

## ENLACES DE LIBRE CIRCULACIÓN

Fuente: Recomendaciones para el proyecto de enlaces, MOP, 1.968

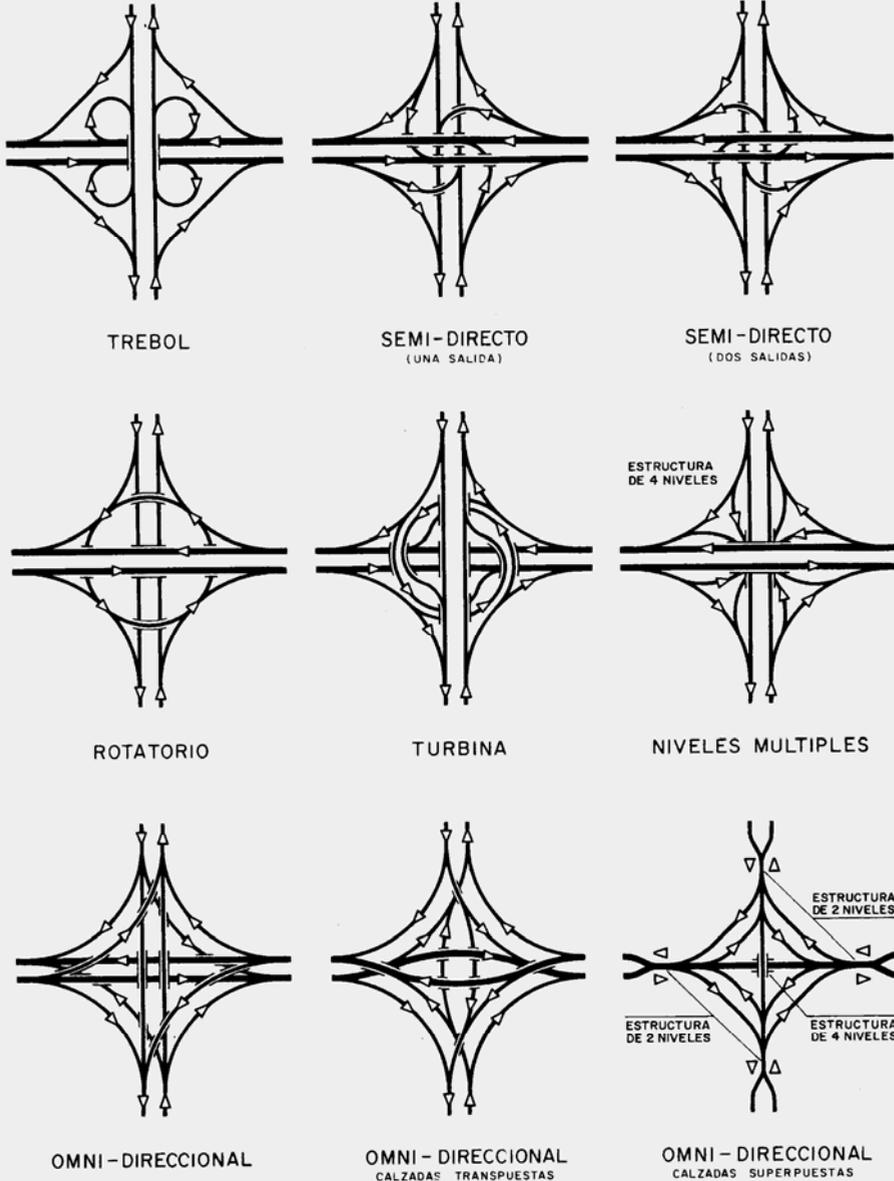


Fig. 5.27 – Enlaces de libre circulación

## 4. RECOMENDACIONES DE PROYECTO

Una vez estudiadas la tipología y características de los distintos nudos existentes, se procede a exponer una serie de pautas y recomendaciones que conviene tener en cuenta a la hora de proyectarlos.

### 4.1. Proyecto de intersecciones

La mediana o isleta central –en el caso de las glorietas- debe constituir un pequeño montículo que rompa la continuidad visual del itinerario (pendientes entre el 4 y el 8%). De esta forma el conductor, al dejar de percibir la continuidad de la vía por la que circula, aminorará la velocidad al aproximarse al cruce.

Tanto los bordillos de las isletas como los de los separadores deben ser montables por el vehículo, dada la posibilidad que tiene el vehículo de invadir dichas zonas en caso de efectuar trayectorias forzadas. En el perímetro exterior debe colocarse bordillo no montable para evitar el estacionamiento de vehículos en la intersección.

Así mismo, es conveniente retranquear estos bordillos al menos 50 cm. con respecto a las marcas viales y aplicarles una capa de pintura reflectante formando bandeados de colores llamativos (rojo-blanco o amarillo-negro) para facilitar al conductor su identificación.

En el caso de intersecciones no semaforizadas en zonas urbanas o semiurbanas es deseable disponer los pasos de peatones a una distancia superior a 10 m. a partir del



Fig. 5.28 – El abombamiento de las isletas y la inclusión de otros elementos ayudan a resaltar la presencia de una intersección

perímetro exterior de la intersección. De esta forma se facilitan pasos más seguros y eficaces a los peatones.

### Iluminación de intersecciones

La **iluminación** es un elemento esencial para mantener un buen nivel de seguridad las intersecciones. Un firme y un entorno correctamente iluminado dotan al conductor de mayor capacidad de percepción en un ambiente adverso como es la oscuridad. Es preferible colocar los báculos en los márgenes de la intersección, ya que si se colocan en las isletas se convierten en obstáculos adicionales que aumentan las probabilidades de colisión en el caso de que el vehículo siga una trayectoria errática.

Si la isleta central es suficientemente grande como para suponer un buen resguardo –como ocurre en las glorietas- puede ser interesante la instalación de un solo báculo compuesto por varias luminarias dispuestas en forma radial para iluminar el área. También es recomendable prolongar la iluminación a lo largo de los ramales de entrada y salida, al menos una distancia de entre 40 y 100 m., según la velocidad específica de la vía.

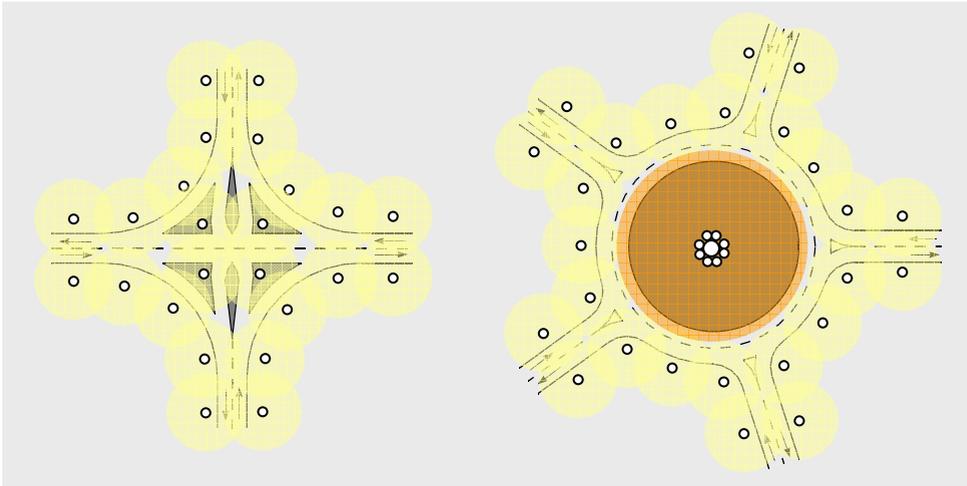


Fig. 5.29 – Posible iluminación de distintos tipos de intersecciones

## 4.2. Proyecto de enlaces

En el siguiente apartado se detallan una serie de consejos y recomendaciones prácticas a seguir en el proyecto de los diferentes elementos que conforman un enlace; más concretamente se centran en los ramales, conexiones y estructuras auxiliares.

## Ramales

Deben tratarse geoméricamente de forma que sus velocidades específicas tengan cierta relación con las calzadas principales a las que se hallan relacionadas, generalmente comprendida entre 1/2 y 1/3. En los lazos, las velocidades son muy inferiores, siendo normal emplear valores en torno a 30 km/h.

En cuanto a su **sección transversal**, generalmente deben proyectarse como un solo carril con anchura suficiente como para adelantar a otro vehículo momentáneamente parado. No es aconsejable admitir el doble sentido de circulación, que sólo deberá llevarse a cabo en circunstancias excepcionales y para intensidades de tráfico muy bajas, al ser una clara situación de potencial riesgo de accidentes.

Normalmente, los ramales de un solo carril deben tener un arcén derecho de al menos 2 m. de anchura, no precisando arcén aquellos formados por dos o más carriles.

En los ramales pueden disponerse pendientes más fuertes que en las calzadas principales, siempre y cuando se respete la distancia mínima de visibilidad. Normalmente, se admitirán pendientes del 4 al 6%, llegando al 8% si el tráfico se compone casi en su totalidad de vehículos ligeros. Si en el extremo de un ramal existe una intersección a nivel, es conveniente reducir la pendiente a valores inferiores al 2% en los últimos 30 m.

## Conexiones

Las **conexiones** de los ramales con las vías secundarias deben proyectarse como intersecciones a nivel; sin embargo, si se trata de conexiones a autopistas o autovías requieren un tratamiento especial.

En el proyecto de un enlace es preferible que la conexión de salida se sitúe antes que la de entrada, ya que de lo contrario se producirán tramos de trenzado. Desde este punto de vista, es preferible un diamante a un trébol.

La mínima distancia entre dos salidas consecutivas será de 1.000 m. en el caso de autopistas y autovías, y de 250 m. en el caso de vías colectoras. Estos valores garantizan una clara y correcta señalización, de tal forma que el conductor puede percibir claramente la situación. Tampoco deben estar muy próximas dos entradas, sobre todo si la intensidad de tráfico en la primera es mayor que en la segunda, lo que provocaría retenciones. En este sentido, se recomiendan valores superiores a 500 m.

Las **distancias mínimas** de visibilidad de parada serán de 180 a 300 m., medidos sobre la autopista hacia el vértice de conexión de salida, y de 60 m. antes del vértice del ramal, en las conexiones de entrada.

Los vértices de las conexiones no deben situarse próximos a las estructuras, ya que dificultarían la visibilidad y las maniobras de convergencia o divergencia con dicha

vía. Si la conexión se realiza antes de rebasar la obra de fábrica, no es necesario alejar tanto el vértice de la misma, ya que la visibilidad no está afectada.

## Estructuras

Las estructuras no deben producir en el conductor sensación de encajonamiento y restricción, por lo que los estribos, muros y pilas deben quedar suficientemente retranqueados del borde de la calzada. Por otra parte, deben ajustarse al trazado de la vía y no al contrario.

En cuanto a la elección entre viaducto –puente- y túnel o paso subterráneo, la primera es preferible en zonas rurales y abiertas, prestándose la segunda a ambientes exclusivamente urbanos, donde conviven ambas soluciones. El viaducto suele ser la solución más económica.

En cuanto a su **longitud**, rara vez interesa que sobrepasen los 500 m. Su gálibo libre oscila entre los 5,30 y 5,00 m. de altura, reducible a 4,50 m. –e incluso inferiores- en casos especiales con un motivo suficientemente justificado.



Fig. 5.30 – El puente es la estructura por excelencia en los enlaces



# 06

## PLANEAMIENTO Y TRÁFICO

Las redes viarias –como cualquier otra gran infraestructura- necesitan una serie de **directrices** y **normas** para su ordenado y correcto desarrollo. Dichas normas no obedecen a criterios aleatorios, sino que se basan en estudios previamente realizados en los que se analiza la distinta demanda existente en determinadas zonas, así como el uso al que deben destinarse las vías. Nace así el concepto de **planificación vial**, que es complementado por el **planeamiento**, más enfocado a la ordenación y distribución de infraestructuras tanto espacial como temporalmente.

Para efectuar una planificación y planeamiento correctos es necesario conocer las principales características del **tráfico** que, junto con diversas herramientas de cálculo asociadas a ellas, permitan entender su comportamiento en determinadas situaciones y prever sus efectos, para así poder dimensionar convenientemente las infraestructuras viarias o, en su caso, adoptar las medidas correctoras oportunas.

En este capítulo y en los sucesivos que integran este bloque temático va a tratarse de analizar el problema del dimensionamiento de infraestructuras tanto interurbanas como urbanas, prestando además una especial atención a las infraestructuras peatonales, generalmente olvidadas o cuanto menos menospreciadas por el proyectista. Pero no basta con efectuar un análisis aislado de cada uno de estos elementos, sino que es necesario observarlos bajo el prisma común de la Ingeniería del Tráfico y tratar de unificarlos mediante una oportuna planificación y un adecuado planeamiento que posibiliten la máxima **funcionalidad** del sistema viario.

## 1. PLANIFICACIÓN VIAL Y PLANEAMIENTO

El sistema de carreteras que conforma un determinado territorio permanece en constante evolución, por lo que se hace imprescindible introducir un elemento regulador que se encargue de que ésta se produzca adecuada y ordenadamente.

Surge así en concepto de **planificación vial**, que puede definirse como el conjunto de estudios necesarios para definir la función que debe cumplir una red viaria determinada, ordenando el conjunto de actuaciones a lo largo de un tiempo fijado, determinando las características de las vías que la componen, estableciendo la oportuna jerarquía y determinando los medios que deben dedicarse a cada una de las fases para su correcta realización, fijando asimismo las prioridades convenientes.

Una adecuada planificación vial se limitará a facilitar y dosificar los medios para satisfacer la demanda existente y produciendo un mínimo impacto, tanto económico como social, territorial o medioambiental. Aparte de este objetivo primordial, existen otras metas de carácter secundario que puede cumplir, tales como:

- Promover el desarrollo de determinados sectores, como turismo o industria.
- Contribuir al equilibrio regional y social en determinadas zonas marginales o deprimidas.
- Servir a fines de defensa nacional.
- Constituir itinerarios especiales.

El **planeamiento** materializa las directrices adoptadas en la etapa de planificación, definiendo la estructura que adoptará físicamente la red. Las diferentes fases del planeamiento vial son las que a continuación se detallan:

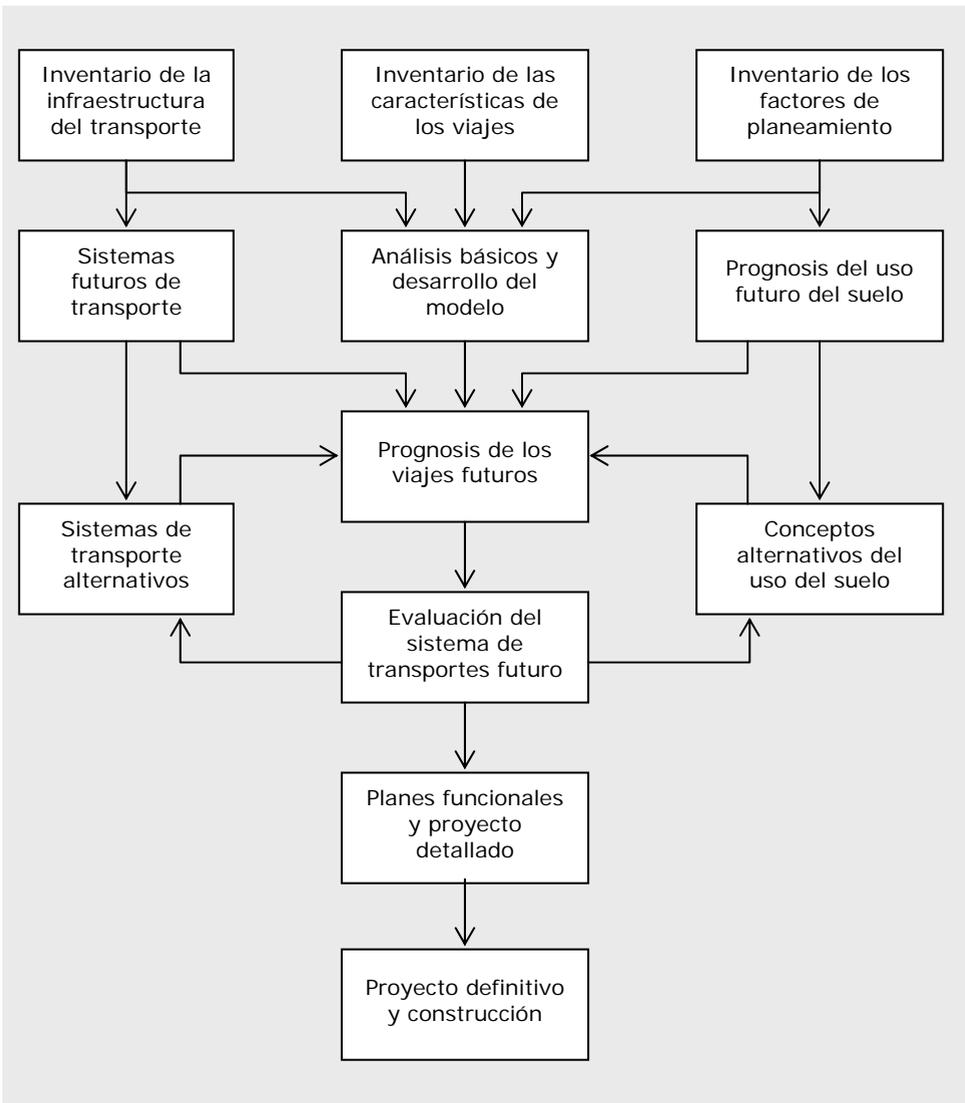
- (a) Análisis de la situación actual, realizando un inventario de los medios disponibles –infraestructuras y vehículos- y determinando el uso que se hace de los mismos y el rendimiento obtenido, en calidad del servicio o costes.
- (b) Análisis de la situación futura, desarrollando métodos, técnicas y modelos que permitan estudiar el comportamiento futuro del sistema de carreteras y prever su respuesta a posibles actuaciones sobre éste para alcanzar el objetivo propuesto.
- (c) Posibles opciones para alcanzar el objetivo establecido, analizando los resultados obtenidos al aplicar los modelos y métodos desarrollados en la etapa anterior, así como la evaluación de cada una de ellas.
- (d) Selección de la opción más conveniente, exponiendo los recursos que precisa su aplicación y las etapas de la misma.
- (e) Una vez finalizado el proceso de planeamiento de las actividades necesarias para conseguir el objetivo marcado, será preciso acometer la puesta en práctica de la opción seleccionada, efectuando un control y seguimiento de

su evolución y de los resultados conseguidos con las acciones emprendidas, introduciendo las modificaciones que se consideren oportunas.

A continuación se analizará cada una de estas fases con una mayor profundidad, aunque sin entrar a analizar las múltiples y diversas metodologías y procedimientos de cálculo existentes para llevarlas a cabo.

S.8

Proceso de planeamiento vial



## 1.1. Análisis de la situación actual

Para poder fijar las directrices de toda actuación debe conocerse exactamente el estado actual del sistema viario. Este conocimiento debe alcanzar tres aspectos fundamentales: la **descripción** de la red actualmente existente, la **cuantificación** de la demanda actual de tráfico de las distintas secciones de la red y la **valoración** del funcionamiento de la red presente.

- (a) Descripción de la red actual: Se consigue mediante el desarrollo de un inventario físico de todas las carreteras de la red en el que aparezcan al menos, para cada uno de los tramos que la integran, los siguientes datos:
- Características geométricas de trazado.
  - Características estructurales y superficiales del firme.
  - Obras de paso existentes.
  - Condiciones de las intersecciones y otros puntos singulares.
  - Señalización e instalaciones auxiliares.

Para que el inventario sea realmente útil es condición indispensable que se mantenga al día, por lo que es preferible sacrificar parte de la información deseable si con ello se consigue una mayor agilidad en su actualización.

- (b) Cuantificación de la demanda de tráfico: La cuantificación de la actual demanda de un sistema se realiza mediante **aforos** de tráfico en las carreteras para determinar el número de vehículos que utilizan las distintas vías de la red. Estos datos pueden no ser suficientes para determinados estudios, por lo que deben completarse con encuestas directas a los propios usuarios. El principal objetivo –aunque no el único de estas encuestas- es el de determinar el origen y destino de los distintos viajes que se realizan en la red, lo que permite una localización más clara de la demanda de tráfico.
- (c) Valoración del actual sistema: La **comparación** entre las características de la red que figuran en el inventario y las mínimas establecidas por la normativa permite realizar una valoración de la situación actual de la misma a distintos niveles: geométrico, de estructura o de conservación. De igual forma, la diferencia entre los tráficos registrados en los aforos y la capacidad de la vía permitirá estimar el grado de congestión de la misma. Asimismo, el análisis de otros datos como las estadísticas de accidentes, las medidas de velocidad de los vehículos, las medidas de nivel de ruido o de polución atmosférica completarán la estimación que puede hacerse sobre el funcionamiento de los distintos tramos de carretera y permitirán señalar las principales deficiencias.

## 1.2. Análisis de la situación futura

Para poder escoger las acciones que permitan alcanzar los objetivos propuestos en el planeamiento, es necesario disponer de una metodología que permita efectuar **previsiones** y conocer cuál será el funcionamiento del sistema de carreteras en un futuro si se llevan a cabo o no determinadas actuaciones. Esta metodología consistirá en el desarrollo de un conjunto de modelos de tipo matemático que permita estudiar el comportamiento del tráfico sobre la carretera. Algunos de estos modelos son:

- (a) Método del factor uniforme: Supone que el tráfico futuro entre dos zonas ( $X_i$ ) será igual al actual ( $X_0$ ), multiplicado por un factor de crecimiento uniforme para todo el área (F):

$$X_i = F_{AB} \cdot X_0$$

- (b) Método del factor promedio: Idéntico al anterior, sólo que considera como factor de crecimiento la media aritmética entre los factores de cada una de las zonas sometidas a estudio:

$$X_i = \frac{F_A + F_B}{2} \cdot X_0$$

- (c) Métodos exponenciales: Se basan en el empleo de una fórmula de tipo exponencial, relacionando con la tasa de crecimiento anual (C), el periodo de tiempo considerado en años (i) y el valor actual de la magnitud a analizar ( $X_0$ ) para obtener dicho valor dentro de i años ( $X_i$ ). Es una forma sencilla de prever la demanda, aunque su fiabilidad se limita a un periodo de previsión de 5 años:

$$X_i = X_0 \cdot (1 + C)^i$$

Aparte de los aquí expuestos existen otros métodos para realizar estas previsiones, pero aun con los más complicados sólo puede esperarse una precisión relativa, especialmente a largo plazo. La razón de ello es que la demanda de tráfico depende de un gran número de factores, muchos de ellos independientes de la red de carreteras, tales como el nivel de desarrollo económico, la localización de las distintas actividades industriales o la política llevada a cabo con otros medios de transporte. Para hacer una previsión correcta del tráfico en la carretera habría que disponer de proyecciones precisas de todos estos factores, lo que en muchos casos es prácticamente imposible. Además, las propias acciones que se emprendan en la vía pueden influir sobre estas y otras variables, complicando aún más la previsión.

Una vez determinada la demanda que ha de soportar la carretera, los métodos de Ingeniería de Tráfico permiten prever cuáles serán las características de la circulación. Análogamente será posible estimar el comportamiento de los firmes y obras de fábrica, determinando las solicitaciones a las que se van a encontrar sometidos. De esta forma

pueden detectarse futuros problemas que surgirán en el sistema viario existente, e impedirán generalmente alcanzar el objetivo fijado si no se llevan a cabo acciones correctoras.

### 1.3. Evaluación de las posibles opciones

Una de las condiciones necesarias para el éxito de la planificación y del planeamiento es que las acciones a emprender sean las óptimas, lo que exige considerar como posibles opciones todas aquellas que resuelvan los problemas planteados y escoger aquéllas que mejor se adapten a los objetivos propuestos. Por lo tanto, en esta etapa del planeamiento, es necesario hacer un adecuado uso de la **experiencia** y la razón para tener en cuenta el más amplio abanico de opciones, evitando considerar únicamente unas pocas que, aunque ofrezcan una solución, pueden no ser las mejores.

Una vez planteadas las posibles opciones, la aplicación de los modelos desarrollados en la fase anterior servirá para obtener una estimación del funcionamiento del sistema con cada una de ellas, pudiendo por tanto efectuar una evaluación de las mismas. De esta manera, obtendremos una **estimación** de las ventajas e inconvenientes que supone cada opción considerada.

### 1.4. Elección de la opción más conveniente

La siguiente etapa del planeamiento es la elección de las acciones más adecuadas para llevar a cabo los fines perseguidos. En la fase anterior ya se había obtenido una primera apreciación de cómo se adaptan las opciones propuestas a cada uno de los objetivos, y en ésta deberá escogerse aquella que mejor lo hace, indicando los recursos que precisa su aplicación y el momento en que debe llevarse a cabo.

Si se tratara de un solo objetivo y éste fuera cuantificable, el problema de escoger la solución más apta sería inmediato; pero generalmente, son varias las metas a alcanzar y la selección es más complicada. En muchas ocasiones los objetivos son de tipo económico, no sólo cuantificables sino también reducibles a cantidades monetarias. En estos casos, puede establecerse para cada opción un balance entre los beneficios que pueden obtenerse y los costes de su realización, eligiendo aquélla que arroje un mayor balance positivo. A este tipo de selección se le conoce como *análisis coste-beneficio*.

Sin embargo, existen otros objetivos no traducibles en términos monetarios –como el impacto ambiental o de tipo socioeconómico- y otros ni siquiera cuantificables, como el aspecto estético. En estos casos, no es posible emplear un criterio único de selección y es necesario realizarla atendiendo simultáneamente a varios criterios convenientemente ponderados. En este tipo de selección juega un importante el criterio de los encargados de tomar decisiones, que en definitiva son quienes deben valorar la importancia de los distintos objetivos.

## 1.5. Puesta en práctica: planes y proyectos

En este punto del proceso de planeamiento, las acciones que integran la opción seleccionada no están totalmente definidas –ni en el espacio ni en el tiempo- y este grado de definición será tanto menor cuanto mayor sea el ámbito de la planificación.

Para llevar a cabo esta total definición y como primer paso para llevar a cabo las actuaciones anteriormente previstas, se integran en **planes** en los que se desarrollan con mayor detalle. Estos planes pueden seleccionarse siguiendo diferentes criterios:

- Espaciales: Planes a escala nacional, regional, local...
- Atendiendo al tipo de vías: Planes de autopistas, autovías, carreteras locales, carreteras vecinales...
- Por consideraciones de plazo: Planes a corto, medio o largo plazo.
- Según el tipo de operación a efectuar: Planes de conservación, de señalización, de eliminación de puntos negros, de supresión de pasos a nivel...

En general, para llevar a cabo estas acciones planeadas es preciso establecer el orden en que han de desarrollarse. Esto se consigue estableciendo una **programación** de las actuaciones, en la que se establece cuándo han de iniciarse las distintas acciones y cómo han de desarrollarse éstas. Conjuntamente han de establecerse unos presupuestos de gastos necesarios para llevarlas a cabo, incluyendo también una programación del desarrollo de estos gastos en el tiempo para cumplir el programa establecido.

Finalmente, la materialización de cada una de las acciones se llevará a cabo mediante la redacción de los correspondientes **proyectos** en los que se defina con detalle cada elemento de la actuación, incluyendo la forma de llevarla a cabo, los medios a emplear, los resultados que deben conseguirse y el presupuesto al que ascenderá, debiendo ser el documento preceptivo del personal encargado de ejecutarlas.

## 2. PLANEAMIENTO URBANO

Para la planificación de los itinerarios de gran capacidad, que conducen el mayor porcentaje del tráfico entre las diversas zonas de un área metropolitana, se realizan estudios similares a los anteriormente expuestos.

Existen, no obstante, una serie de variables fruto de diversas experiencias realizadas en diversos países, que pueden proporcionarnos una primera idea aproximativa de cara al planteamiento de la red principal, como son:

- Porcentaje de viajes con origen o destino en una zona determinada en función de su número de habitantes.

- Número de viajes por vehículo a zonas exteriores en relación con la población de la zona estudiada.
- Incremento del tráfico en relación con el incremento del parque de vehículos.
- Número de viajes por persona y porcentaje que se realiza en transporte público en función del grado de motorización o número de habitantes por vehículo.
- Viajes realizados por cada vehículo ligero en función de la motorización.

Del análisis de estos datos, se obtendrán unos resultados que habrá que aplicar en el diseño esquemático de la zona. Los **esquemas de planeamiento urbano**, aunque muy variados, pueden sintetizarse en los siguientes grupos:

- (a) Radial-Concéntrico: Constan de una serie de vías convergentes en un punto, denominadas radios, abrazadas por un sistema concéntrico de rondas de circunvalación o anillos. Este esquema simplifica los enlaces y evita concentraciones excesivas de tráfico; su inconveniente es que condiciona excesivamente la expansión urbanística de la zona.
- (b) En malla: Sistemas repetitivos y reticulados, que generalmente adoptan la forma rectangular o hexagonal. Ocasionan enlaces más complejos, aunque facilitan una futura expansión de la zona.
- (c) Lineal: Consta de una vía principal, que surte y se abastece de las vías de menor categoría que confluyen en ella. La simplicidad de este sistema puede convertirse en su principal inconveniente, en el hipotético caso de que la vía principal llegara a saturarse.

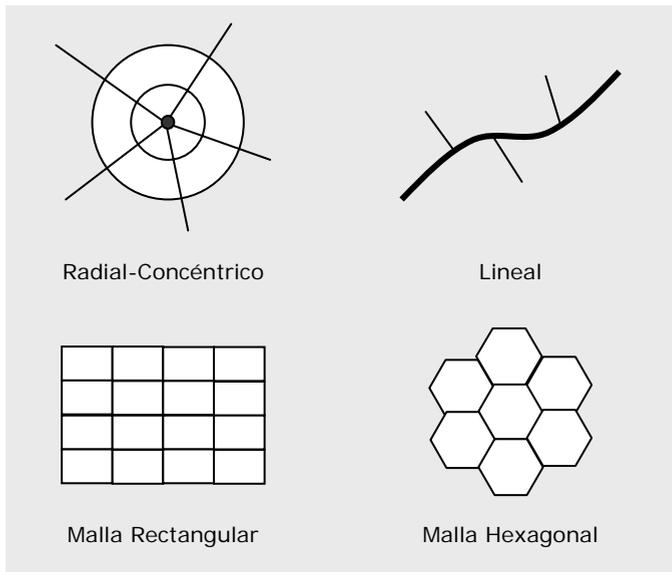


Fig. 6.1 – Esquemas urbanos

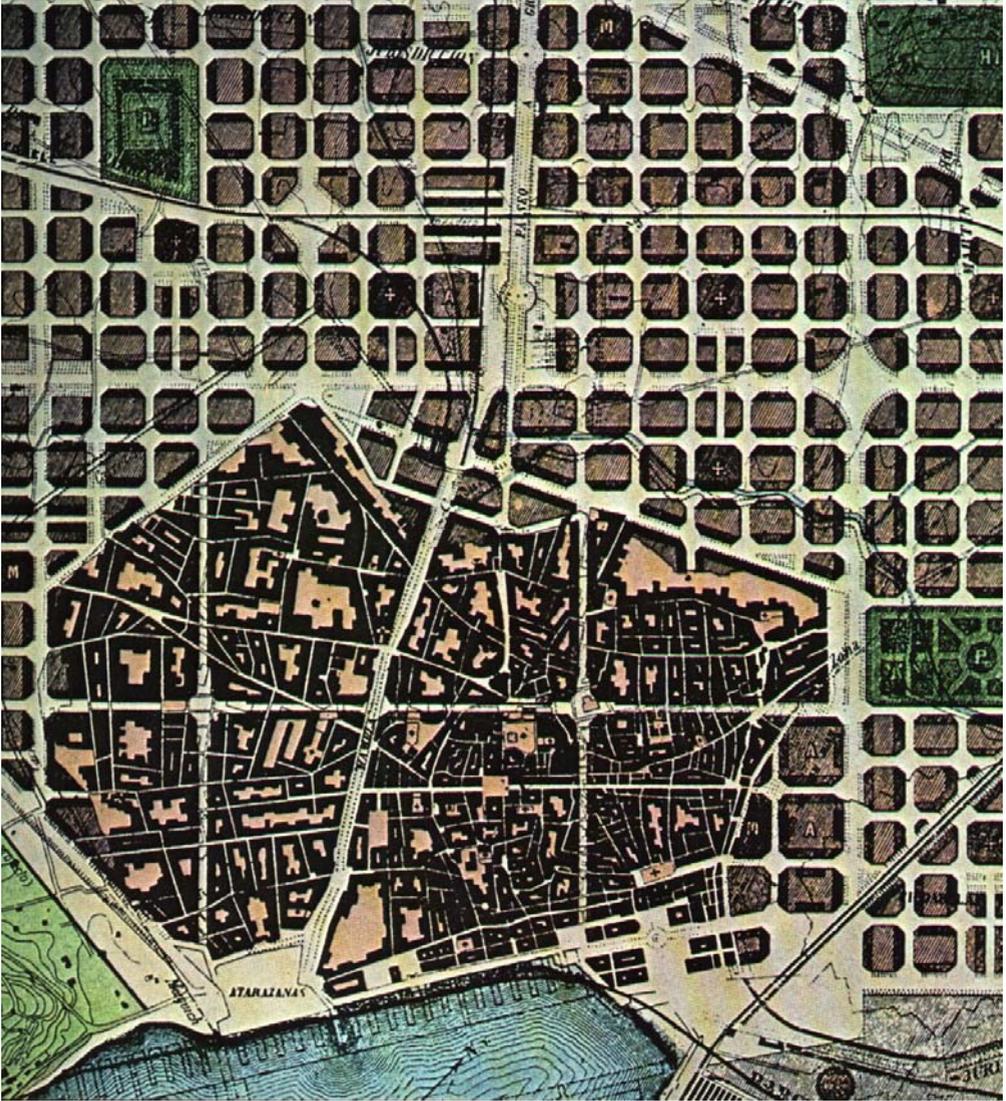


Fig. 6.2 – El ensanche de la ciudad de Barcelona, ideado por el ingeniero Idelfonso Cerdá, es un claro ejemplo de esquema urbanístico en malla rectangular

## 2.1. Tipología de espacios urbanos

Dentro de una misma ciudad se distinguen distintos tipos de zonas en función de su localización física, su situación contextual, la calidad de las infraestructuras presentes en ella, la actividad comercial existente o el nivel de vida de sus habitantes.

Podemos diferenciar seis tipos de áreas o espacios urbanos:

- (a) Zonas centrales de alta densidad: En ellas se ubican los cascos antiguos, ensanches y las áreas más tradicionales de la ciudad. El sistema viario posee una capacidad muy limitada, ya su diseño que corresponde a épocas anteriores con una menor demanda de tráfico, por lo que ha quedado obsoleto. Las vías poseen funciones fundamentalmente distribuidoras y locales, siendo su trazado en ocasiones irregular y sin una aparente ordenación. Técnicamente hablando, son zonas muertas desde el punto de vista vial.
  
- (b) Áreas residenciales exteriores de alta densidad: El crecimiento de las ciudades en los últimos decenios ha ocasionado la aparición de nuevas zonas circundantes al núcleo histórico destinadas a usos residenciales de alta densidad, donde la red viaria existente suele ser escasa y deficientemente comunicada con el resto de la red urbana. No obstante, una adecuada planificación urbanística puede contribuir a revitalizar la zona.



Fig. 6.3 – Área residencial de alta densidad

El periodo de realización de estos barrios suele coincidir en el tiempo con el del primer planeamiento arterial, por lo que suele existir una reserva de suelo para efectuar nuevos trazados viarios. En este tipo de zonas, el suelo no suele ser un recurso escaso.

- (c) Áreas residenciales de baja densidad: Este tipo de zonas, cuya implantación en nuestro país es relativamente reciente, se caracterizan por la existencia de edificaciones unifamiliares de tipo aislado. Suelen hallarse alejadas del núcleo comercial y de negocios de la ciudad y sus principales inconveniente son la total ausencia de reserva de suelo y las dificultades de accesibilidad a los usos colindantes.
- (d) Nuevas zonas industriales: Este tipo de zonas se caracteriza por la presencia de una notable actividad industrial y por consiguiente, de un tráfico relativamente elevado. Para cubrir las necesidades de este tipo de zonas, no siempre se dimensionan las vías y accesos adecuadamente, resultando escasos en determinadas situaciones de elevada demanda. Otro de los problemas que acarrea este tipo de zonas es la correcta coordinación del tráfico de paso y del que pretende acceder al área, habilitándose para ello vías de servicio especiales para la circulación de vehículos pesados, cuyo porcentaje es altamente significativo.
- (e) Centros comerciales: En este tipo de zonas predomina la actividad comercial y de negocios, constituyendo el verdadero núcleo de la ciudad. En grandes núcleos de población pueden existir zonas dedicadas a la actividad comercial, situadas en la periferia: son los llamados subcentros.

Este tipo de áreas no suele presentar mayor problema desde el punto de vista del tráfico si –como en el caso de las zonas industriales- se dimensionan adecuadamente los accesos y nudos y se diferencian claramente los distintos tipos de tráfico, el local y el de paso.

- (f) Suelo vacante en entorno urbano: Por norma general, las ciudades se han desarrollado sobre áreas de alta densidad separadas por superficies vacías donde todavía se mantenían actividades agrícolas o ganaderas. Por ello, gran parte de las carreteras urbanas aprovechan este tipo de suelo, donde hay suficiente reserva y los problemas de afección a las comunidades ya existentes son más bien escasos.

No obstante, el trazado de vías por este tipo de suelos relativamente alejados del usuario puede tener efectos negativos que hagan que éste emplee rutas alternativas más cercanas, así como estimular la ubicación de actividades urbanas en sus cercanías, inicialmente no previstas en el planeamiento.



Fig. 6.4 – Distintos aspectos del entramado vial y urbano de la ciudad de Alicante

### 3. CARACTERÍSTICAS DEL TRÁFICO

El objetivo básico del estudio del tráfico es deducir las relaciones existentes entre sus características y el trazado de la red por la que circulan. Para un correcto estudio de las características de la circulación, es preciso sintetizar todas las variables que ejercen algún tipo de influencia en ella, en una serie limitada de factores cuantificables y matemáticamente interpretables.

De todos ellos, tres destacan por su interrelación, su facilidad de manejo y su sencilla determinación: la **intensidad**, **composición** y **velocidad** del tráfico.

#### 3.1. Intensidad

Se denomina **intensidad** al número de vehículos que atraviesa una determinada sección de la vía en la unidad de tiempo. Para su medición se realizan **aforos** en determinados puntos de la carretera, bien de forma manual o utilizando aparatos contadores. Existen una serie de indicadores basados en la intensidad que definen el comportamiento del tráfico y las características funcionales de la vía:

- (a) Intensidad media diaria (IMD): Se define como el número total de vehículos que atraviesan una determinada sección durante un año, dividido por 365. La IMD se emplea fundamentalmente para establecer una clasificación de los diferentes tipos de vías.

$$IMD = \frac{\text{Número anual de vehículos}}{365}$$

- (b) Intensidad horaria punta (IHP): Número de vehículos que transitan por una sección de la vía durante la hora de mayor tráfico (hora punta). Su valor sirve de referencia en el cálculo de la estructura resistente del firme e influye en la el planteamiento de la ordenación de la zona.
- (c) Factor de hora punta (FHP): Empleado en vías urbanas y semiurbanas, en las que pueden producirse congestiones en cortos períodos de tiempo. Se define como la relación entre la intensidad horaria punta (IHP) y la intensidad máxima producida –dentro de la hora punta- en un período de tiempo determinado, generalmente 15 minutos.

$$FHP_N = \frac{IHP}{\frac{60}{N} \cdot I_N}$$

- (d) Intensidad de hora 30 (IH30): Valor de la intensidad sólo superada durante 30 horas a lo largo de un año. Este valor, empleado en Estados Unidos y

otros países para el dimensionamiento de las vías, se justifica al coincidir con el codo de la curva que relaciona intensidad con el número de horas al año que la sobrepasan –como puede observarse en la figura adjunta- lo que significa que durante el 99,8% del año no se supera dicho valor. En la mayoría de las carreteras, este valor oscila entre el 11 y el 17% de la IMD, presentándose los valores más bajos en zonas urbanas (8%) y los más altos en vías con un porcentaje significativo de tráfico turístico (20%).

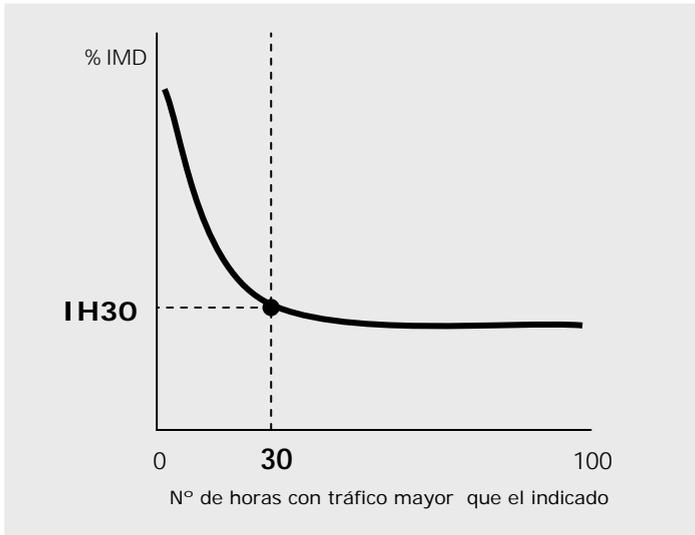


Fig. 6.5 – Justificación de la IH30

## Fluctuaciones de la intensidad

La intensidad del tráfico en cualquier tipo de vía experimenta variaciones a lo largo del tiempo, aunque dentro de una determinada tendencia general –ascendente estable o descendente- se observan **oscilaciones cíclicas** según la escala de tiempo considerado –anual, semanal o diaria- y otras totalmente aleatorias.

A continuación se analizan los tres ciclos anteriormente nombrados:

- (a) Ciclo anual: Del estudio del gráfico intensidad-tiempo adjunto, se deduce que la época estival (meses de julio y sobre todo agosto) es la que lógicamente más actividad refleja, sobre todo en zonas turísticas, en detrimento de las zonas urbanas interiores. También se refleja un pico significativo, aunque de menor importancia, en el mes de abril, coincidiendo con las vacaciones de Semana Santa. En los meses de invierno, la intensidad cae hasta sus mínimas cotas.

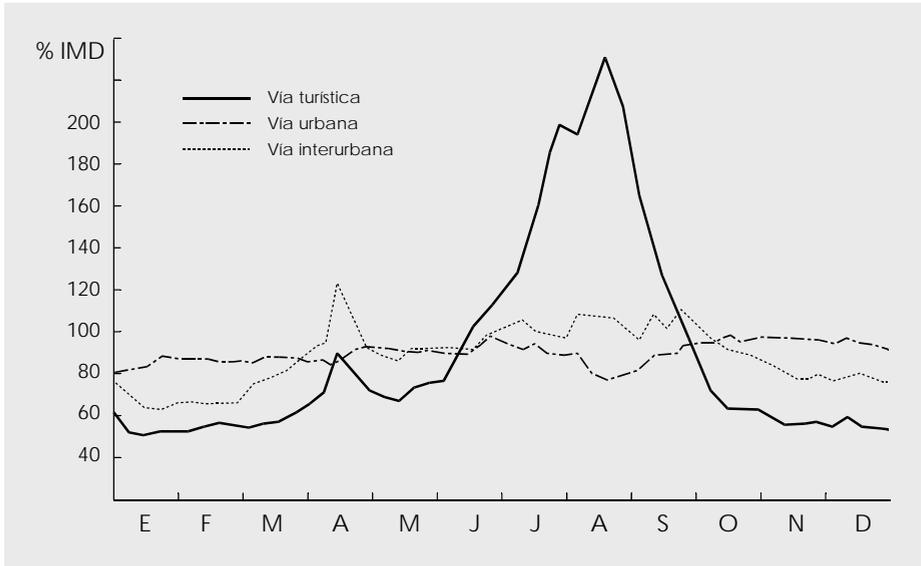


Fig. 6.6 – Ciclo anual

- (b) Ciclo semanal: Las diferencias más notables se hallan los días festivos –generalmente fines de semana, en especial los domingos- en los que el tráfico en el área metropolitana disminuye, aumentando la intensidad en zonas turísticas y de la periferia. Este fenómeno, que se mantiene durante todo el año, se ve agravado durante los meses de verano.

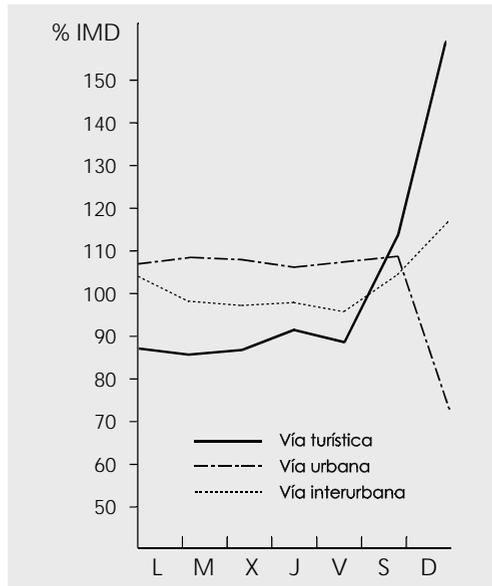


Fig. 6.7 – Ciclo semanal

- (c) Ciclo diario: El ciclo diario presenta su mayor punta entre las 20 y 21 horas, hora que coincide con la finalización de la jornada laboral. También se presentan puntas a las 13 h. en carreteras y zonas urbanas, y a las 9 h. en los accesos a las ciudades. Los mínimos corresponden a la franja comprendida entre la 1 y las 5 de la madrugada.

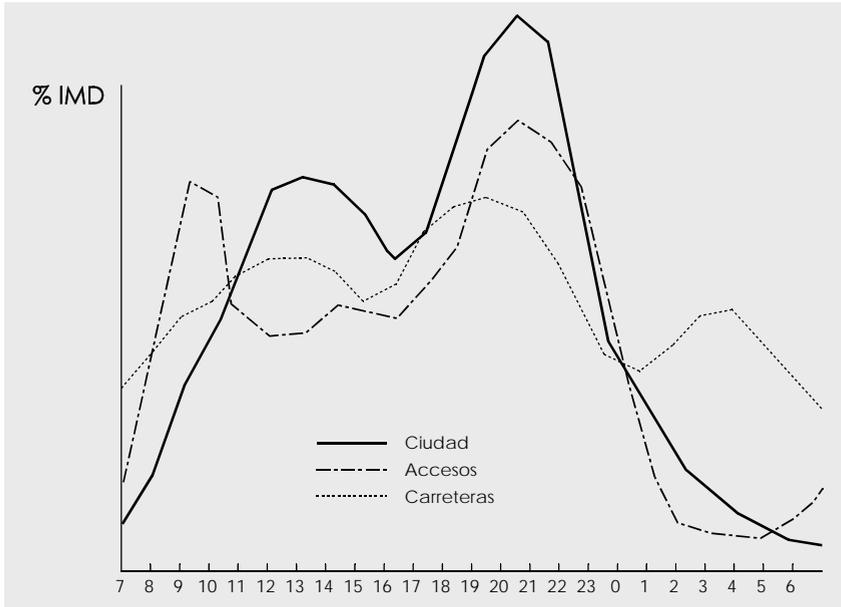


Fig. 6.8 – Ciclo diario

### 3.2. Composición

Además de conocer la cantidad de vehículos que atraviesan una determinada vía, es interesante desde el punto de vista de la Ingeniería del Tráfico conocer su **composición**. La clasificación empleada es la ya estudiada en anteriores capítulos:

- Motocicletas: Grupo que abarca motocicletas, ciclomotores y ciclos.
- Ligeros: Comprende los turismos, así como furgonetas y camionetas.
- Pesados: Camiones y en menor medida, autobuses.

De los tres grupos, el primero es reducido y no plantea problemas desde el punto de vista de ordenación del tráfico, por lo que la composición del tráfico suele darse en porcentaje de vehículos pesados.

La composición del tráfico en países con un grado de motorización elevado es de un 70-80% de ligeros, un 15-25% de pesados y un 5% de vehículos de dos ruedas. Esta

composición no es uniforme, pudiendo variar en función del tipo de vía y del momento considerado.

### 3.3. Velocidad

De los tres conceptos que definen la circulación, la velocidad es sin duda el más problemático, dado su carácter variable tanto de forma individual –velocidad de cada vehículo- como conjunta.

Centrándonos en el estudio de un solo vehículo, se pueden definir tres tipos de velocidad:

- Velocidad local o instantánea: La que posee al atravesar determinada sección de la vía, en un instante determinado.
- Velocidad de circulación ( $V_c$ ): Relación entre la distancia recorrida en un tramo y el tiempo invertido en recorrerla.
- Velocidad de recorrido ( $V_r$ ): Definida como el cociente entre la distancia total recorrida en un trayecto determinado y el tiempo transcurrido desde el instante en que el vehículo lo inicia hasta que llega a su destino, incluyendo posibles detenciones y retrasos debidos al tráfico.

En Ingeniería de Tráfico no interesan tanto estas variables individuales como las colectivas, referidas al conjunto de vehículos que transitan por una determinada vía. Los indicadores de uso más generalizado son los siguientes:

- Velocidad media local ( $V_l$ ): Velocidad asignada a una sección determinada, calculada hallando la media aritmética de las velocidades de los n vehículos que la atraviesan.

$$V_l = \frac{\sum v_i}{n}$$

- Velocidad media en un tramo ( $V_t$ ): Relación entre la longitud L de un tramo y el tiempo medio empleado por los n vehículos en atravesarlo.

$$V_t = L \cdot \frac{n}{\sum t_i}$$

- Velocidad media de recorrido: Análoga a la anterior, sólo que computando el tiempo total que tarda en realizar el desplazamiento, es decir, contando detenciones y retrasos. Podría aplicarse, por ejemplo, a la tiempo que tarda un autobús de línea en cubrir su recorrido.

- Velocidad de proyecto: Es aquella que se toma como base para proyectar y definir los diferentes elementos geométricos de la vía, como radios, distancias de visibilidad o peraltes. Es inferior a las que realmente llevan los vehículos.
- Velocidad de servicio: Aquélla que únicamente es superada por el 5% de los conductores; podría definirse como la velocidad de un conductor rápido.

### 3.4. Otras variables

Aparte de las tres variables anteriormente comentadas, existen otras de menor importancia, pero que ayudan a matizar determinadas características del tráfico.

- (a) Separación (s): Distancia existente entre las partes delanteras de dos vehículos que circulan consecutivamente.

$$s \text{ (separación)} = d \text{ (intervalo hueco)} + L \text{ (longitud del vehículo)}$$

- (b) Intervalo (h): Es un concepto íntimamente ligado al anterior. Indica el tiempo transcurrido entre el paso de dos vehículos sucesivos por una sección determinada. Puede expresarse en función de la intensidad como:

$$h = \frac{1}{I}$$

- (c) Densidad (d): Se denomina densidad de tráfico al número de vehículos que existen por unidad de longitud sobre una carretera. La unidad que generalmente se emplean es el número de vehículos por kilómetro de vía.

$$d = \frac{1}{s}$$

## 4. RELACIONES ENTRE LAS COMPONENTES DEL TRÁFICO

Existe una sencilla expresión que liga tres de los conceptos más importantes desde el punto de vista de la Ingeniería de Tráfico, como son la intensidad, la velocidad y la densidad. Ésta es conocida como la **relación fundamental** del tráfico:

$$I = V_E \cdot d$$

donde I es la intensidad

$V_E$  es la velocidad específica de la vía

d es la densidad de tráfico

La representación gráfica de esta función es compleja, al tratarse de una función donde una de las variables se halla en función de las otras dos, por lo que debe recurrirse a la tercera dimensión. De cara su manejo, es más práctico operar con

representaciones bidimensionales correspondientes a sus proyecciones planas, agrupando las variables por parejas.

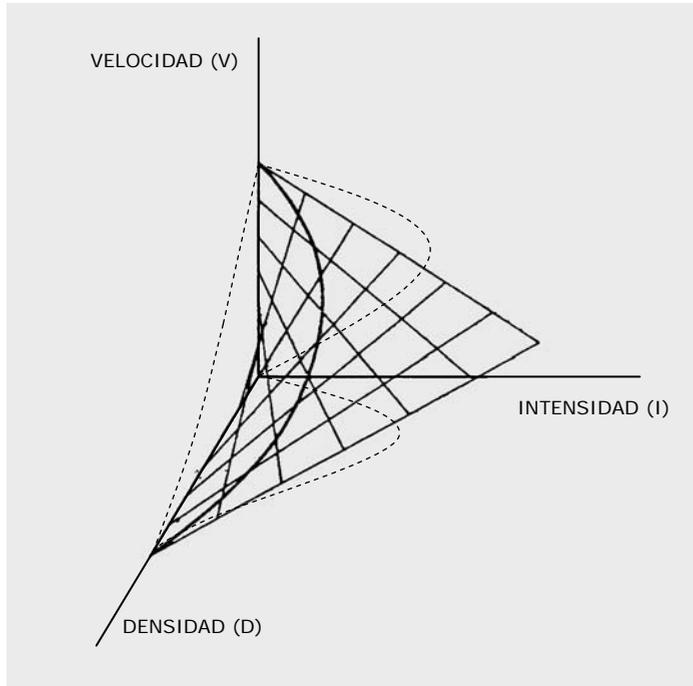


Fig. 6.9 – Relación fundamental del tráfico

#### 4.1. Relación intensidad-densidad

Si representamos gráficamente esta función, observaremos la existencia de un valor máximo de la intensidad, conocido como **capacidad** de la vía, llamándose la densidad para la que se obtiene dicho valor **densidad crítica**.

El régimen de circulación es totalmente distinto a ambos lados de esa línea marcada por la capacidad: mientras que para densidades menores que la crítica el funcionamiento de la vía es fluido y estable, existiendo facilidad para asimilar ciertas anomalías que puedan producirse, si la densidad supera la crítica se produce un empeoramiento drástico de las condiciones de circulación, produciéndose constantes detenciones e incluso en determinados momentos, acumulación de vehículos formando colas de difícil disolución.

Distintas estimaciones concluyen que el valor la densidad crítica suele oscilar entre el 30 y el 40% de la densidad máxima.

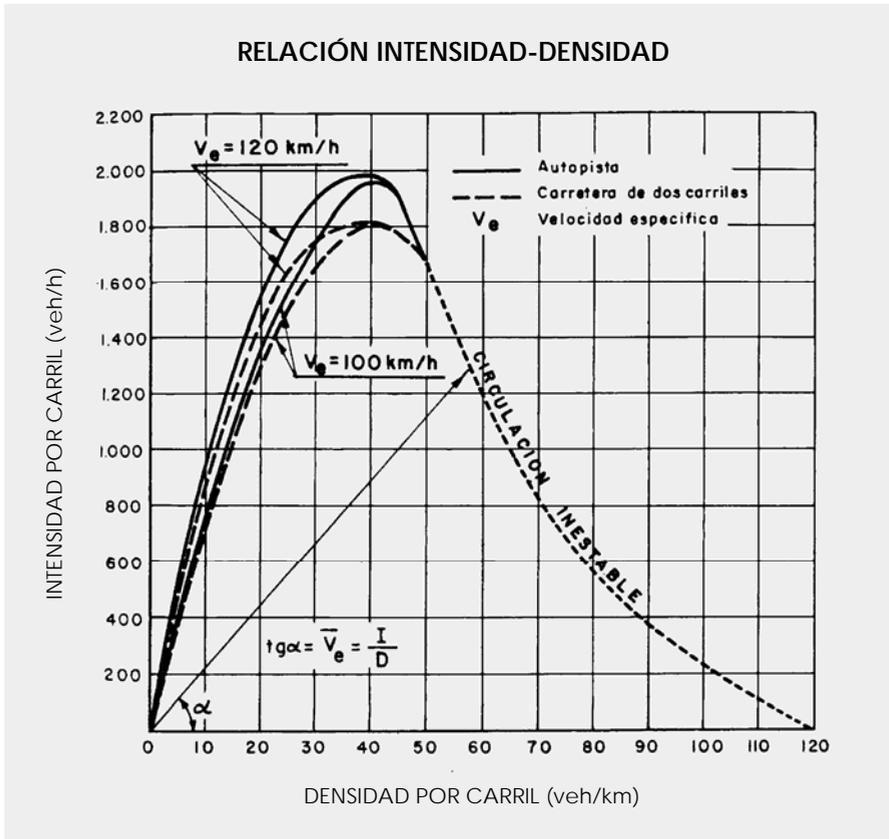


Fig. 6.10 – Relación intensidad-densidad (Balaguer)

## 4.2. Relación velocidad-densidad

De la representación de estas dos variables se extraen unas conclusiones que aunque son obvias y de sentido común, arrojan luz sobre el funcionamiento del tráfico.

Como puede observarse, la velocidad media y la densidad de vehículos están relacionados de manera lineal, de forma que a bajas densidades de tráfico los vehículos pueden circular a la velocidad que libremente escojan, coartada únicamente por las limitaciones mecánica del vehículo y el trazado de la vía por la que circulan.

Por el contrario, a medida que aumenta la densidad de vehículos la velocidad de circulación va reduciéndose al encontrar cada vehículo más dificultades de movilidad, hasta llegar al extremo de que ésta sea imposible, encontrándonos entonces en condiciones de máxima densidad a la que corresponde una velocidad de circulación nula.

Entre ambos extremos se halla toda una gama de diferentes estados de circulación, cada uno correspondiente a un nivel de calidad de la vía. Cuando la densidad de circulación es crítica, se dice que la vía ha alcanzado su capacidad.

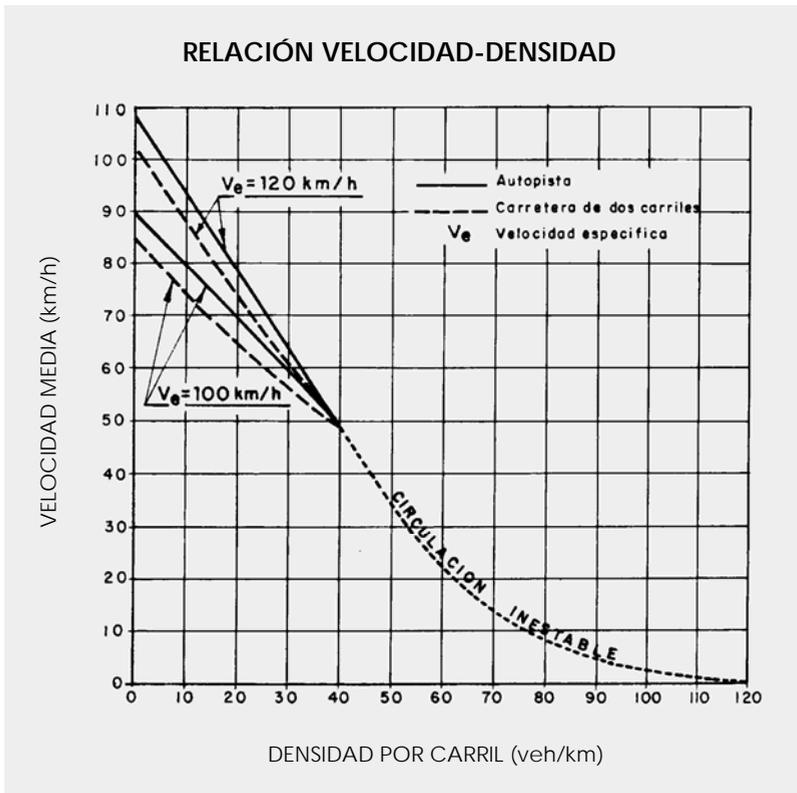


Fig. 6.11 – Relación velocidad-densidad (Balaguer)

### 4.3. Relación velocidad-intensidad

De las tres relaciones, ésta es sin duda la más sencilla de obtener en la práctica y aquella con la que se determinará el **nivel de servicio** o calidad que ofrece una determinada vía, dado que relaciona las dos magnitudes más fáciles de medir. Por ello, la gran mayoría de los estudios experimentales que se han realizado en carreteras y a partir de los cuales se extraen las principales conclusiones se basan en estas dos variables del tráfico.

El diagrama representativo de esta relación presenta un aspecto similar al visto en el primer caso, dándose altas velocidades de circulación en el caso de existir un bajo

flujo de vehículos circulando por la vía, para aumentar progresivamente hasta un máximo de intensidad –la capacidad de la vía– a partir del cual la circulación se vuelve inestable y paulatinamente más lenta.

Basándose en este diagrama se han realizado estudios para determinar la influencia de los distintos parámetros de la vía –trazado de la vía, sección transversal, composición y distribución del tráfico– recogidos en el Manual de Capacidad de Carreteras (Highway Capacity Manual) americano, que es sin duda alguna el tratado más completo en lo que a Ingeniería del Tráfico se refiere.

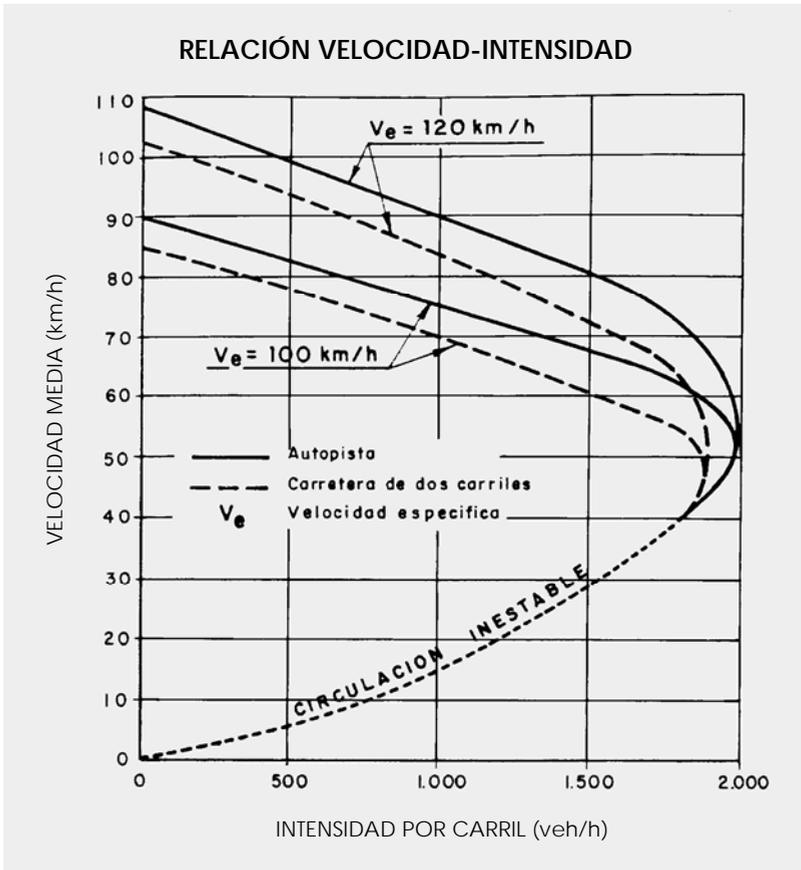


Fig. 6.12 – Relación velocidad-intensidad (Balaguer)

## 5. CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO

De lo visto en el anterior punto, se puede afirmar que en efecto existen ciertas relaciones entre las diferentes variables que componen el tráfico. Asimismo, también es cierto que existe alguna posibilidad de análisis matemático, conducido por las investigaciones que en esta materia han realizado los ingenieros de tráfico norteamericanos, al ser el país que más problemas tiene con la circulación de vehículos. En base a estas investigaciones, se concluye que el estudio del tráfico debe hacerse atendiendo a dos componentes: la **capacidad** y el **nivel de servicio**.

### 5.1. Capacidad

Se define **capacidad** de una sección de carretera como el máximo número de vehículos que tienen una probabilidad razonable de atravesar dicha sección durante un determinado período de tiempo –normalmente una hora- para unas condiciones particulares de la vía y del tráfico. Dicho de otra forma, es la máxima intensidad capaz de albergar una vía sin colapsarse.

La capacidad depende de las propias características de la vía –geometría y estado del pavimento- y del tráfico, especialmente su composición. Además, se deben tener en cuenta las regulaciones de circulación existentes, como limitaciones de velocidad o prohibiciones de adelantamiento, así como las condiciones ambientales y meteorológicas. Estos dos últimos factores no se hallan lo suficientemente estudiados al no influir decisivamente, salvo en casos aislados.

### 5.2. Concepto de nivel de servicio

El término de **nivel de servicio**, introducido por el Manual de Capacidad del Transportation Research Board estadounidense, se define como una medida de la calidad que la vía ofrece al usuario.

Son varios los factores que entran en juego a la hora de definir un concepto tan poco cuantificable como es la calidad de una vía:

- Velocidad a la que se puede circular por ella.
- Tiempo de recorrido, o de otra forma, ausencia de detenciones y esperas.
- Comodidad que experimenta el usuario: ausencia de ruidos, trazados suaves...
- Seguridad que ofrece la vía, tanto activa como pasiva.
- Costes de funcionamiento.

Todos estos factores de difícil evaluación pueden relacionarse con dos variables que sí son cuantificables: la **velocidad de servicio** y el **índice de servicio**.

- (a) Velocidad de servicio: Se define como la mayor velocidad media de recorrido que puede conseguir un conductor que circule por un tramo de carretera en buenas condiciones meteorológicas y bajo unas determinadas condiciones de tráfico. Estadísticamente, es aquella que sólo supera el 5% de los vehículos.
- (b) Índice de servicio: Relación entre la intensidad de tráfico y la capacidad de la vía.

Dado un determinado nivel de servicio, se define **intensidad de servicio** como la máxima posible para que se mantenga un determinado nivel de servicio. Caso de superarse, se entraría en un nivel de servicio más bajo.

El Manual de Capacidad define seis niveles de servicio para un régimen continuo de circulación, es decir, sin detenciones producidas por intersecciones o semáforos. Estos niveles se hallan numerados de la A a la F, en orden decreciente de calidad.

## 6. AFOROS

Una vez definidas las magnitudes y los fundamentos teóricos del tráfico, se hace indispensable recabar información acerca de las características de la circulación de vehículos en las carreteras existentes. Para ello se emplean métodos de aforo que serán más o menos precisos dependiendo del grado de exactitud que pretenda obtenerse.

Las características que son objeto de un estudio de aforo son:

- Intensidades de circulación.
- Velocidades y tiempos de recorrido de los vehículos.
- Origen, destino y objeto de los viajes realizados.
- Accidentes de circulación.

### 6.1. Métodos de aforo

Para realizar estas mediciones se dispone de diversos métodos, entre los cuales destacan los siguientes:

- (a) Aforos manuales: Este tipo de aforos son los más costosos dado que emplean personal cualificado para su realización. Su metodología es simple: el observador se coloca en una sección de carretera y realiza un conteo de todos los vehículos que circulan a través de ella, bien por medio de impresos destinados a tal efecto, bien a través de aparatos electrónicos o pulsadores.

La efectividad de este tipo de aforo es mayor que la del resto, ya que permite distinguir entre los diferentes tipos de vehículos que transitan. En algunas situaciones se antoja imprescindible, como es el caso de las intersecciones, donde interesa cuantificar todos los movimientos posibles.

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS Y CAMINOS VECINALES		AFORO DE CARRETERAS				ESTACION				
FECHA DEL TIEMPO		DIA DE LA SEMANA		FESTIVO <input type="checkbox"/> VISPERA DE FESTIVO <input type="checkbox"/>	Dia	Mes	Año	AFORO N.º	HOJA N.º /	
DATOS:										
COMPONENTES		DE	A	DE	A	DE	A	DE	A	
	CARROS	A								
	BICICLETAS	B								
I MOTOS	MOTOS	1								
II VEHICULOS LIGEROS	COCHES	2								
	CAMIONETAS (4 RUEDAS)	3								
	TRACTORES AGRICOLAS	4								
III VEHICULOS PESADOS	CAMIONES SIN REMOLQUE	5								
	CAMIONES CON REMOLQUE VEHICULOS ESPECIALES	6								
	AUTOBUSES	7								

DATOS TOMADOS POR .....

Fig. 6.13 – Impreso del MOPT para la realización de aforos manuales

El inconveniente que posee es que sólo es recomendable para períodos cortos, no superiores a 24 h. ya que su alto coste hace injustificable períodos de aforo superiores.

- (b) Aforos automáticos: Se basan en la utilización de mecanismos automáticos que detectan el paso de vehículos, procediendo a su conteo y posterior almacenamiento.

Los aparatos más empleados en este tipo de aforos son los neumáticos, que constan de un captador formado por un tubo de goma colocado transversalmente sobre la calzada, y un detector compuesto por una membrana formada por dos láminas metálicas que entran en contacto cada vez que un vehículo pisa el captador.

Otro tipo de sistemas empleados –aunque en menor medida- son los detectores de lazo o bucle, basados en la inducción electromagnética e incluso detectores basados en ondas de choque o en el láser.

- (c) Aforos móviles: En determinadas ocasiones puede interesar la determinación de aforos en un tramo determinado, para lo que se recurre al conteo de vehículos desde otro automóvil en movimiento e integrado en la corriente de tráfico.

La intensidad horaria empleando este peculiar método viene determinada por la siguiente expresión:

$$I = \frac{C + A - a}{T}$$

donde C es el número de vehículos con los que se cruza el aforador

A es el número de vehículos que nos adelantan

a es el número de vehículos adelantados

T es el tiempo de control

Para no desvirtuar la medición efectuada, interesa que el valor de T no sea excesivamente alto, ya que significaría que la intensidad obtenida no corresponde a una sección determinada, sino más bien a un tramo de carretera.

- (d) Aforos fotográficos: Se basan en el control aéreo de la circulación, aprovechando los medios de los que se dispone para la vigilancia del tráfico, los populares helicópteros de la DGT.

Aun así, este método es caro y poco usual, aunque puede ofrecer información interesante acerca de las densidades, velocidades e incluso intensidades de tráfico.

## 6.2. Estaciones de aforo

Para realizar una correcta y completa medida de las *constantes vitales* del tráfico a lo largo y ancho de la red viaria, se recurre al establecimiento de una serie de estaciones dedicadas al aforo de vehículos y situadas en puntos estratégicos previamente escogidos.

Evidentemente, no todas las estaciones realizarán medidas de la misma calidad; algunas, las situadas en zonas de gran tráfico, realizarán un conteo más exhaustivo y de mayor duración; otras, se limitarán al aforo en periodos restringidos de tiempo.

Según el actual Plan de Aforos del Ministerio de Fomento, pueden distinguirse tres tipos de estaciones:

- (a) Estaciones permanentes: Este tipo de estaciones realiza un **aforo continuo** por medio de un contador automático, conociéndose de esta forma la intensidad de cada una de las horas durante todo un año.

Gracias a las medidas proporcionadas por las estaciones permanentes pueden estimarse los ciclos y fluctuaciones del tráfico –diario, semanal y anual- así como obtener tendencias de evolución a largo plazo.

Este tipo de estaciones, cuyo número es de 200 en nuestro país, deben situarse en todo los tipos de carreteras representativos de la red.

- (b) Estaciones de control: Tienen por objeto la detección de las **variaciones** diarias, semanales y anuales que se producen en la intensidad del tráfico. Se subdividen en primarias y secundarias, según sea el periodo de aforo empleado.
- Primarias: Aforos durante una semana completa y al menos un periodo de 4 días que incluya dos laborables, un sábado y un domingo, con un intervalo de repetición de uno o dos meses.
  - Secundarias: Suele aforarse un día laborable completo cada dos meses.

- (c) Estaciones de cobertura: Su finalidad es la estimación de la IMD a partir de **un único aforo** anual como mínimo y de duración no superior a las 24 horas. Es recomendable realizar dos aforos anuales.

Debe colocarse al menos una estación de cobertura en cada tramo de carretera en el que se suponga constante la intensidad de tráfico.

Para auxiliar en su cometido a estas estaciones, se realizan **recuentos manuales** para conocer la composición del tráfico en las estaciones permanentes y en algunas estaciones de control seleccionadas, bastando para ello un período de varias horas en un día laborable.

### 6.3. Obtención de la IMD

La planificación y realización de aforos va encaminada a obtener la intensidad media diaria (IMD) de cada uno de los tramos que conforman la red viaria.

Para ello, se tratan los datos según hayan sido obtenidos de las diferentes clases de estaciones de aforo existentes.

En el caso de estaciones permanentes, la obtención de la IMD es inmediata, efectuando la media obtenida a lo largo del año.

$$IMD = \frac{\sum I_n}{365}$$

Si se trata de estaciones de control o de cobertura, será necesario emplear una serie de factores de conversión que permitan ajustar las medidas de intensidad efectuadas. Estos factores son tres, a saber:

- (a) Nocturnidad (N): Relaciona la intensidad existente a lo largo del día ( $I_{24}$ ) con la medida durante 16 horas (de 6 a 22 h) en un día laborable.

$$N = \frac{I_{24}}{I_{16}}$$

- (b) Estacionalidad (L): Mide la relación existente entre la intensidad media anual de los días laborables del año y la intensidad de un día laborable en un determinado mes.

$$L = \frac{\sum I_{LAB}}{n \cdot I_{LAB,M}}$$

- (c) Festivos (S): Evalúa la influencia de los sábados y domingos, vinculando la IMD anual a la intensidad media de los días laborables.

$$S = \frac{5 + a + b}{7}$$

siendo  $a$  la relación entre la intensidad de los días laborables y los sábados  
 $b$  la relación entre la intensidad de los días laborables y los domingos

De esta forma, el cálculo de la IMD se reduce a la siguiente expresión:

$$IMD = I_{16} \cdot N \cdot L \cdot S$$

Donde  $I_{16}$  corresponde al aforo de 16 h. de un día laborable de un determinado mes proporcionado por la correspondiente estación de cobertura.

Se pretende conocer la IMD de una carretera comarcal a su paso por Redován (Alicante). Para ello, se han obtenido los siguientes aforos en una estación primaria cercana:

Mes	1º Laborable		2º Lab.	Sábado	Domingo
	$I_{16}$	$I_{24}$	$I_{16}$	$I_{16}$	$I_{16}$
Febrero	2000	2300	2100	1900	1800
<b>Abril</b>	<b>2100</b>	<b>2400</b>	<b>2200</b>	<b>2000</b>	<b>1900</b>
Junio	2300	2600	2400	2200	2100
Agosto	2500	2800	2600	2400	2300
Octubre	2400	2700	2500	2300	2200
Diciembre	2200	2500	2300	2100	2000

Datos en veh/h

Además, se conoce la intensidad suministrada por una estación de cobertura situada en dicha vía, cuyo valor para el mes de abril es de 3000 veh/h., empleando un periodo de aforo de 16 h. en día laborable.

Para calcular la IMD deberemos obtener los tres factores de conversión que permitan adaptar la intensidad aforada en la estación de cobertura.

El factor de nocturnidad (N) se halla dividiendo la intensidad obtenida durante 24 h. por la aforada en 16 h., para un mismo día laborable:

$$N = \frac{I_{24, ABR}}{I_{16, ABR}} = \frac{2400}{2200} = 1.142$$

El siguiente paso consistirá en calcular el factor de estacionalidad (L), para lo cual podemos emplear dos métodos. El primero de ellos consiste en sumar todas las intensidades aforadas en 16 h. de los días laborables disponibles y dividir las por las correspondientes al mes deseado:

$$L = \frac{\sum_n I_{LAB}}{n \cdot I_{LAB, ABR}} = \frac{(2000+2100) + (2100+2200) + \dots + (2200+2300)}{6 \cdot (2100+2200)} = \frac{27600}{6 \cdot 4300} = 1.070$$

Otro método menos preciso consiste en promediar las  $I_{24}$  laborables:

$$L = \frac{\sum_n I_{24, LAB}}{n \cdot I_{24, ABR}} = \frac{2300 + 2400 + 2600 + 2800 + 2700 + 2500}{6 \cdot 2400} = 1.064$$

Por último, sólo falta calcular el factor de festivos (S). Previamente a efectuar dicha operación debe obtenerse la intensidad media laboral, ciñéndonos al mes estudiado, en nuestro caso abril:

$$I_{LAB,M} = \frac{\sum_n I_{LAB,i}}{n} = \frac{(2000 + 2100) + \dots + (2200 + 2300)}{12} = 2300 \text{ veh/h}$$

A continuación, se calculan los coeficientes a y b:

$$a = \frac{\sum_n I_{SAB,i}}{n \cdot I_{LAB,M}} = \frac{1900 + 2000 + 2200 + 2400 + 2300 + 2100}{6 \cdot 2300} = 0.935$$

$$b = \frac{\sum_n I_{DOM,i}}{n \cdot I_{LAB,M}} = \frac{1800 + 1900 + 2100 + 2300 + 2200 + 2000}{6 \cdot 2300} = 0.891$$

Sustituyendo en la expresión del factor de festivos,

$$S = \frac{5 + a + b}{7} = \frac{5 + 0.935 + 0.891}{7} = 0.975$$

Al igual que antes, existe otra manera menos exacta de obtener este factor, considerando únicamente las intensidades del mes estudiado:

$$I_{LAB,M} = \frac{(I_1 + I_2)}{2} = \frac{(2100 + 2200)}{2} = 2150 \text{ veh/h}$$

Los coeficientes a y b serán en esta ocasión:

$$a = \frac{I_{SAB}}{I_{LAB,M}} = \frac{2000}{2150} = 0.93$$

$$b = \frac{I_{DOM}}{I_{LAB,M}} = \frac{1900}{2150} = 0.88$$

Y el factor de festivos calculado por este método será:

$$S = \frac{5 + a + b}{7} = \frac{5 + 0.93 + 0.88}{7} = 0.973$$

Una vez obtenidos todos los coeficientes, basta con sustituirlos en la expresión general de cálculo de la IMD, tomando como intensidad base los 3.000 veh/h aforados en la estación de cobertura:

$$IMD = I_{10} \cdot N \cdot L \cdot S = 3.000 \cdot 1.142 \cdot 1.070 \cdot 0.975 = 3.575 \text{ veh/h}$$



# 07

## TRÁFICO EN VÍAS INTERURBANAS

A la hora de acometer el proyecto de una carretera, surgen casi de manera inmediata una serie de cuestiones relativas a la **funcionalidad** y a la **calidad** que dicha infraestructura va a ofrecer al usuario.

Uno de las primeras dudas que surge es qué tipo de carretera debe proyectarse. A priori no hay un tipo de carretera estándar que asegure un correcto funcionamiento. Si proyectamos una carretera de 4 carriles por sentido, podemos estar malgastando el dinero al estar los carriles desaprovechados, mientras que si la construimos de 2 carriles puede que se produzcan continuos atascos: ¿Cómo podemos calibrar este factor?

Teniendo ya decidido el tipo de vía a proyectar, el siguiente paso es compararla con otras vías. Al hacerlo, inevitablemente una de las dos ofrecerá un mejor servicio al usuario. La duda vuelve a asaltarnos: ¿Por qué una es mejor que otra?

Por último, la puesta en funcionamiento de la carretera supone una materialización de los conceptos teóricos previamente estudiados en la fase de proyecto. Este paso del papel al terreno puede distorsionar las expectativas que se tenían de ella: ¿Cuál es la situación de servicio real de la carretera?

Para responder todos estos interrogantes existen una serie de herramientas de cálculo basadas en los parámetros de tráfico definidos en el capítulo anterior y que recoge el Manual de Capacidad de Carreteras americano como fruto de más de 50 años

de estudios empíricos acerca del funcionamiento de su red de carreteras. En este capítulo estudiaremos estos procedimientos y sus aplicaciones en vías interurbanas.

## 1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

La principal característica de las vías interurbanas es que, salvo en los puntos donde se cruzan con otras vías, los vehículos circulan libremente, sin existir regulación alguna que les obligue a detenerse. A este tipo de circulación se le denomina **continua** o ininterrumpida, y se rige por los conceptos de capacidad y nivel de servicio ya vistos en el capítulo anterior.

Dentro de los distintos tipos de vías que conforman la **red viaria interurbana**, es necesario hacer una distinción de cara a su estudio desde el punto de vista de su capacidad. Así, se distinguen tres grupos de vías:

- Carreteras de dos carriles en total y calzada única, grupo en el que se engloban la mayoría de carreteras de la red nacional y local. Se caracteriza por una velocidad más limitada y una menor facilidad para realizar adelantamientos.
- Carreteras multicarril, de dos o más carriles por cada sentido de circulación. Pueden o no presentar separación de calzadas o control localizado de accesos.
- Autopistas, diseñadas para la circulación exclusiva de vehículos y cuyo análisis merece un apartado especial, al ser vías de alta capacidad.

Por otra parte, debe analizarse la problemática de la capacidad en aquellos puntos donde se interceptan dos ó más vías –intersecciones y enlaces- especialmente los ramales de acceso y tramos de trenzado existentes en ellas. Las intersecciones, donde la circulación se encuentra sometida a elementos de regulación -semáforos o señales de prioridad de paso- serán objeto de estudio en el siguiente capítulo.

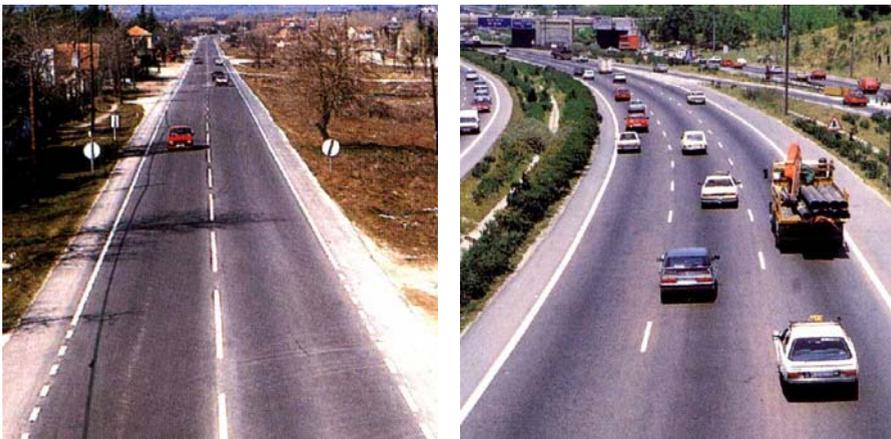


Fig. 7.1 – Carreteras de dos carriles y multicarril

## 2. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA CAPACIDAD

Existen diversos elementos directamente relacionados con la capacidad y el nivel de servicio de una determinada vía, y que atañen tanto a las características geométricas de ésta como a las del tráfico que contiene.

### 2.1. Sección transversal

Obviamente, la capacidad y el nivel de servicio de una vía son directamente proporcionales al **número de carriles** existentes para cada sentido de circulación. Por ello, en carreteras con dos o más carriles en cada sentido puede hablarse de capacidad por carril, mientras que en vías de calzada única y doble o triple carril se emplean términos referidos a su capacidad total.

La capacidad por carril aumenta con la **anchura** del mismo hasta un límite que ronda los 3,60 m. Una mayor anchura no proporciona un incremento apreciable de la capacidad.

Junto a los carriles exteriores de la calzada pueden existir obstáculos como postes de señales, bordillos elevados, barreras, cunetas profundas o báculos de alumbrado público, que inconscientemente obligan al conductor a desplazarse hacia el interior de la calzada para evitar una posible colisión con ellos. Este fenómeno produce una merma de la anchura eficaz de la vía, lo que a efectos de capacidad supone una reducción de la misma.

Se ha comprobado que para obstáculos situados a distancias superiores a 1,80 m. del borde de la calzada, este efecto es prácticamente inapreciable; de aquí se deduce que la presencia de unos **arcenes suficientemente anchos** mejorará ostensiblemente la capacidad de la vía.

### 2.2. Trazado y geometría de la vía

La velocidad de servicio –y por tanto el nivel de servicio- que puede alcanzarse en un tramo de carretera depende directamente de la velocidad de proyecto de dicha vía. A este factor hemos de añadir –en carreteras de dos o tres carriles- la longitud de vía con visibilidad de adelantamiento.

Estos factores, sin embargo, apenas afectan a la capacidad de la vía, salvo en aquellos tramos con pendientes pronunciadas y alto porcentaje de circulación de vehículos pesados que, dada su baja relación potencia/peso, reducen considerablemente su velocidad en dichos tramos.

Para evitar la influencia de este tipo de vehículos suele construirse un carril especial para ellos, de forma que no interrumpan la circulación de los demás vehículos que transitan a mayor velocidad.

### 2.3. Vehículos pesados

Los vehículos pesados poseen mayores dimensiones que los coches y se mueven generalmente a menores velocidades que éstos. Por ello, si el tráfico que circula por una determinada vía se compone de un porcentaje significativo de pesados, se producirá una reducción de la capacidad de la vía y del nivel de servicio que ésta pueda ofrecer, en comparación con un tráfico compuesto únicamente por vehículos ligeros.

Para tener en cuenta el efecto producido por este tipo de vehículos, se recurre a emplear el concepto de **equivalente en vehículos ligeros**, es decir, el número de vehículos ligeros que producen el mismo efecto en el tráfico que un vehículo pesado. Este factor de equivalencia cobra importancia en tramos en rampa, y su valor depende de la longitud e inclinación de dicho tramo.

### 2.4. Frecuencia y distribución del tráfico entre carriles

Pueden existir determinadas zonas, especialmente las próximas a núcleos urbanos, en las que los conductores que circulan por ellas lo hagan de forma habitual, lo que supone que siguen un itinerario rutinario de forma periódica, normalmente diaria. Este aspecto aumenta la capacidad de la vía, ya que los conductores habituales circulan con mayor velocidad y decisión, al conocer la trayectoria que deben seguir de antemano.

Otro factor que influye en la capacidad vial es la distribución más o menos heterogénea entre un sentido de circulación y otro. Podría darse la circunstancia de que con relativa frecuencia se colapsara uno de los sentidos, presentando el otro una baja densidad de vehículos, lo que denotaría un grave fallo en la estimación de demanda por parte del proyectista. Por ello se introduce el concepto de **factor de reparto**.

### 2.5. Fluctuaciones diarias de la intensidad

Tampoco cabe perder de vista las fluctuaciones que sufre el tráfico a lo largo del día, existiendo periodos de mucha mayor intensidad (horas punta) que otros más tranquilos. Para evitar este inconveniente, puede emplearse el **factor de hora punta**, especialmente en vías próximas a áreas urbanas ya que en el resto apenas existen fluctuaciones apreciables. Recordemos que el factor de hora punta se definía como:

$$F_{HP} = \frac{I_{HP}}{4 \cdot I_{15}}$$

### 3. NIVELES DE SERVICIO

Para la evaluación de la calidad que ofrece una carretera se recurre al concepto de **nivel de servicio**, definido en el capítulo anterior. En vías interurbanas se definen seis niveles de servicio, cada uno de los cuales lleva asociada una letra. Las condiciones de circulación en cada uno de estos seis niveles son las siguientes:

S.9	Niveles de servicio en vías interurbanas	
<b>A</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La velocidad de los vehículos es la que elige libremente cada conductor</li> <li>• Cuando un vehículo alcanza a otro más lento puede adelantarle sin sufrir demora</li> <li>• Condiciones de circulación <b>libre y fluida</b></li> </ul>	
<b>B</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La velocidad de los vehículos más rápidos se ve influenciada por otros vehículos</li> <li>• Pequeñas demoras en ciertos tramos, aunque sin llegar a formarse colas</li> <li>• Circulación <b>estable a alta velocidad</b></li> </ul>	
<b>C</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La velocidad y la libertad de maniobra se hallan más reducidas, formándose grupos</li> <li>• Aumento de demoras de adelantamiento</li> <li>• Formación de colas poco consistentes</li> <li>• Nivel de circulación <b>estable</b></li> </ul>	
<b>D</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Velocidad reducida y regulada en función de la de los vehículos precedentes</li> <li>• Formación de colas en puntos localizados</li> <li>• Dificultad para efectuar adelantamientos</li> <li>• Condiciones <b>inestables</b> de circulación</li> </ul>	
<b>E</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Velocidad reducida y uniforme para todos los vehículos, del orden de 40-50 km/h</li> <li>• Formación de largas colas de vehículos</li> <li>• Imposible efectuar adelantamientos</li> <li>• Define la <b>capacidad</b> de una carretera</li> </ul>	
<b>F</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Formación de largas y densas colas</li> <li>• Circulación intermitente mediante parones y arrancadas sucesivas</li> <li>• La circulación se realiza de forma <b>forzada</b></li> </ul>	

Las carreteras interurbanas deben dimensionarse de forma que las condiciones de circulación no sean peores que las correspondientes a un nivel de servicio B, excepto durante unas pocas horas al año. En autopistas y arterias urbanas no debería

sobrepasarse el nivel de servicio C durante las horas punta, mientras que las condiciones de circulación correspondientes al nivel de servicio D sólo resultan tolerables durante períodos cortos de tiempo en zonas urbanas o suburbanas.

También cabe reseñar que la intensidad de tráfico definida por el nivel de servicio E siempre coincide con la **capacidad** de la vía estudiada.

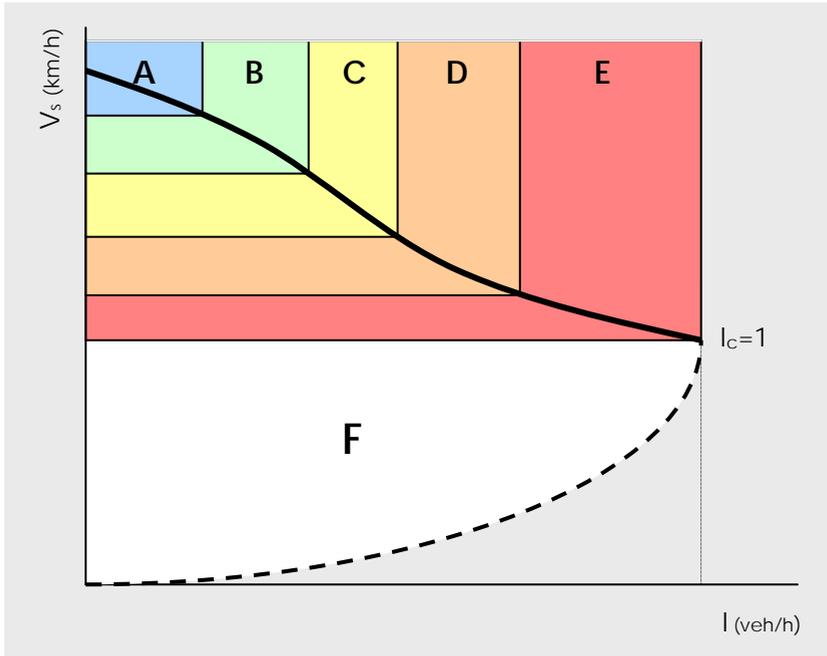


Fig. 7.2 – Representación de los niveles de servicio en el diagrama velocidad-intensidad

### 3.1. Clasificación empleada por la D.G.T.

De cara a evaluar el nivel de servicio existente en cada una de las arterias que conforman la red viaria española, la Dirección General de Tráfico emplea una **clasificación cromática**, asignando un color que identifique su estado a cada uno de los niveles anteriormente descritos. Así, se tienen cinco niveles: blanco, verde, amarillo, rojo y negro.

- (a) Nivel blanco: Circulación **fluida**, correspondiente con un nivel de servicio A.
- (b) Nivel verde: Circulación **estable**, equivalente a un nivel de servicio B o C.
- (c) Nivel amarillo: La circulación es estable aunque roza la inestabilidad, pudiéndose formar colas de forma **intermitente**, lo que equivale a un nivel de servicio D.

- (d) Nivel rojo: Indica un estado de circulación **saturada**, con formación de colas estables. Corresponde a un nivel de servicio E.
- (e) Nivel negro: Estado de colapso total del tramo, con circulación **interrumpida** y formación de largas colas que tardan en disolverse. Se identifica con el nivel de servicio F.

#### 4. DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO

Aunque el método de cálculo es similar en ambos casos, distinguiremos entre **carreteras de dos carriles**, **vías multicarril** y **autopistas**, estas dos últimas formadas por calzadas de dos o tres carriles por sentido de circulación.

Este proceso de cálculo se basa en asignar una capacidad genérica, definida para unas determinadas **condiciones ideales** de circulación, y que se verá modificada por una serie de coeficientes de reducción en función de la desviación de las características particulares de la vía sometida a estudio con respecto a las ideales. Las características ideales de circulación interurbana son las siguientes:

- Carriles de anchura igual o superior a 3,60 m.
- Arcenes libres de obstáculos de al menos 1.80 m. de anchura.
- Tráfico formado por vehículos ligeros exclusivamente.
- Reparto proporcional del tráfico en ambos sentidos (50%-50%).
- Inexistencia de tramos con prohibición de adelantamiento.
- Circulación a través de terreno llano.
- En el caso de las autopistas, se suponen de velocidad libre superior a 88 km/h y una población de conductores habituales en estas vías.

También es necesario apuntar que la metodología de cálculo desarrollada en este capítulo debe emplearse exclusivamente para **tramos genéricos** de carretera. En el caso de querer efectuar un análisis de segmentos singulares, como puedan ser las rampas prolongadas, sería necesario introducir una formulación análoga a la expuesta, aunque con diferentes valores para los factores de corrección.

#### Influencia del Factor de Hora Punta (FHP)

Los criterios empleados por el manual para calcular intensidades de servicio se refieren a intensidades horarias medidas en los 15 minutos de mayor tráfico, por lo que es necesario aplicar el **factor de hora punta** (FHP) a la intensidad aforada durante la hora punta (IHP) en la vía sometida a estudio o que pretende proyectarse:

$$I = \frac{IHP}{FHP}$$

El FHP puede determinarse empíricamente, realizando los correspondientes aforos, o bien estimarse en el caso de no disponer de datos de campo, en función de la intensidad horaria total de la calzada:

**T.7**      **Estimación del Factor de Hora Punta**

INTENSIDAD (veh/h)	FHP	INTENSIDAD (veh/h)	FHP
0 - 100	0.83	700 - 1.000	0.93
100 - 200	0.87	1.000 - 1.400	0.94
200 - 300	0.90	1.400 - 1.900	0.95
300 - 500	0.91	1.900 -	0.96
500 - 700	0.92		

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

**4.1. Capacidad de vías de dos carriles**

En este grupo se incluyen tanto las carreteras de dos carriles como aquellas que poseen tres, uno de ellos empleado en ambos sentidos. Los estudios reflejados en el Manual de Capacidad americano, cuyos resultados se han adaptado a las características del tráfico en el continente europeo, arrojan un valor para la capacidad ideal de 2.800 vehículos por hora.

Para poder determinar las distintas **intensidades de servicio** el Manual de Capacidad facilita los factores de corrección en función del nivel de servicio que se desee, obteniendo la siguiente expresión:

$$I_i = 2800 \cdot f_c \cdot f_A \cdot f_P \cdot f_R \cdot (I/c)_i$$

- donde  $I_i$  es la intensidad horaria para el nivel de servicio  $i$
- $f_c$  es el factor de corrección por anchura de carriles
- $f_A$  es el factor de corrección por anchura de arcenes
- $f_P$  es el factor de corrección por composición del tráfico
- $f_R$  es el factor de corrección por reparto de circulación por sentidos
- $(I/c)_i$  es la relación entre intensidad y capacidad ideal para el nivel de servicio  $i$

De manera análoga se obtiene la expresión empleada para el cálculo de la **capacidad** en vías que no cumplan las condiciones ideales:

$$C = 2800 \cdot f_c \cdot f_A \cdot f_P \cdot f_R \cdot (I/c)_E$$

No está de más recordar que la capacidad de una vía corresponde a la intensidad calculada para el nivel de servicio  $E$ , es decir,  $I_E$ .

A continuación se muestran las diferentes tablas que deben emplearse para el cálculo de capacidades, intensidades y niveles de servicio en tramos genéricos de carreteras de dos carriles:

## T.8

## Factores de corrección para carreteras de dos carriles

CARRILES ( $f_C$ )			ARCENES ( $f_A$ )		
Anchura (m)	NIVEL DE SERVICIO		Anchura (m)	NIVEL DE SERVICIO	
	A-D	E		A-D	E
3.60	1.00	1.00	1.80	1.00	1.00
3.30	0.93	0.94	1.20	0.92	0.97
3.00	0.84	0.87	0.60	0.81	0.93
2.70	0.70	0.76	0.00	0.70	0.88

COMPOSICIÓN DEL TRÁFICO ( $f_P$ )

$$f_P = \frac{1}{1 + P_C \cdot (E_C - 1) + P_R \cdot (E_R - 1) + P_B \cdot (E_B - 1)}$$

$P_i$  = Porcentaje de vehículos de tipo  $i$

$E_i$  = Equivalente en ligeros de vehículos del tipo  $i$

TIPO DE VEHÍCULO	NIVEL DE SERVICIO	TIPO DE TERRENO		
		LLANO	ONDULADO	MONTAÑOSO
CAMIONES ( $E_C$ )	A	2.0	4.0	7.0
	B - C	2.2	5.0	10.0
	D - E	2.0	5.0	12.0
VEHÍCULOS DE RECREO ( $E_R$ )	A	2.2	3.2	5.0
	B - C	2.5	3.9	5.2
	D - E	1.6	3.3	5.2
AUTOBUSES ( $E_B$ )	A	1.8	3.0	5.7
	B - C	2.0	3.4	6.0
	D - E	1.6	2.9	6.5

REPARTO ENTRE SENTIDOS ( $f_R$ )

REPARTO (%)	50-50	60-40	70-30	80-20	90-10	100-0
$f_R$	1.00	0.94	0.89	0.83	0.75	0.71

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

## Índice de servicio

Una vez determinada la capacidad de la vía puede calcularse el nivel de servicio de la vía para una determinada intensidad. También puede plantearse el problema a la inversa, es decir, cuál será la máxima intensidad capaz de soportar la vía en un determinado nivel de servicio.

Para ello, el Manual de Capacidad establece los valores de **índice de servicio** –relación entre intensidad y capacidad- que corresponden a distintos niveles de servicio para carreteras en condiciones ideales, dato con el que pueden obtenerse las intensidades de servicio correspondientes. El valor de este índice va en función del tipo de terreno y del porcentaje de tramo con prohibición de adelantamiento así como, naturalmente, del nivel de servicio deseado.

### T.9 Índice de servicio (I/c) en carreteras de dos carriles

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES CIRCULACIÓN		TIPO DE TERRENO	% PROHIBIDO ADELANTAR					
	Tipo	V <sub>m</sub>		0	20	40	60	80	100
<b>A</b>	Libre	≥93	LL	0.15	0.12	0.09	0.07	0.05	0.04
		≥91	O	0.15	0.10	0.07	0.05	0.04	0.03
		≥90	M	0.14	0.09	0.07	0.04	0.02	0.01
<b>B</b>	Estable a alta velocidad	≥88	LL	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16
		≥86	O	0.26	0.23	0.19	0.17	0.15	0.13
		≥86	M	0.25	0.20	0.16	0.13	0.12	0.10
<b>C</b>	Estable	≥83	LL	0.43	0.39	0.36	0.34	0.33	0.32
		≥82	O	0.42	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28
		≥78	M	0.39	0.33	0.28	0.23	0.20	0.16
<b>D</b>	Casi inestable	≥80	LL	0.64	0.62	0.60	0.59	0.58	0.57
		≥78	O	0.62	0.57	0.52	0.48	0.46	0.43
		≥70	M	0.58	0.50	0.45	0.40	0.37	0.33
<b>E</b>	Inestable	≥72	LL	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		≥64	O	0.97	0.94	0.92	0.91	0.90	0.90
		≥56	M	0.91	0.87	0.84	0.82	0.80	0.78
<b>F</b>	Forzada	<72	LL	-	-	-	-	-	-
		<64	O	-	-	-	-	-	-
		<56	M	-	-	-	-	-	-

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

En caso de que la velocidad de proyecto de la carretera sea inferior a 95 km/h, el valor de la velocidad media (V<sub>m</sub>) existente en la tabla deberá reducirse en 6.4 km/h.

## Obtención de la IMD de servicio

Una vez hallada la intensidad horaria para un determinado nivel de servicio, puede obtenerse fácilmente la IMD correspondiente aplicando la siguiente fórmula:

$$IMD_i = \frac{I_i}{K}$$

donde  $IMD_i$  es la intensidad media diaria en el nivel de servicio  $i$

$I_i$  es la intensidad horaria para dicho nivel de servicio

$K$  es el factor de la hora de proyecto, que es el porcentaje de IMD que se espera que se produzca en la hora de proyecto (hora punta). Este valor oscila normalmente entre 0.10 y 0.15

Igualmente, puede darse la vuelta a esta expresión y emplearla para obtener la intensidad horaria de proyecto ( $I$ ) que circula por la vía a analizar, de la que conocemos únicamente el valor de su IMD y el valor de  $K$ :

$$I = \frac{K \cdot IMD}{FHP} = \frac{IHP}{FHP}$$

### E.3

### Niveles de servicio en carreteras de dos carriles

Atravesando la meseta se encuentra un tramo de la carretera N-322, que discurre entre las localidades de Albacete y Mahora, cuya sección transversal es la siguiente:



Un aforo realizado recientemente muestra que la IMD en el tramo es de 8.422 veh/día, con puntas horarias equivalentes al 11% de la IMD y un reparto entre sentidos de 60-40. De la misma forma se ha medido el número de vehículos pesados diarios, que ha resultado ser de 1.853 vehículos.

A la vista de estos datos y sabiendo que la vía está tipificada como C-100, y posee un 40% con prohibición de adelantar, se pide:

(a) Calcular la capacidad de la vía

La capacidad de una vía se corresponde con el Nivel de Servicio E, y viene determinada por la siguiente expresión:

$$C = 2800 \cdot f_C \cdot f_A \cdot f_P \cdot f_R \cdot (I/C)_E$$

Para hallar su valor, deberemos hallar cada uno de los factores ( $f_i$ ) que modifican la capacidad ideal:

Ancho del carril: 3.50 m.  $\rightarrow f_c = 0.98$

Ancho del arcén: 1.20 m  $\rightarrow f_A = 0.97$

Reparto de sentidos: 60-40  $\rightarrow f_R = 0.94$

El factor de composición del tráfico se hallará en base del % de vehículos pesados y el tipo de terreno, en este caso llano al circular por una meseta:

$$\% \text{ Camiones} \rightarrow P_c = \frac{N^\circ \text{ Camiones/día}}{\text{IMD}} = \frac{1.853}{8.422} = 0.22$$

No existen datos acerca de autobuses o de vehículos de recreo (caravanas, remolques, etc.), por lo que se supondrá porcentaje nulo.

$$\text{Terreno llano} \rightarrow f_p = \frac{1}{1 + P_c \cdot (E_c - 1)} = \frac{1}{1 + 0.22 \cdot (2 - 1)} = 0.82$$

La relación ( $I/c$ ) para terreno llano y una longitud del 40% con prohibición adelantar es de 1.00, por lo que la capacidad de la vía será:

$$C = 2800 \cdot 0.98 \cdot 0.97 \cdot 0.82 \cdot 0.94 = 2.052 \text{ veh/h}$$

**(b) Hallar el nivel de servicio en que se encuentra la vía**

Para resolver este apartado, debemos calcular todos y cada uno de las intensidades límite que definen cada uno de los niveles de servicio. Procederemos construyendo una tabla de valores:

NS	$f_c$	$f_A$	$f_p (E_p)$	$f_R$	$(I/c)_i$	$I_i$
A	0.97	0.92	0.82 (2.0)	0.94	0.09	173
B	0.97	0.92	0.79 (2.2)	0.94	0.21	390
C	0.97	0.92	0.79 (2.2)	0.94	0.36	668
D	0.97	0.92	0.82 (2.0)	0.94	0.60	1.156
E	0.98	0.97	0.82 (2.0)	0.94	1.00	2.052

Ahora sólo resta hallar la intensidad existente en el tramo analizado. Como se conoce su IMD y el factor de hora de proyecto K, puede hallarse la intensidad horaria punta:

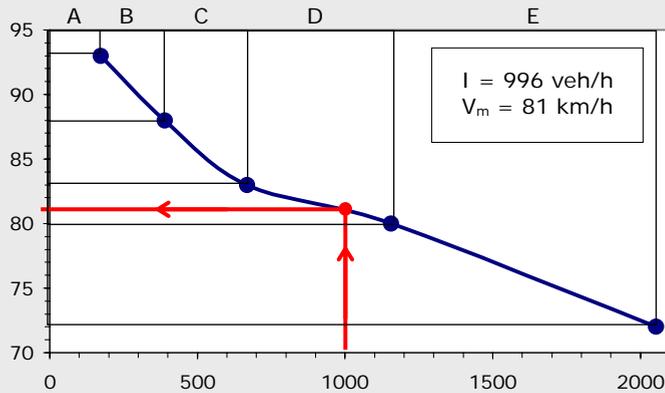
$$\text{IHP} = K \cdot \text{IMD} = 0.11 \cdot 8.422 = 926 \text{ veh/h}$$

Para dicha intensidad puede calcularse el FHP entrando en la correspondiente tabla y con él, la intensidad horaria de proyecto, que es la medida en los 15 minutos más cargados:

$$IHP = 926 \text{ veh/h} \rightarrow FHP = 0.93 \rightarrow I = \frac{IHP}{FHP} = \frac{926}{0.93} = 996 \text{ veh/h}$$

Lo que corresponde a un **Nivel de Servicio D**.

Si representamos en una gráfica las distintas intensidades de servicio y las velocidades de servicio estimadas, obtendremos la velocidad media:



(c) Si la tasa de crecimiento anual de la IMD es del 4.3%, estimar cuánto tiempo tardará en colapsarse

Ya hemos calculado la capacidad de la vía, a la que corresponde un valor de 2.052 veh/h. Esto equivale a un valor de IMD de:

$$IMD_E = \frac{IMD_E}{K} \cdot FHP_E = \frac{2.052}{0.11} \cdot 1.00 = 18.654 \text{ veh/día}$$

La IMD actual es de 8.422 veh/día, con lo que aplicando la ecuación exponencial de previsión de la IMD en función de la tasa anual, el 4,3%:

$$IMD_t = IMD_0 \cdot (1 + C)^t \Rightarrow 18.654 = 8.422 \cdot (1 + 0.043)^t$$

tomando logaritmos y despejando,

$$t = \frac{\ln(18.654) - \ln(8.422)}{\ln(1.043)} = 18.88 \approx 19 \text{ años}$$

## 4.2. Capacidad en carreteras multicarril

Dentro de este grupo de vías se encuentran aquellas que están compuestas por más de un carril por sentido de circulación, pero no pueden clasificarse como autopistas al no poseer separación de sentidos o control localizado de accesos. Se engloban dentro de esta categoría tipologías como algunas autovías, vías rápidas y arterias urbanas.

La metodología de cálculo es similar a la empleada en carreteras de dos carriles, aunque se basa en la determinación de la **densidad** de tráfico, resultado de dividir por la **velocidad libre de recorrido** del tramo ( $V_L$ ) la **intensidad equivalente** en vehículos ligeros del tramo ( $I$ ), de forma que:

$$D = \frac{I}{V_L}$$

donde  $D$  es la densidad de tráfico en vehículos/km

$I$  es la intensidad equivalente en vehículos ligeros/hora/carril (vl/h/c)

$V_L$  es la velocidad libre de recorrido en km/h

### Obtención de la velocidad libre de recorrido

La velocidad libre de recorrido ( $V_L$ ) se define teóricamente como la que llevaría un vehículo al circular en solitario por un tramo de carretera. A efectos prácticos, esta velocidad puede hallarse mediante aforos en condiciones de flujo bajo o moderado –hasta 1.400 v/h/c- donde permanece constante.

Si no se dispone de datos de campo, puede estimarse una **velocidad libre en condiciones ideales** ( $V_{LI}$ ) empleando dos sencillas reglas empíricas:

- Partiendo de la velocidad de proyecto ( $V_P$ ): La velocidad libre viene dada por la siguiente expresión:

$$V_{LI} = 0.96 \cdot (V_P - 1)$$

- Partiendo del límite legal de velocidad ( $V$ ): En este caso, la velocidad libre se obtendrá sumando a la velocidad límite un determinado valor:

$$60 < V < 70 \text{ km/h} \rightarrow V_{LI} = V + 11 \text{ km/h}$$

$$70 < V < 80 \text{ km/h} \rightarrow V_{LI} = V + 9.5 \text{ km/h}$$

$$80 < V < 90 \text{ km/h} \rightarrow V_{LI} = V + 8 \text{ km/h}$$

En este caso donde la velocidad libre tiene que estimarse, existen diversos condicionantes geométricos que matizan el valor final de la velocidad libre en dicho tramo, reflejados en la siguiente expresión:

$$V_L = V_{LI} - F_M - F_C - F_{DL} - F_{PA}$$

donde  $V_L$  es la velocidad libre real de la vía en km/h

$V_{LI}$  es la velocidad libre del tramo estimada en condiciones ideales en km/h

$F_M$  es el factor de corrección por el tipo de mediana

$F_C$  es el factor de corrección por la anchura del carril

$F_{DL}$  es el factor de ajuste por despeje lateral

$F_{PA}$  es el factor de corrección por el número de puntos de acceso al tramo

Todos estos factores se obtienen mediante la aplicación directa de las tablas que figuran a continuación:

## T.10

Factores de corrección de la velocidad libre ( $V_L$ )

MEDIANA ( $F_M$ )		CARRILES ( $F_A$ )	
TIPO DE MEDIANA	REDUCCIÓN VEL. LIBRE	ANCHO DEL CARRIL	REDUCCIÓN VEL. LIBRE
Calzada única	2.6 km/h	3.00 m	10.62 km/h
Calzadas separadas	0.0 km/h	3.30 m	3.06 km/h
		3.60 m	0.00 km/h

DESPEJE LATERAL ( $F_{DL}$ )			
CUATRO CARRILES		SEIS CARRILES	
DESPEJE TOTAL	REDUCCIÓN $V_L$	DESPEJE TOTAL	REDUCCIÓN $V_L$
3.60 m	0.00 km/h	3.60 m	0.00 km/h
3.00 m	0.64 km/h	3.00 m	0.64 km/h
2.40 m	1.45 km/h	2.40 m	1.45 km/h
1.80 m	2.09 km/h	1.80 m	2.09 km/h
1.20 m	2.90 km/h	1.20 m	2.73 km/h
0.60 m	5.79 km/h	0.60 m	4.50 km/h
0.00 m	8.69 km/h	0.00 m	6.28 km/h

El despeje lateral total (DT) se calcula como la suma de los despejes laterales en el lado de la mediana ( $D_M$ ) y en lado del arcén ( $D_A$ ):

$$DL = D_M + D_A$$

Si cualquiera de los dos valores del despeje supera 1.80 m., se tomará 1.80 m. como valor correspondiente a dicho despeje. En consecuencia, el valor del despeje total (DT) nunca puede superar los 3,60 m.

PUNTOS DE ACCESO ( $F_{PA}$ )					
Nº ACCESOS/KM.	0.0	6.2	12.4	18.6	$\geq 24.9$
REDUCCIÓN $V_L$ (km/h)	0.00	4.02	8.04	12.06	16.09
Si no se dispone de datos empíricos, puede emplearse la tabla de la derecha para hallar el nº de accesos por km en función del tipo de desarrollo territorial.	Rural			0 – 6.2	
	Suburb. baja densidad			6.2 – 12.4	
	Suburb. alta densidad			> 12.4	

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

### Cálculo de la intensidad equivalente

La **intensidad equivalente** en vehículos ligeros se define como aquella obtenida tras aplicar los coeficientes de mayoración correspondientes a la hora punta y al porcentaje de vehículos pesados:

$$I = \frac{Q}{N \cdot FHP \cdot f_p}$$

donde I es la intensidad equivalente en vehículos ligeros en vl/h/c

Q es la intensidad de tráfico que circula por la sección analizada en veh/h

N es el número de carriles de la sección de vía analizada

FHP es el factor de hora punta

f<sub>p</sub> es el factor de corrección por vehículos pesados

El valor de Q puede obtenerse mediante la realización de aforos de volumen de tráfico en el punto deseado o, caso de no ser esto posible, a través de la IMD estimada en dicha zona:

$$Q = \frac{IMD}{K} \cdot 2R$$

Recordemos que K es el porcentaje de IMD en la hora de proyecto (0.10 a 0.15). El valor de R hace referencia al reparto de la circulación en el sentido más cargado. Por ejemplo, para una distribución de sentidos de 55-45, el valor de R sería de 0.55.

El factor de pesados se calcula de igual forma que en el caso de las carreteras de dos carriles, aunque aplicando una nueva tabla de equivalencias:

$$f_p = \frac{1}{1 + P_C \cdot (E_C - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

#### T.11 Equivalente en ligeros para vías multicarril

TIPO DE VEHÍCULO		TIPO DE TERRENO		
		LLANO	ONDULADO	MONTAÑOSO
E <sub>C</sub>	CAMIONES Y AUTOBUSES	1.5	3.0	6.0
E <sub>R</sub>	VEHÍCULOS DE RECREO	1.2	2.0	4.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

La **capacidad** de la vía puede obtenerse aplicando la siguiente expresión, que no es más que una adaptación de la empleada en el cálculo de la intensidad equivalente:

$$C = c_v \cdot N \cdot f_p$$

donde c<sub>v</sub> es la capacidad por carril en función de la velocidad libre de la vía

## Determinación del nivel de servicio

Una vez halladas la velocidad de servicio y la intensidad equivalente, el nivel de servicio de la vía puede calcularse mediante dos métodos:

- Gráfico:** Está basado en el diagrama Velocidad-Intensidad-Densidad, y tiene la ventaja de ser más rápido e intuitivo de manejar.
- Analítico:** La obtención del nivel de servicio se realiza mediante una tabla confeccionada de forma similar a la ya vista en carreteras de dos carriles.

El **método gráfico** se resume en la aplicación de los siguientes pasos sobre el mencionado diagrama:

- Partiendo de la velocidad libre ( $V_L$ ) de la vía a analizar, se dibuja una curva velocidad-intensidad con la misma forma que las curvas típicas ya graficadas para distintas velocidades.
- Localizar el punto en el eje de abscisas correspondiente a la intensidad equivalente ( $I$ ) hallada previamente, trazando una línea vertical hasta que corte a la curva dibujada en el paso anterior en un punto.
- El nivel de servicio se determinará en función de la región de la gráfica donde se encuentre dicho punto.

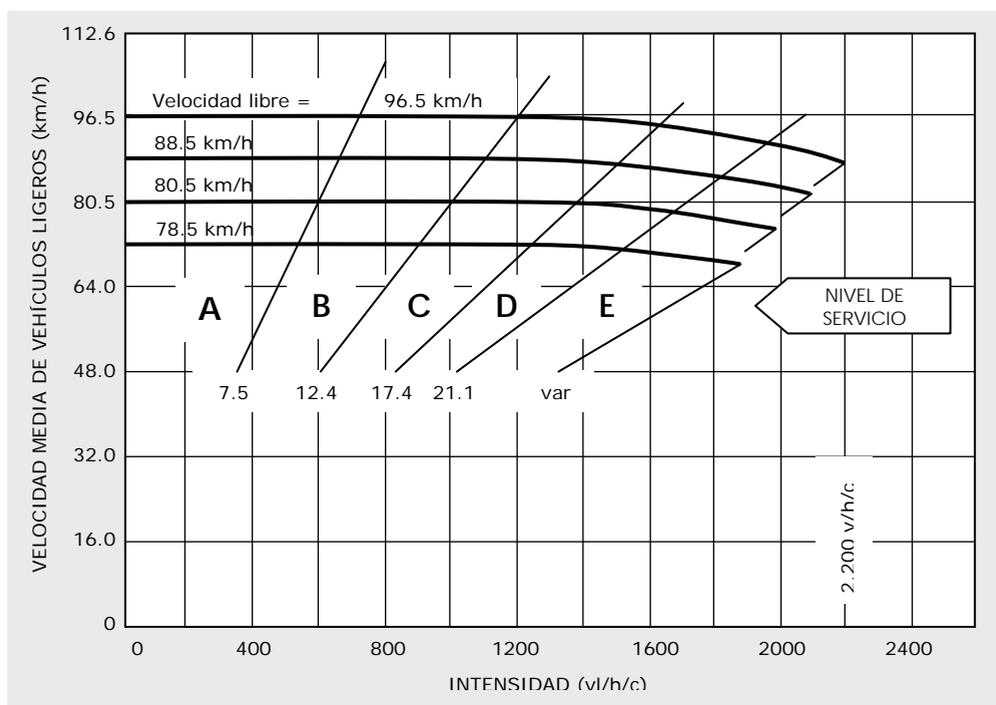


Fig. 7.3 – Diagrama velocidad-intensidad para carreteras multicarril

Las intensidades límite para cada nivel de servicio a una determinada velocidad libre se hallarán en la intersección entre la curva de velocidad y la recta de densidad limitativa del nivel de servicio correspondiente.

El **método analítico** no es más que la tabulación de los datos que suministra el diagrama anterior. Si bien puede ser más preciso, es mucho más tedioso de emplear al tener que realizar interpolación de datos para la velocidad libre de la carretera que se pretende analizar. Puede resultar útil de cara a hallar las densidades e intensidades máximas correspondientes a cada nivel de servicio.

**T.12 Niveles de servicio en carreteras multicarril**

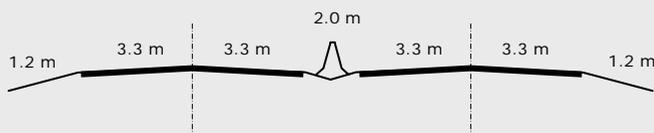
NS	Densidad máxima (vl/km/c)	Velocidad media (km/h)	l/c máxima	Int. máxima de servicio (vl/h/c)
Velocidad libre = 96,5 km/h				
A	7.5	96.5	0.33	720
B	12.4	96.5	0.55	1.200
C	17.4	95.0	0.75	1.650
D	21.1	91.7	0.89	1.940
E	24.9	88.5	1.00	2.200
Velocidad libre = 88,5 km/h				
A	7.5	88.5	0.31	660
B	12.4	88.5	0.52	1.100
C	17.4	86.9	0.72	1.510
D	21.1	85.3	0.86	1.800
E	25.5	82.1	1.00	2.100
Velocidad libre = 80,5 km/h				
A	7.5	80.5	0.30	600
B	12.4	80.5	0.50	1.000
C	17.4	80.5	0.70	1.400
D	21.1	78.8	0.84	1.670
E	26.7	75.6	1.00	2.000
Velocidad libre = 72,5 km/h				
A	7.5	72.5	0.28	540
B	12.4	72.5	0.47	900
C	17.4	72.5	0.66	1.260
D	21.1	70.8	0.79	1.500
E	28.0	57.6	1.00	1.900

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

## E.4

## Niveles de servicio en vías multicarril

Se pretende valorar el funcionamiento de la arteria urbana que enlaza directamente la Universidad con la ciudad de Alicante, cuya sección transversal tipo es la siguiente:



Un aforo manual realizado por los alumnos de la asignatura de Caminos arroja un volumen horario punta de 4.000 veh/h, de los cuales 600 eran camiones, con un reparto de sentidos 60-40 y un FHP de 0,90.

Si la vía discurre por terreno llano y su límite de velocidad es de 89 km/h, determinar el nivel de servicio de la vía.

Para hallar el nivel de servicio de la vía, necesitamos saber su velocidad libre ( $V_L$ ) y su intensidad equivalente ( $I$ ). Al facilitarnos el límite de velocidad, emplearemos la *reglilla* empírica:

$$V_{Li} = V + 8 \text{ km/h} = 97 \text{ km/h}$$

A esta velocidad ideal deben aplicársele los factores de corrección por la geometría de la vía. Observando la sección transversal, se deduce que la carretera es de 4 carriles y calzada única, ya que la mediana la compone una barrera rígida New Jersey. Así, los factores empleados serán:

$$\text{Calzada única} \rightarrow F_M = 2.6 \text{ km/h}$$

$$\text{Ancho del carril: } 3.30 \text{ m} \rightarrow F_C = 3.06 \text{ km/h}$$

$$\text{Despeje lateral: } 1.20 \text{ m} \rightarrow F_{DL} = 2.90 \text{ km/h}$$

$$\text{Puntos de acceso: } 0 \text{ p/km} \rightarrow F_{PA} = 0 \text{ km/h}$$

La velocidad libre del tramo será:

$$V_L = V_{Li} - F_M - F_C - F_{DL} - F_{PA} = 97 - 2.60 - 3.06 - 2.90 = 88.5 \text{ km/h}$$

Para hallar la intensidad equivalente de vehículos ligeros debemos previamente hallar el factor de pesados:

$$\% \text{ Camiones} \rightarrow P_C = \frac{\text{N}^\circ \text{ Camiones/h}}{\text{Intensidad horaria}} = \frac{600}{4.000} = 0.15$$

No existen datos acerca de autobuses o de vehículos de recreo (caravanas, remolques, etc.), por lo que se supondrá porcentaje nulo.

Al ser terreno llano,  $E_c = 1.5$ , con lo que el factor de pesados será:

$$f_p = \frac{1}{1 + P_c \cdot (E_c - 1)} = \frac{1}{1 + 0.15 \cdot (1.5 - 1)} = 0.93$$

Para hallar el valor de la intensidad equivalente (I) debemos tener en cuenta el número de carriles (N=4) y el factor de reparto de tráfico entre sentidos (R=0.60):

$$I = \frac{Q \cdot 2R}{N \cdot FHP \cdot f_p} = \frac{4000 \cdot 2 \cdot 0.60}{2 \cdot 0.90 \cdot 0.93} = 1.434 \text{ vl/h/c}$$

**Método analítico**

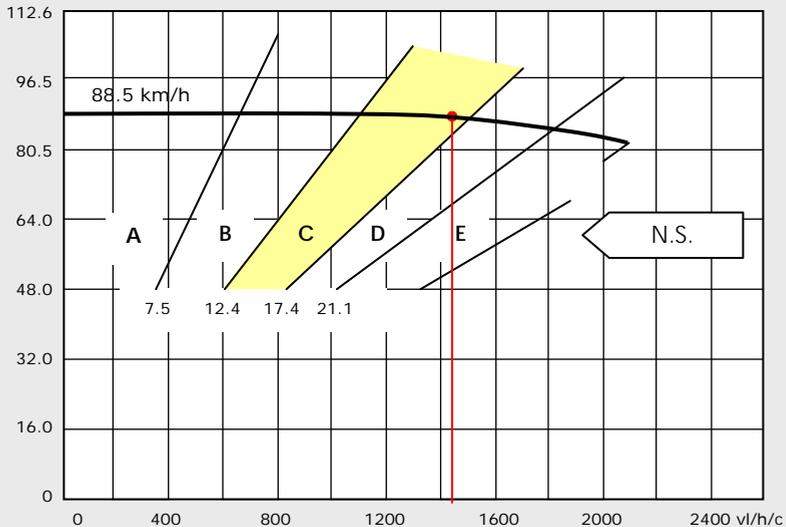
Como da la casualidad de que el valor de la velocidad libre de la vía ya está tabulado, podemos hallar el nivel de servicio cómodamente por el método analítico. Para ello calculamos la densidad:

$$D = \frac{I}{V_L} = \frac{1.434}{88.5} = 16.20 \text{ vl/km/c}$$

Entrando en las tablas, vemos que corresponde a un **nivel de servicio C**.

**Método gráfico**

Entrando en la gráfica para la curva de  $V=88.5 \text{ km/h}$  con el valor de I:



Otro dato de interés es la capacidad de la carretera, que es de 2.100 vl/h/c, o bien convertida a capacidad total:

$$C = c_i \cdot N \cdot f_p = 2.100 \cdot 4 \cdot 0.93 = 7.812 \text{ veh/h}$$

### 4.3. Capacidad en autopistas

Recordemos que una **autopista** es una infraestructura viaria diseñada para la circulación exclusiva de automóviles, provista de calzadas separadas para cada sentido de circulación, con dos o más carriles por calzada y control total de accesos a la misma.

Al igual que ocurría en el caso de las carreteras multicarril, la **velocidad libre** de los vehículos juega un papel fundamental en el cálculo del nivel de servicio, pero a diferencia de aquéllas no se disponen de datos suficientes para estimarla, por lo que es necesario recurrir a datos empíricos obtenidos mediante procedimientos de **aforo**.

En este tipo de vías la capacidad se calcula individualmente para cada uno de los carriles, siendo su capacidad total la suma de las obtenidas en cada carril:

$$C = \sum_{i=1}^n c_i$$

Estudios experimentales efectuados por Manual de Capacidad americano, y cuyos resultados se han adaptado a las características del tráfico en el continente europeo, arrojan un valor para la **capacidad ideal** de 2.200 vehículos/hora por carril en el caso de vías de 2+2 carriles y de 2.300 vehículos/hora si se trata de autopistas de 6 ó más carriles.

Para el cálculo de la capacidad en vías que no cumplan las condiciones ideales, se emplea la siguiente expresión:

$$C = c \cdot N \cdot f_{c,A} \cdot f_p \cdot f_f$$

donde  $c$  es la capacidad ideal de la vía (2.200 ó 2.300 veh/h, según el caso)

$N$  es el número de carriles de la vía

$f_{c,A}$  es el factor de corrección por anchura de carriles y obstáculos laterales

$f_p$  es el factor de corrección por vehículos pesados

$f_f$  es el factor de corrección por tipo de tráfico

Una peculiaridad de esta expresión es que, a diferencia de las carreteras de dos carriles, los factores de corrección no dependen del nivel de servicio, por lo que a la hora de calcular cada una de las **intensidades de servicio** bastará con aplicar la relación  $(I/c)$  al valor de capacidad obtenido:

$$I_i = C \cdot (I/c)_i$$

siendo  $C$  la capacidad de la vía estudiada

$(I/c)_i$  es la relación entre intensidad y capacidad ideal para el nivel de servicio  $i$

Conocida la intensidad existente en la autopista analizada, puede hallarse su nivel de servicio por comparación con las diferentes intensidades de servicio a una determinada velocidad libre.

**T.13 Factores de corrección para autopistas**

<b>CARRILES Y OBST. LATERALES (f<sub>C,A</sub>)</b>						
DISTANCIA DE LA CALZADA AL OBSTÁCULO	ANCHURA DEL CARRIL (m)					
	OBST. A UN LADO			OBST. A AMBOS LADOS		
	≥ 3.60	3.30	3.00	≥ 3.60	3.30	3.00
≥ 1.80 m	1.00	0.95	0.90	1.00	0.95	0.90
1.20 m	0.99	0.94	0.89	0.98	0.93	0.88
0.60 m	0.97	0.92	0.88	0.95	0.90	0.86
0.00 m	0.92	0.88	0.84	0.86	0.82	0.78

<b>COMPOSICIÓN DEL TRÁFICO (f<sub>P</sub>)</b>				
$f_p = \frac{1}{1 + P_C \cdot (E_C - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$				
P <sub>i</sub> = Porcentaje de vehículos de tipo i E <sub>i</sub> = Equivalente en ligeros de vehículos del tipo i				
TIPO DE VEHÍCULO		TIPO DE TERRENO		
		LLANO	ONDULADO	MONTAÑOSO
E <sub>C</sub>	CAMIONES Y AUTOBUSES	1.5	3.0	6.0
E <sub>R</sub>	VEHÍCULOS DE RECREO	1.2	2.0	4.0

<b>TIPO DE TRÁFICO (f<sub>F</sub>)</b>		
TIPO DE TRÁFICO	Día laboral pendular (usuarios habituales)	Vehículos de recreo y otros
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.00	0.75 – 0.99

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

Al igual que en el caso anterior, existen dos métodos equivalentes para la determinación del nivel de servicio en este tipo de vías: el **gráfico** y el **analítico**. Los procedimientos empleados para la determinación del nivel de servicio son los mismos empleados el caso de las carreteras multicarril.

Tanto en uno como en otro método –aunque especialmente en el gráfico- se hace necesaria la introducción del concepto de **intensidad ideal** equivalente en vehículos ligeros:

$$I = \frac{Q}{N \cdot f_{C,A} \cdot f_p \cdot f_F \cdot FHP}$$

Si empleamos el **método analítico**, debemos comparar la intensidad ideal hallada con la máxima para la velocidad libre y el nivel de servicio correspondiente. Para ello puede emplearse la siguiente tabla:

T.14

## Niveles de servicio en autopistas

NS	Densidad máxima (vl/km/c)	Velocidad media (km/h)	Int. máxima de servicio (vl/h/c)	l/c máxima	
				4 carriles	6 a 8 carriles
Velocidad libre = 112,6 km/h					
A	6.2	112.6	700	0.318	0.304
B	10.0	112.6	1.120	0.509	0.487
C	15.0	110.2	1.644	0.747	0.715
D	20.0	101.4	2.015	0.916	0.876
E	22.8/24.7	96.5/93.3	2.200/2.300	1.000	1.000
Velocidad libre = 104,6 km/h					
A	6.2	104.6	650	0.295	0.283
B	10.0	104.6	1.140	0.473	0.452
C	15.0	103.8	1.548	0.704	0.673
D	20.0	98.1	1.952	0.887	0.849
E	24.4/27.0	90.1/85.3	2.200/2.300	1.000	1.000
Velocidad libre = 96,5 km/h					
A	6.2	96.5	600	0.272	0.261
B	10.0	96.5	960	0.436	0.417
C	15.0	96.5	1.440	0.655	0.626
D	20.0	91.7	1.824	0.829	0.793
E	25.8/28.6	85.3/80.5	2.200/2.300	1.000	1.000
Velocidad libre = 88,5 km/h					
A	6.2	88.5	550	0.250	0.239
B	10.0	88.5	880	0.400	0.383
C	15.0	88.5	1.320	0.600	0.574
D	20.0	88.2	1.760	0.800	0.765
E	27.3/29.8	80.5/77.2	2.200/2.300	1.000	1.000

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

Si nos decantamos por el **método gráfico**, se empleará un proceso idéntico al ya descrito en carreteras multicarril, sólo que aplicándolo a uno de los dos diagramas de la página siguiente, en función del número de carriles de la vía:

- Partiendo de la velocidad libre ( $V_L$ ) de la vía a analizar, se dibuja una curva velocidad-intensidad con la misma forma que las curvas típicas para distintas velocidades ya existentes en la gráfica.
- Localizar el punto en el eje de abscisas correspondiente a la intensidad ideal ( $I$ ) hallada previamente, trazando una línea vertical hasta que corte a la curva dibujada en el paso anterior en un punto.
- El nivel de servicio se determinará en función de la región de la gráfica donde se encuentre dicho punto.

Las **intensidades límite** de cada nivel de servicio para una determinada velocidad libre se determinarán efectuando la intersección entre la curva de velocidad y la recta de densidad limitativa del nivel de servicio correspondiente.

## 5. CAPACIDAD EN TRAMOS ESPECIALES

En el caso de las autopistas y demás vías con limitación de accesos, donde es necesario mantener un nivel de calidad uniforme, no basta con la determinación del nivel de servicio en el tronco de la misma, sino que es preciso el estudio de puntos especiales como son los **tramos de trenzado** o los **ramales de entrada y salida**, ya que en general serán ellos los que condicionen el buen funcionamiento del tráfico.

### 5.1. Tramos de trenzado

Se denomina **tramo de trenzado** al espacio en el que se produce un intercambio entre diversas corrientes de circulación que convergen para divergir posteriormente. Las situaciones que con mayor frecuencia dan origen a un tramo de trenzado son las siguientes:

- Unión de dos calzadas, para volverse a bifurcar metros más tarde.
- Los enlaces tipo trébol, donde el tráfico que entra y sale de la vía principal se entrecruza bajo la obra de fábrica.
- Los diamantes con calles de servicio, en las cuales se entrecruza el tráfico que llega y sale de la vía principal con la lateral.
- Las bifurcaciones y enlaces direccionales.
- Las intersecciones circulares o glorietas.
- Gran parte de las intersecciones en cruz o en X.
- Tramos entre enlaces próximos, muy comunes en autopistas urbanas.

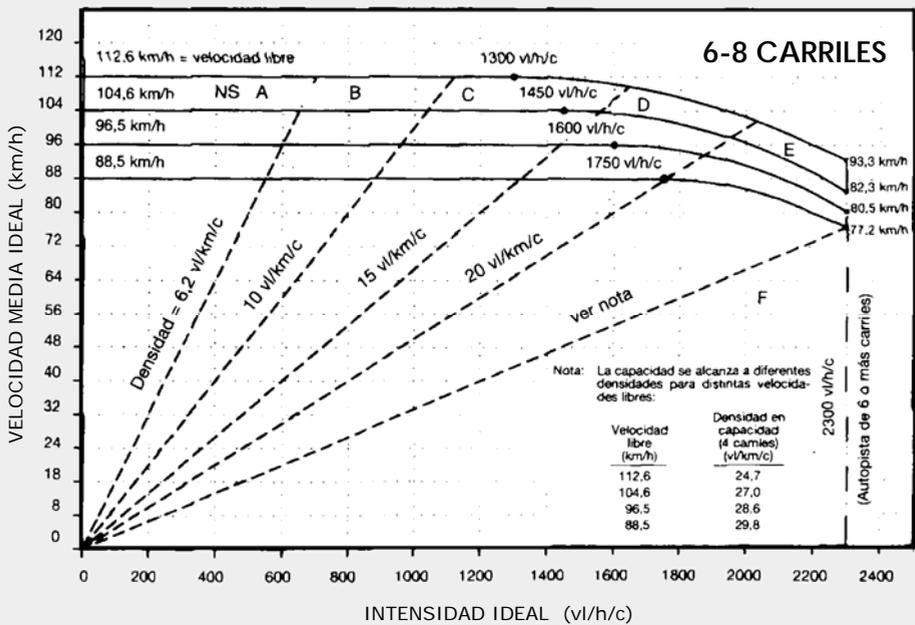
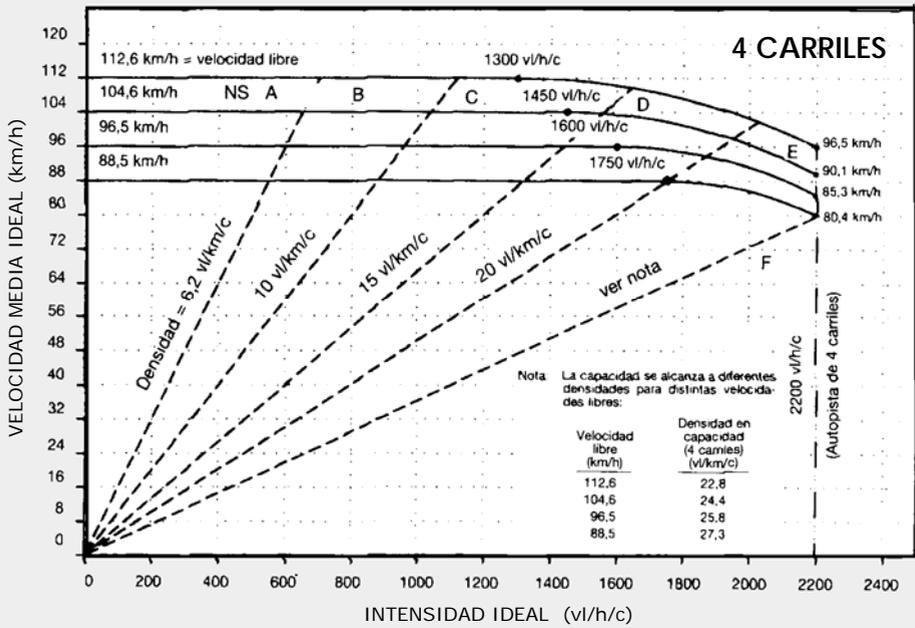


Fig. 7.4 – Diagrama velocidad-intensidad para autopistas y vías de alta capacidad

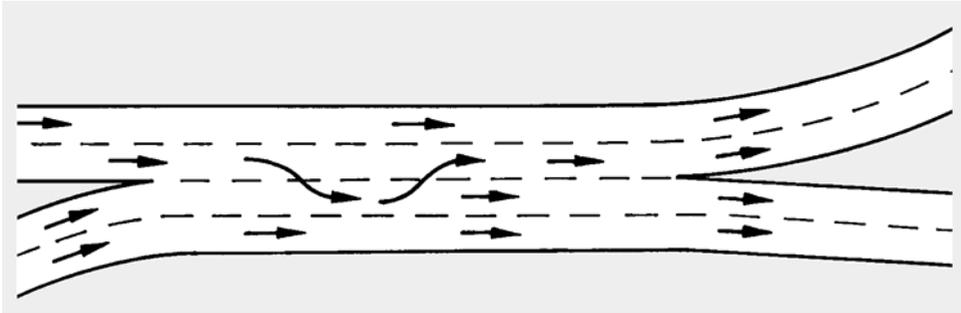


Fig. 7.5 – Tramo genérico de trenzado

El Manual de Capacidad clasifica los diferentes tramos de trenzado en tres clases, de cara a su análisis:

- **Tipo A:** Son las más sencillas, y obligan a cada vehículo que quiera efectuar la maniobra de trenzado a realizar un cambio de carril.
- **Tipo B:** Son zonas importantes de trenzado, en la que algunos movimientos de trenzado no requieren cambio de carril y el resto, como mucho uno.
- **Tipo C:** Son similares a los anteriores. En ellos, una de las maniobras no requiere cambio de carril, mientras que la otra requiere dos o más cambios.

### Funcionamiento de los tramos de trenzado

El funcionamiento del tramo de trenzado se define mediante diferentes calidades de circulación, que pueden ponerse en correspondencia con los niveles de servicio correspondientes a la vía estudiada. Puede existir un nivel de servicio para los vehículos que efectúan el trenzado y otro para los que no realizan dicha maniobra.

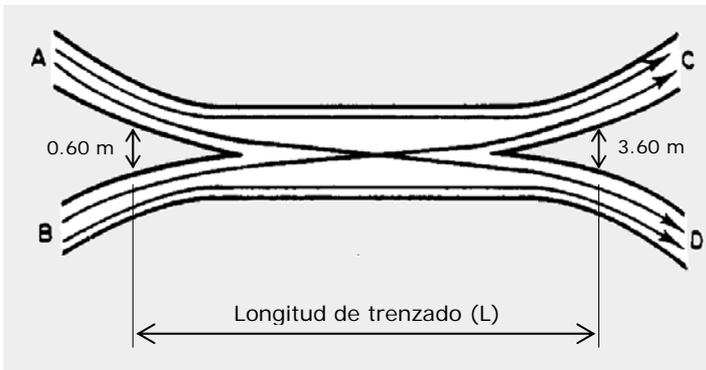


Fig. 7.6 – Longitud del tramo de trenzado

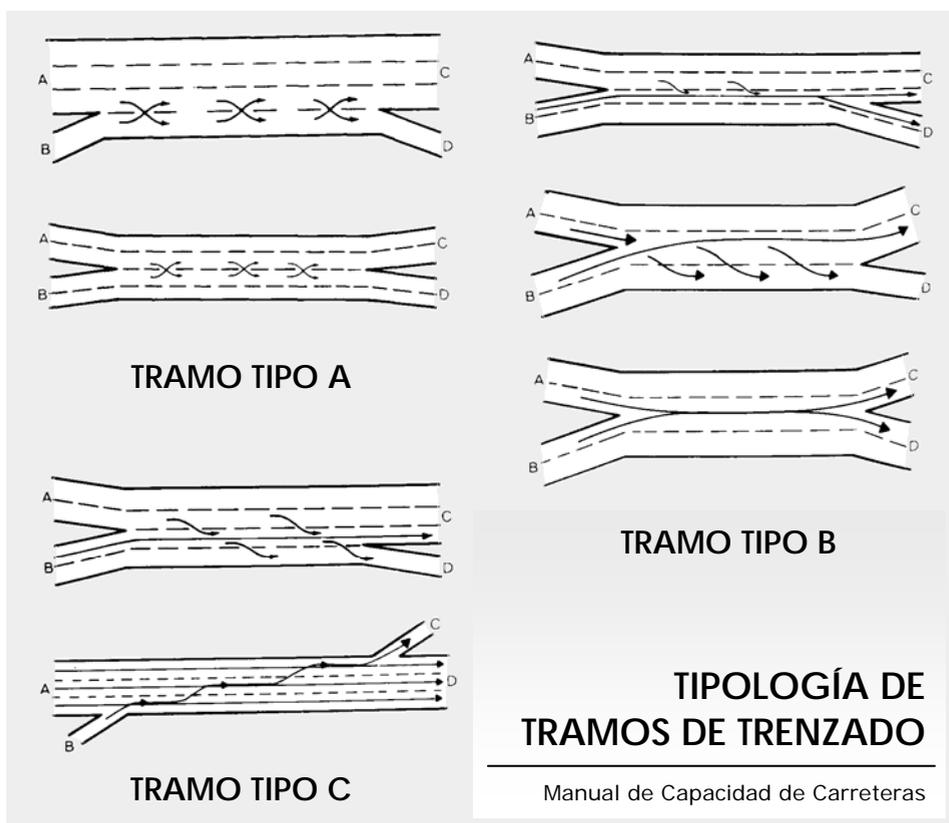


Fig. 7.7 – Clasificación de los tramos de trenzado

La **longitud** es el factor fundamental de la funcionalidad del tramo de trenzado y por ello determinará la máxima intensidad del mismo. Inversamente, la **intensidad de tráfico** prevista en el tramo de trenzado condicionará su longitud mínima.

Así, una mayor longitud del tramo permite mayores velocidades de circulación y un mejor nivel de servicio. No obstante, existen ciertas longitudes de tramos para las cuales no se considera el efecto de trenzado, siempre y cuando la intensidad del tráfico que se entrecruza sea inferior a ciertos valores.

El **número de carriles** necesarios en el tramo de trenzado –el ancho del tramo– es función del **tráfico que efectúa el trenzado**, del que no lo realiza, de la intensidad admisible por carril y de la dificultad de la maniobra. Por ello, el número de carriles deberá ser algo mayor del suficiente para acomodar el tráfico circulante por el tramo, para que de este modo existan los huecos suficientes para que los vehículos que trenzan efectúen los cambios de carril.

### Procedimiento de cálculo

El Manual de Capacidad basa el cálculo de este tipo de tramos en la **velocidad** a la que circulan los vehículos, distinguiendo entre los que efectúan la maniobra de trenzado y los que no la realizan.

Esta velocidad de circulación se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = 24.1 + \frac{80.5}{1 + a \cdot (1 + RI)^b \cdot (I / N)^c / L^d}$$

donde V es la velocidad de trenzado (V<sub>t</sub>) o no trenzado (V<sub>nt</sub>) en km/h

RI es la relación entre la intensidad de trenzado y la total

I es la intensidad total en el tramo estudiado, en veh/h

N es el número total de carriles del área de trenzado

L es la longitud del tramo de trenzado en m

Los valores de a, b, c y d dependen del tipo de trenzado y se obtienen de la siguiente tabla:

CONFIG. DEL TRENZADO		VELOCIDAD DE TRENZADO				VELOCIDAD DE NO TRENZADO			
		a	b	c	d	a	b	c	d
TIPO A	R	0.0776	2.2	1.00	0.90	0.0061	4.0	1.30	1.00
	NR	0.0961	2.2	1.00	0.90	0.0098	4.0	0.88	0.60
TIPO B	R	0.0552	1.2	0.77	0.50	0.0065	2.0	1.42	0.95
	NR	0.0883	1.2	0.77	0.50	0.0051	2.0	1.30	0.90
TIPO C	R	0.0552	1.8	0.80	0.50	0.0083	1.8	1.10	0.50
	NR	0.0552	2.0	0.85	0.50	0.0072	1.6	1.00	0.50

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

Como puede observarse en la tabla anterior, dentro de cada tipo de tramo de trenzado se distinguen dos tipos de circulación:

- (a) Restringida (R): Los vehículos que efectúan el trenzado disponen de un menor espacio del que necesitarían para realizar correctamente dicha maniobra.
- (b) No restringida (NR): El espacio disponible es suficiente para efectuar correctamente la maniobra de trenzado.

Este espacio disponible se traduce en el número de carriles existentes en el tramo de trenzado.

Para determinar si el régimen de circulación es restringido o no restringido, deberá realizarse un precálculo de las velocidades de trenzado ( $V_t$ ) y de no trenzado ( $V_{nt}$ ) suponiendo circulación no restringida.

Con dichas velocidades, hallaremos el número de carriles empleados en el trenzado ( $N_t$ ), empleando la correspondiente expresión en función del tipo de tramo:

## T.16

## Criterio para determinar el régimen de circulación

TIPO DE TRENZADO	Nº DE CARRILES DE TRENZADO EXISTENTES ( $N_t$ )	VALOR LÍMITE ( $N_{t,máx}$ )
TIPO A	$1.21 \cdot N \cdot RI^{0.571} \cdot L^{0.234} / V_t^{0.438}$	1.40
TIPO B	$N \cdot [0.085 + 0.703 \cdot RI + (75.5 / L) - 0.011(V_{nt} - V_t)]$	3.50
TIPO C	$N \cdot [0.761 - 3.6 \cdot 10^{-4}L - 0.003(V_{nt} - V_t) + 0.047 \cdot RI]$	3.00

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

Si este valor ( $N_t$ ) sobrepasa el límite máximo ( $N_{t,máx}$ ), la circulación es restringida y deberemos recalcular las velocidades; si no lo sobrepasa, nos hallaremos en régimen no restringido de circulación, con lo que las velocidades calculadas serán las definitivas.

El nivel de servicio se determinará entrando con los valores de velocidad en la siguiente tabla:

## T.17

## Niveles de servicio en tramos de trenzado

NIVEL DE SERVICIO	VELOCIDAD DE TRENZADO MÍNIMA ( $V_t$ )	VELOCIDAD DE NO TRENZADO MÍNIMA ( $V_{nt}$ )
A	88	96
B	80	87
C	72	77
D	64	68
E	56	56
F	<56	<56

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

## 5.2. Ramales de entrada y salida

Como ya se vio al hablar de los nudos en la red viaria, se denomina **ramal** de enlace a cada uno de los tramos que interconexionan dos vías, conduciendo los movimientos de los vehículos entre ambas.

El funcionamiento de este tipo de tramos viene determinado por tres condiciones críticas, a saber:

- La sección de entrada al ramal, que diverge de la vía origen.
- La sección de salida del ramal, que converge con la vía destino.
- La propia capacidad del ramal, tratado como un tramo aislado de vía.

No vamos a entrar a analizar en profundidad el comportamiento de este tipo de elementos; únicamente nos limitaremos a apuntar una serie de pautas acerca de su funcionamiento general.

La problemática de los ramales de enlace se pone de manifiesto en vías diseñadas para el tránsito a altas velocidades, como pueden ser las autopistas y autovías. En estos casos, el buen o mal funcionamiento de los ramales de enlace influirá de gran manera en el nivel de servicio de la propia vía.

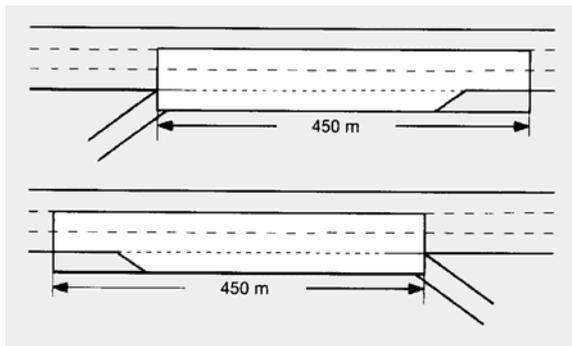


Fig. 7.8 – Zonas de influencia de los ramales de enlace

En el caso de los **ramales de entrada** a la autopista, son factores a tener en cuenta la geometría del propio ramal –es conveniente que la visibilidad sea buena- y la intensidad circulante en los dos carriles contiguos a dicha entrada. Si la intensidad es elevada, los vehículos que pretendan incorporarse a la vía desde el ramal dispondrán de menos posibilidades para integrarse en ella, y se verán forzados a reducir su velocidad e incluso a detenerse, llegando incluso a formar colas más o menos consistentes.

En cuanto a los **ramales de salida** se refiere, los vehículos que se dispongan a utilizarlo irán reduciendo paulatinamente su velocidad dentro de la autopista, obstaculizando a los vehículos que piensan continuar circulando por esta vía. Un agravamiento de esta situación puede traducirse en embotellamientos en el carril derecho de la autopista.

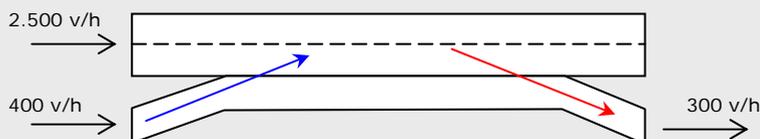
Las posibles soluciones para el diseño de este tipo de elementos pasan por dos factores importantes:

- Una **adecuada longitud** del tramo de enlace con la autopista, que permita las suficientes oportunidades de incorporación de los vehículos a ésta, en el caso de ramales de entrada, o la deceleración de los vehículos que abandonan la vía, en el caso de los ramales de salida.
- Un **espaciamiento suficiente** entre puntos de entrada y salida, de forma que las maniobras de trenzado se hagan con cierta comodidad y la intensidad circulante no experimente variaciones excesivas.

## E.5

## Determinación del NS de un tramo de trenzado

Se pretende conocer el funcionamiento de un tramo de trenzado situado entre una entrada y una salida, separadas 350 m. Las intensidades punta en condiciones ideales son las siguientes:



A la vista de estos datos, determinar:

## (a) El régimen de circulación del tramo

El cálculo del régimen de circulación requiere hallar previamente las velocidades de trenzado y no trenzado de los vehículos suponiendo un régimen de circulación no restringido.

El valor de RI, referente al porcentaje de vehículos que trenzan será de:

$$RI = \frac{400 + 300}{2.500} = 0.28$$

Según la clasificación del Manual de Capacidad, el tramo se engloba dentro del tipo A, con lo que los coeficientes de corrección serán:

$$\text{TRENZADO} \rightarrow a=0.0776 ; b=2.2 ; c=1.00 ; d = 0.90$$

$$\text{NO TRENZADO} \rightarrow a=0.0061 ; b=4.0 ; c=1.30 ; d = 1.00$$

Las velocidades mencionadas serán:

$$V_t = 24.1 + \frac{80.5}{1 + 0.0776 \cdot (1 + 0.28)^{2.2} \cdot (2000 / 3)^1 / L^{0.90}} = 79.35 \text{ km/h}$$

$$V_{nt} = 24.1 + \frac{80.5}{1 + 0.0061 \cdot (1 + 0.28)^4 \cdot (2000 / 3)^{1.30} / 350^1} = 90.11 \text{ km/h}$$

Para este tipo de tramos y las dos velocidades halladas, el número de carriles requeridos para el trenzado vienen dados por:

$$N_t = 1.21 \cdot 3 \cdot 0.28^{0.571} \cdot 350^{0.234} / 79.35^{0.438} = 1.02 \text{ carriles}$$

Como el límite máximo para circulación no restringida es de 1.4 carriles, nos encontramos en el dominio del **régimen no restringido**.

$$N_t = 1.02 < 1.40 = N_{t,m\acute{a}x}$$

**(b) El nivel de servicio del tramo de trenzado**

Una vez hemos hallado el régimen de circulación y las velocidades de trenzado y no trenzado, resulta sencillo determinar el nivel de servicio acudiendo a la tabla correspondiente:

NIVEL DE SERVICIO	VELOCIDAD DE TRENZADO MÍNIMA (V <sub>t</sub> )	VELOCIDAD DE NO TRENZADO MÍNIMA (V <sub>nt</sub> )
A	88	96
<b>B</b>	<b>80</b>	<b>87</b>
<b>C</b>	<b>72</b>	77
D	64	68
E	56	56
F	<56	<56

VEHÍCULOS DE TRENZADO → V<sub>t</sub> = 79.35 km/h → **Nivel de servicio C→B**

VEHÍCULOS DE NO TRENZADO → V<sub>t</sub> = 90.11 km/h → **Nivel de servicio B**

El nivel de servicio de los vehículos en el tramo de trenzado es muy bueno, lo que conlleva a pensar que el funcionamiento de la vía es óptimo, al ser este tipo de tramos los que plantean mayores exigencias.



# 08

## TRÁFICO EN VÍAS URBANAS

En las vías que conforman el entramado vial urbano y semiurbano, y dada la abundancia de **intersecciones a nivel**, la circulación debe realizarse de forma regulada, de manera que los vehículos se ven obligados a detenerse en determinados instantes. Este tipo de circulación se denomina **discontinua**, y los elementos que la regulan son las señales de prioridad y los semáforos.

A diferencia de los tramos interurbanos, este tipo de vías se caracteriza por una velocidad de circulación más baja y una mayor **variabilidad** de sus condiciones de tráfico a lo largo del día y de la semana, así como por una mayor concentración de vehículos, sobre todo en determinadas zonas.

Una correcta apreciación de la demanda existente y futura –así como un enfoque racional del problema- pueden marcar la diferencia entre el buen y el mal funcionamiento de los tramos objeto de estudio. Desgraciadamente, el aspecto vial no cobra la importancia que verdaderamente tiene en la mayor parte de los planes de expansión urbanística de las ciudades, quedando supeditado a otros aspectos como la disponibilidad de suelo edificable.

En este capítulo se abordará el cálculo de la capacidad en las intersecciones tanto semaforizadas como no semaforizadas, al ser esta la condición de borde en el diseño urbano; los tramos donde no concurren diversas vías se adaptarán a las condiciones exigidas por aquéllos.

# 1. CONCEPTOS PREVIOS

La **capacidad** de una intersección se define como el máximo número de vehículos que pueden atravesarla en un determinado intervalo de tiempo –generalmente una hora- en las condiciones geométricas, de tráfico y de regulación existentes. Su valor viene condicionado por el acceso que antes se congestiona.

En intersecciones semaforizadas se hace preciso recordar dos conceptos ya vistos cuando hablábamos de los semáforos, y aplicables a este tipo de intersecciones: la **fase** y el **ciclo**.

- **Fase:** Tiempo durante el que puede realizarse un determinado movimiento dentro de la intersección, es decir, el tiempo durante el cual una serie de semáforos de la intersección permanecen en verde. También se denomina *verde*, en cuanto que es el color la luz característica que permite el paso.
- **Ciclo:** Tiempo necesario para que vuelvan a repetirse las mismas condiciones de regulación dentro de la intersección; dicho de otro modo, es el resultado de la suma de las diferentes fases, así como de los tiempos de despeje y transición – o de ámbar- entre ellas.

Generalmente suelen tomarse 5 ó 6 segundos de tiempo de despeje y transición, de los cuales 3 corresponden al ámbar del semáforo y 2 ó 3 a un intervalo de seguridad, donde todas las fases se hallan en rojo. Así, el tiempo total de un ciclo será igual a:

$$C = \sum_{i=1}^n V_i + n \cdot (Y + D)$$

- siendo  $n$  el número total de fases
- $V_i$  cada una de las fases o *verdes* integrantes del ciclo
- $Y$  el tiempo de ámbar
- $D$  el tiempo de seguridad o despeje

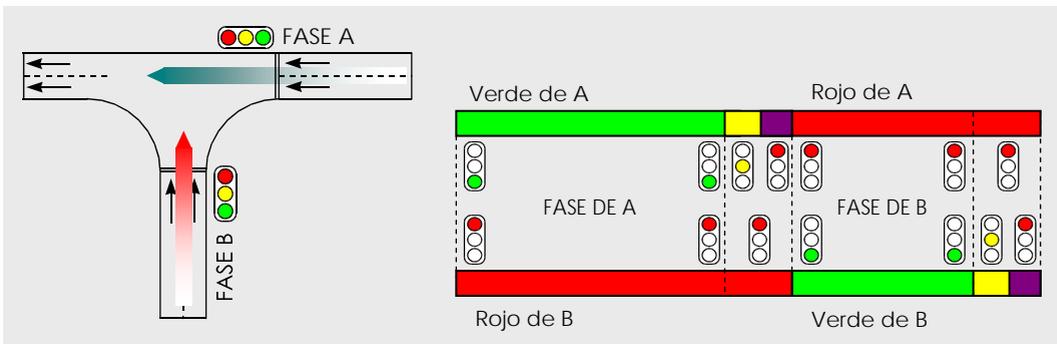


Fig. 8.1 – Funcionamiento esquemático de una intersección semaforizada

Es aconsejable que la duración del ciclo esté comprendida entre los 50 y 100 segundos, no adoptando fases de menos de 10 segundos –no habría tiempo material para vaciar la intersección- ni periodos de rojo superiores a 90 segundos, que podrían provocar la desesperación de algún conductor, intentando pasar en rojo.

La **fase** de cada movimiento –tiempo en que el semáforo permanece en verde- es directamente proporcional a su intensidad (I) e inversamente proporcional al ancho de la vía considerada (A). Este aspecto puede emplearse para calcular intersecciones reguladas por señales de prioridad, asimilándolas a intersecciones semaforizadas.

$$V_i = k \cdot \frac{I_i}{A_i}, \text{ con } V_i \geq 7 + \frac{A_i}{1.2} - Y$$

## 1.1. Tipos de movimientos

En una intersección regulada por semáforos la asignación del tiempo de verde no es lo único que influye de manera significativa en su capacidad; también debe tenerse en cuenta la disposición de los movimientos de giro dentro de la secuencia de fases.

Pueden distinguirse cuatro tipos de movimientos: de paso, giro permitido, giro protegido y giro sin oposición.

- (a) De paso: El vehículo continúa en la dirección que llevaba antes de atravesar la intersección. De todos los movimientos, es el de menor requerimiento por parte del sistema.
- (b) Giro permitido: El vehículo que lo efectúa debe atravesar bien una corriente peatonal, bien un flujo vehicular en sentido opuesto. Por ejemplo, un movimiento de giro a la izquierda que se realice al mismo tiempo que el movimiento de tráfico en sentido opuesto se considera permitido. Asimismo, un movimiento de giro a la derecha simultaneo con un cruce de peatones también lo será. Este tipo de movimientos exigen un mayor consumo del tiempo de verde.
- (c) Giro protegido: En este tipo de movimientos, el vehículo no presenta oposición vehicular o peatonal a la hora de realizar la maniobra. Sería el caso de giros a la izquierda realizados en una fase exclusiva para ellos –una flecha verde adicional en el semáforo- o de giros a la derecha con prohibición de cruce para los peatones durante esa fase.
- (d) Giro sin oposición: A diferencia del caso anterior, esta clase de movimientos no necesita una regulación de fase exclusiva, ya que la configuración de la intersección hace imposible que se den conflictos o interferencias con el tráfico de paso. Se dan sobre todo en calles de sentido único o en intersecciones en T que operen con dos fases separadas para cada dirección.

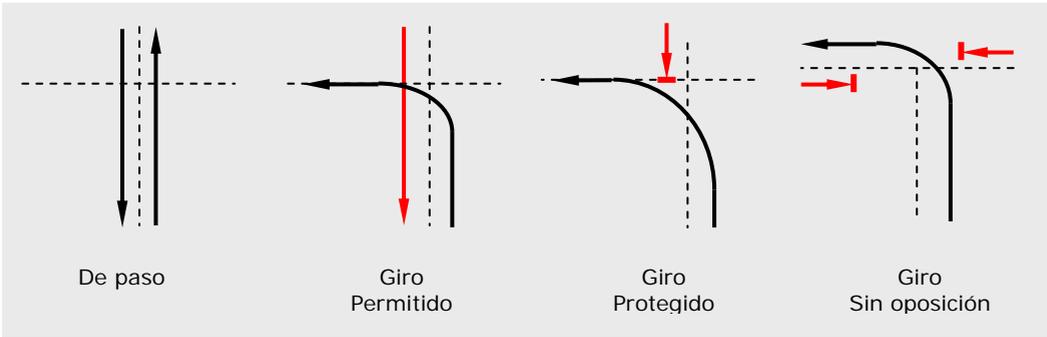


Fig. 8.2 – Tipos de movimientos en una intersección

## 2. FACTORES QUE CONDICIONAN LA CAPACIDAD

Existen diversos factores que condicionan la capacidad de una determinada intersección; algunos de ellos son de tipo geométrico –tales como la anchura de los carriles o la inclinación de la rasante- y otros de tipo circunstancial, que reflejan el uso que hacen de la intersección tanto vehículos como peatones.

### 2.1. Geometría de la calle

La **anchura** de la calle –mejor que el número de carriles- es el factor más significativo de cara a evaluar la capacidad de una intersección. La anchura del acceso no varía únicamente con la de la calle, sino que depende de otros factores como la disposición de las marcas viales o la presencia de isletas y otros obstáculos.

El **número de filas** en que se dispone el tráfico no sólo depende de que así se haya señalado, ya que con frecuencia –sobre todo en las horas punta- los vehículos se sitúan formando más filas que las definidas por las marcas viales. Esto no quiere decir que una buena demarcación de carriles no contribuya a aumentar la capacidad de la intersección, por norma general.

Otro factor que ejerce influencia en la capacidad es la **inclinación de la rasante**, ya que puede favorecer o dificultar el movimiento de los vehículos, especialmente de los pesados.

### 2.2. Composición del tráfico

La proporción de vehículos pesados existente en la corriente de tráfico se hace patente en la capacidad individual de cada acceso y de la intersección en conjunto. Como ya sabemos, el vehículo pesado es más lento y voluminoso, y sus maniobras en el ámbito urbano están más restringidas, debido a su mayor radio de giro.

Por otro lado, los **autobuses** influyen doblemente ya que, aparte de poder considerarlos como vehículos pesados, su frecuencia de parada en los puntos destinados a la subida y bajada de viajeros –paradas de autobús- modifica la capacidad del acceso donde existan este tipo de zonas.

### 2.3. Estacionamiento

La existencia de vehículos parados, detenidos o estacionados en las proximidades de la intersección es un factor que afecta doblemente a la capacidad de la intersección: disminuye la anchura eficaz del acceso y retarda la circulación de vehículos, en el caso de existir vehículos realizando maniobras de estacionamiento.

Por tanto, la presencia de vehículos estacionados en las inmediaciones de la intersección reducirá notablemente su capacidad de la misma. Por otro lado, si se destina una zona de la vía a este fin, pueden obtenerse mejoras notorias de la capacidad.

### 2.4. Maniobras de giro

Ante la presencia de una intersección semaforizada, y dependiendo de la tipología y la regulación de ésta, el conductor del vehículo tiene una serie de posibles trayectorias a seguir, que genéricamente son: continuar en la dirección que lleva, girar a la derecha o girar a la izquierda.

Se ha comprobado experimentalmente que el porcentaje de vehículos que efectúan maniobras de giro afecta negativamente a la capacidad de la intersección. En el caso de los giros a la derecha, la presencia de **peatones** con prioridad de paso reduce aún más su capacidad.

En determinadas circunstancias puede ser recomendable proteger un giro: un **giro protegido** es aquél que se realiza en una fase exclusiva, sin oposición de ninguna corriente, peatonal o de tráfico. Un giro protegido no afecta a la capacidad del acceso.

### 2.5. Factor de hora punta

Sin duda, el momento más crítico para la intersección en lo que a capacidad se refiere se produce durante la hora punta, por lo que será necesario tener en cuenta el factor de hora punta (FHP), definido por el Manual de Capacidad como *“el cociente entre la intensidad de la hora punta y cuatro veces la intensidad de los quince minutos más cargados”*.

$$FHP = \frac{IHP}{4 \cdot I_{15}}$$

El FHP será de aplicación en intersecciones donde se afore la intensidad de la hora punta (IHP) y no la máxima de los 15 minutos ( $I_{15}$ ), ya que los criterios de nivel de servicio que adopta el Manual de Capacidad se refieren a esta última. En zonas urbanas, dicho factor se halla comprendido normalmente entre 0.75 y 0.90, tomándose como valor medio 0.85.

## 2.6. Situación de la intersección

Análogamente a la influencia del tamaño de la ciudad en la fluidez del tráfico, también ejerce cierta influencia la localización de la intersección dentro de dicha ciudad. A efectos de cálculo, se distinguen cuatro zonas:

- (a) Centro: Zona en la que el uso predominante del suelo es la actividad mercantil y de negocios. Se caracteriza por el gran número de peatones, por la frecuencia con los vehículos cargan y descargan mercancías, por la alta demanda de estacionamiento y por la alta rotación del mismo.
- (b) Zona intermedia: Zona contigua al centro, donde se mezcla la actividad mercantil con suelo residencial de alta densidad. La mayor parte del tráfico no tiene su origen ni su destino dentro de la zona, caracterizada por la presencia de un número moderado de peatones.
- (c) Subcentros o centros periféricos: De menor entidad que el centro aunque de características similares, con la diferencia de que se observa una mezcla de tráfico de paso con el existente dentro de la propia zona.
- (d) Zonas residenciales: Son aquellas en las que predomina el uso residencial, y se caracterizan por poseer una baja densidad peatonal y una renovación de estacionamiento muy baja.



Fig. 8.3 – Intersección semaforizada con accesos saturados

### 3. NIVELES DE SERVICIO

Al igual que en la circulación continua, se hace necesario definir un indicador que dé idea del funcionamiento de la intersección. De nuevo surge el concepto de nivel de servicio, que en el caso de intersecciones se identifica con la **demora** experimentada por el conductor en las mismas. Análogamente, el Manual de Capacidad distingue seis niveles de servicio:

S.10		Niveles de servicio en vías urbanas	
<b>A</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Operaciones con muy poca demora (&lt;5 s.)</li> <li>El avance de vehículos es extremadamente favorable, sin apenas detenerse</li> <li>La mayoría de los vehículos llegan a la intersección en la fase verde</li> </ul>		
<b>B</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Operaciones con ligera demora (5-15 s.)</li> <li>El avance de vehículos es favorable, produciéndose detenciones esporádicas</li> <li>Se da en intersecciones con buena progresión y ciclos semafóricos cortos</li> </ul>		
<b>C</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La demora es considerable (15 a 25 s.)</li> <li>La progresión de los vehículos es de mediana calidad y el ciclo es más largo</li> <li>Detención de un número significativo de vehículos</li> </ul>		
<b>D</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La demora es elevada, entre 25 y 40 s.</li> <li>Notable influencia de la congestión, con progresiones desfavorables y ciclos largos</li> <li>Muchos vehículos se detienen</li> <li>Falta de capacidad en ciclos individuales</li> </ul>		
<b>E</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Operaciones con gran demora (40-60 s)</li> <li>Avance lento de los vehículos y largas duraciones del ciclo</li> <li>Alto grado de congestión</li> <li>Frecuente falta de capacidad en ciclos individuales</li> </ul>		
<b>F</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La demora supera el minuto por vehículo</li> <li>Nivel inaceptable por los conductores</li> <li>Sobresaturación: la intensidad de llegada supera la capacidad de la intersección</li> <li>Progresión deficiente, ciclos prolongados</li> </ul>		

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

#### 4. DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO

De cara a evaluar el nivel de servicio de una intersección, se manejan dos magnitudes básicas en el tráfico, como son la **intensidad** y la **capacidad**:

- (a) **Intensidad**: Se define como el número de vehículos que atraviesan la intersección en un periodo determinado de tiempo. Es frecuente referir dicha intensidad en términos relativos, teniendo así dos indicadores:

Intensidad por hora de verde	Intensidad por metro de ancho y hora de verde
$I_V = \frac{C}{V} \cdot I = \frac{I}{f_V}$	$I_{m,V} = \frac{C}{V \cdot A} \cdot I = \frac{I}{A \cdot f_V}$

- (b) **Capacidad**: Es la máxima intensidad capaz de albergar un acceso. De cara a estudiar la **capacidad real** ( $C_R$ ) de una intersección, se hace referencia al concepto de **capacidad por hora de verde** ( $C_V$ ):

$$C_R = \frac{V}{C} \cdot C_V = f_V \cdot C_V$$

donde  $f_V$  es el **factor de verde**, que es la proporción de verde respecto al ciclo en una determinada fase. La capacidad real de la intersección, se empleará posteriormente para hallar la demora y el nivel de servicio.

La **capacidad ideal** de una intersección se considera en 1.900 vehículos ligeros por hora de verde y carril (vl/hv/c). Dicha capacidad se verá modificada por una serie de factores ya comentados, y que se plasman en la siguiente expresión:

$$C_R = 1.900 \cdot N \cdot f_V \cdot f_A \cdot f_P \cdot f_i \cdot f_e \cdot f_{bb} \cdot f_{gd} \cdot f_{gi} \cdot f_{ar}$$

- donde
- N es el número de carriles del grupo de carriles
  - $f_V$  el factor de verde, o la relación de la fase respecto al ciclo
  - $f_A$  es el factor de corrección por anchura de carriles
  - $f_P$  es el factor de ajuste por vehículos pesados
  - $f_i$  es el factor de corrección por inclinación de la rasante
  - $f_e$  es el factor de corrección por el efecto del estacionamiento
  - $f_{bb}$  es el factor de ajuste por la influencia de las paradas de autobús
  - $f_{gd}$  es el factor de corrección por efecto de los giros a la derecha
  - $f_{gi}$  es el factor de ajuste por efecto de los giros a la izquierda
  - $f_{ar}$  es el factor de corrección en función del tipo de zona urbana

La obtención de todos estos factores se realiza de forma más precisa aplicando fórmulas polinómicas, o bien acudiendo a las tablas de las páginas siguientes, que contienen valores interpolados mediante el uso de dichas fórmulas.

**T.18a Factores de corrección en intersecciones semaforizadas**

<b>ANCHURA (<math>f_A</math>)</b>				<b>PESADOS (<math>f_P</math>)</b>			
$f_A = 1 + \frac{A - 3.60}{9}$ <p>A = Ancho del carril (2.40 ≤ A ≤ 4.80 m)</p>				$f_P = \frac{1}{1 + P_P \cdot (E_C - 1)}$ <p><math>P_P</math> = % de vehículos pesados (0 ≤ <math>P_P</math> ≤ <math>E_C</math> = 2.0)</p>			
Ancho (m)	$f_A$	Ancho (m)	$f_A$	% Pesados	$f_P$	% Pesados	$f_P$
2.40	0.867	3.60	1.000	0	1.000	25	0.800
2.70	0.900	3.90	1.033	2	0.980	30	0.769
3.00	0.933	4.20	1.067	4	0.962	35	0.741
3.30	0.967	4.50	1.100	6	0.943	40	0.714
				8	0.926	45	0.690
				10	0.909	50	0.667
				15	0.870	75	0.571
				20	0.833	100	0.500
<b>INCLINACIÓN (<math>f_i</math>)</b>				<b>ESTACIONAMIENTO (<math>f_e</math>)</b>			
$f_i = 1 - \frac{i}{200}$ <p>i = Pendiente en % (-6 ≤ i ≤ +10)</p>				$f_e = 1 - \frac{0.1}{N} - \frac{18 \cdot N_m}{3600 \cdot N} > 0.05$ <p><math>N_m</math> = N° de estacionamientos por hora (0 ≤ <math>N_m</math> ≤ 180)</p>			
TIPO	PENDIENTE (%)	$f_i$		$N_M$	N° de carriles (N)		
					1	2	3
Bajada	-6 ó inferior	1.030		Prohibido	1.000	1.000	1.000
	-4	1.020		0	0.900	0.950	0.967
	-2	1.010		10	0.850	0.925	0.950
A nivel	0	1.000		20	0.800	0.900	0.933
Subida	+2	0.990		30	0.750	0.875	0.917
	+4	0.980		40	0.700	0.850	0.900
	+6	0.970		50	0.650	0.825	0.883
	+8	0.960		60	0.600	0.800	0.867
	+10 ó sup.	0.950		70	0.550	0.775	0.850
<b>ZONA URBANA (<math>f_{ar}</math>)</b>							
TIPO DE ÁREA		CENTRO URBANO (CBD)		ZONAS PERIFÉRICAS			
FACTOR DE ÁREA ( $f_{ar}$ )		0.90		1.00			

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

**T.18b Factores de corrección en intersecciones semaforizadas**

PARADAS DE AUTOBÚS ( $f_{bb}$ )						
$f_{bb} = 1 - \frac{14.4 \cdot N_b}{3600 \cdot N} \geq 0.05$ <p><math>N_b</math> = Nº de autobuses que paran por hora (<math>0 \leq N_m \leq 250</math>)</p>						
Nº DE CARRILES (N)	Nº DE AUTOBUSES QUE PARAN POR HORA ( $N_b$ )					
	0	10	20	30	40	50
1	1.000	0.960	0.920	0.880	0.840	0.800
2	1.000	0.980	0.960	0.940	0.920	0.900
3	1.000	0.987	0.973	0.960	0.947	0.933

GIROS A LA DERECHA ( $f_{gd}$ )						
<p><math>P_{gd}</math> = Proporción de giros a la derecha  <math>P_{gd,p}</math> = Proporción de giros protegidos a la derecha  <math>I_p</math> = Intensidad peatonal en conflicto (pt/h)</p> <p>CARRIL (EXCL=Exclusivo, COMP=Compartido)                      FASE (PROT=Protegida, PERM=Permitida, PR+PE=Protegida/Permitida)</p>						
CASO			RANGO DE VARIABLES			FÓRMULA SIMPLIFICADA
Nº	CARRIL	FASE	$P_{gd}$	$P_{gd,p}$	$I_p$	
1	EXCL.	PROT.	1.0	1.0	0	0.85
2		PERM.	1.0	0	0-1700	$0.85 - (I_p/2100)$
3		PR+PE	1.0	0-10	0-1700	$0.85 - (I_p/2100) \cdot (1 - P_{gd,p})$
4	COMP.	PROT.	0-1	1.0	0	$1 - 0.15 \cdot P_{gd}$
5		PERM.	0-1	0	0-1700	$1 - P_{gd} \cdot (0.15 + I_p/2100)$
6		PR+PE	0-1	0-10	0-1700	$1 - P_{gd} \cdot \left( 0.15 - \frac{I_p \cdot (1 - P_{gd,p})}{2100} \right)$
7	ACCESO DE UN SOLO CARRIL		0-1	-	0-1700	$0.90 - P_{gd} \cdot (0.135 + I_p/2100)$

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

## T.18c Factores de corrección en intersecciones semaforizadas

GIROS A LA IZQUIERDA ( $f_{gi}$ )			
$P_{gi}$ = Proporción de giros a la izquierda $Q_0$ = Intensidad en sentido opuesto (veh/h)			
CASO			FÓRMULA SIMPLIFICADA
Nº	CARRIL	FASE	
1	EXCL.	PROT.	0.95
2		PERM.	Procedimiento especial (Ver manual de Capacidad)
3		PR+PE	Caso 1 a fase protegida   Caso 2 a fase permitida
4	COMP.	PROT.	$f_{gi} = 1/(1+0.05 \cdot P_{gi})$
5		PERM.	Procedimiento especial (Ver manual de Capacidad)
6	PR+PE	$Q_0 < 1.220$	$f_{gi} = \frac{1400 - Q_0}{(1400 - Q_0) + P_{gi} \cdot (235 + 0.435Q_0)}$
		$Q_0 \geq 1.220$	$f_{gi} = \frac{1}{1 + 4.525 \cdot Q_0}$
7	ACCESO DE UN SOLO CARRIL	No se contempla	

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

### 4.1. Elección de los grupos de carriles

Para estudiar y resolver correctamente una intersección, es necesario introducir el concepto de **grupo de carriles**, que surge debido al carácter desagregado del procedimiento de análisis, concebido para analizar cada acceso de forma individual. Por tanto, es necesario agrupar los carriles que contiene cada acceso en grupos homogéneos apropiados para su análisis.

Los grupos de carriles están compuestos por carriles de dos tipos:

- Exclusivos: Los vehículos que circulan por este tipo de carriles únicamente puede efectuarse un movimiento, normalmente de giro a la derecha o a la izquierda.
- Compartidos: En ellos, los vehículos disponen de varios movimientos posibles.

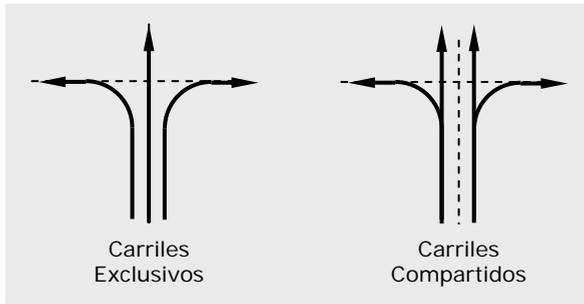


Fig. 8.4 – Tipos de carriles en una intersección

La división en grupos de carriles se realiza en base a dos condicionantes básicas: la **geometría** de la intersección y la **distribución** de los movimientos en la misma. De cara a simplificar el cálculo, debe procurarse emplear el menor número de grupos, de forma que describan adecuadamente el funcionamiento de la intersección.

**S.11 Descomposiciones habituales en grupos de carriles**

Nº DE CARRILES	MOVIMIENTOS POR CARRIL	POSIBLES GRUPOS DE CARRILES	
1	GI+R+GD 	ACCESO DE UN SOLO CARRIL 	
2	GI EXC R+GD 		
2	GI+R R+GD 		
3	GI R R+GD 		

## 4.2. Determinación de la demora

Una vez divididos cada uno de los accesos que componen la intersección en grupos de carriles y calculada la capacidad de cada uno de estos grupos, puede calcularse la **demora** media en cada grupo aplicando la siguiente expresión:

$$d = 0.38 \cdot C \cdot \frac{(1 - f_v)^2}{(1 - f_v \cdot I/c)} + 173 \cdot (I/c)^2 \cdot \sqrt{((I/c) - 1)^2 + 16 \cdot (I/c^2)}$$

donde  $f_v$  es el factor de verde del grupo de carriles

$C$  es el ciclo semafórico en segundos

$I$  es la intensidad total del grupo de carriles

$c$  es la capacidad real del grupo de carriles

Calculadas las demoras en cada grupo de carriles, obtendremos la demora media de cada acceso, mediante una media ponderada de las demoras de cada grupo de carriles en función de la intensidad:

$$d_{\text{acc}} = \frac{\sum_i d_i \cdot I_i}{\sum_i I_i}$$

Finalmente se calcula la demora media de la intersección ponderando las obtenidas en cada acceso:

$$d_{\text{Int}} = \frac{\sum_i d_{\text{acc}} \cdot I_{\text{acc}}}{\sum_i I_{\text{acc}}}$$

Con los valores obtenidos de la demora pueden obtenerse los niveles de servicio de cada uno de los accesos, así como el nivel de servicio global de la intersección:

T.19

NS en vías urbanas

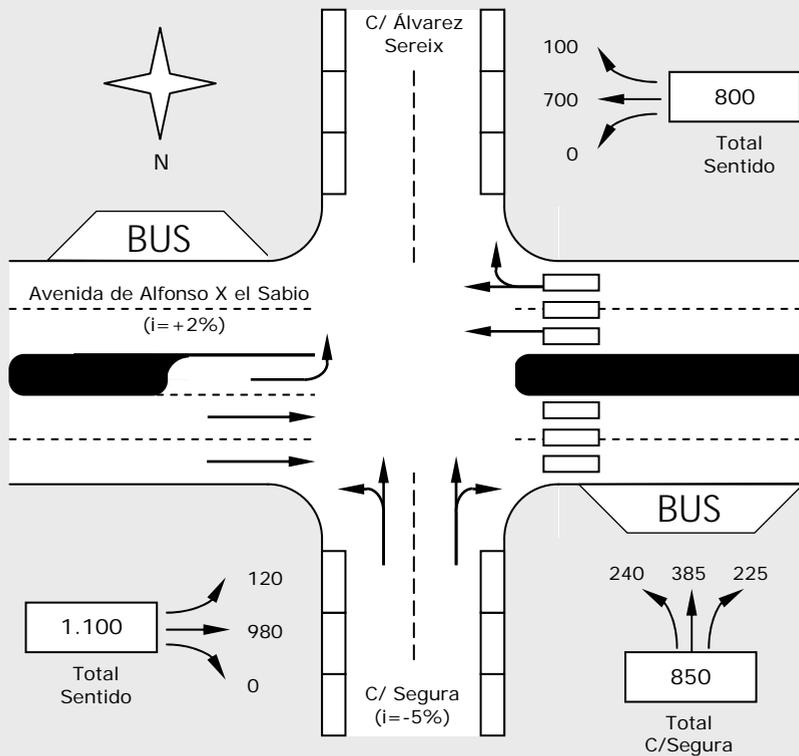
NIVEL DE SERVICIO	DEMORA MEDIA (s/veh)
A	$d \leq 5$
B	$5 < d \leq 15$
C	$15 < d \leq 25$
D	$25 < d \leq 40$
E	$40 < d \leq 60$
F	$d < 60$

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

**E.6 Determinación del NS en una intersección semaforizada**

Como parte del Plan de Regulación y Mejora de Circulación, el Ayuntamiento de Alicante ha decidido reformar la céntrica C/Segura, convirtiéndola en una calle de dos carriles de 3.30 m. de ancho y estacionamiento a ambos lados, así como semaforizar su intersección con la Avenida de Alfonso X el Sabio.

Días después de su puesta en funcionamiento, se realizó un aforo de tráfico, obteniéndose las siguientes intensidades medidas en hora punta (IHP), expresadas en veh/h:



FASES	A	B	C
	FASE A = 10 s	FASE B = 30 s	FASE C = 32 s

En la intersección existe un paso de peatones activado durante la fase C, con una intensidad de 450 pt/h. El número de autobuses que paran por hora en la avenida es de 20 en cada una de las paradas existentes.

Sabiendo que el porcentaje de pesados es del 12% en la avenida (carriles de 3,60 m.) y del 6% en la C/Segura, que en dicha calle estacionan una media de 18 veh/h y que el FHP global es de 0.95, se pide:

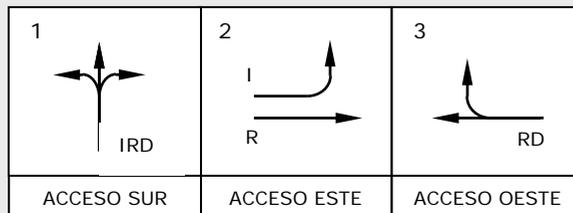
**(a) Hallar el ciclo semafórico (C) de la intersección**

Para hallar el ciclo semafórico, emplearemos la fórmula explicada al principio del capítulo, en la que tomando un tiempo de despeje de 5 s:

$$C = \sum_{i=1}^n V_i + n \cdot (Y + D) = 10 + 30 + 32 + 3 \cdot 5 = 87 \text{ s}$$

**(b) Determinar la distribución de los grupos de carriles**

En este caso, el acceso S por la C/Segura puede plantearse como un único grupo de carriles (IRD), mientras que en la Avenida Alfonso X el Sabio, el sentido E-W puede descomponerse en dos grupos (I,R) y el W-E en un solo grupo (RD):



**(c) Determinar el nivel de servicio de la C/Segura**

Al existir un único grupo de carriles, vamos a determinar su capacidad real ( $C_R$ ), mediante la expresión:

$$C_R = 1.900 \cdot N \cdot f_V \cdot f_A \cdot f_P \cdot f_i \cdot f_e \cdot f_{bb} \cdot f_{gd} \cdot f_{gi} \cdot f_{ar}$$

Nº de carriles del grupo  $\rightarrow N = 2$

Fase de C: 32 s  $\rightarrow f_V = 32/87 = 0.368$

Anchura de carril: 3.30 m.  $\rightarrow f_A = 0.967$

% Pesados: 5 %  $\rightarrow f_P = 0.943$

Inclinación rasante: -5%  $\rightarrow f_i = 1.025$

Nº Estacionamientos por hora: 18 →  $f_e = 0.905$

Paradas de autobús por hora: 0 →  $f_{bb} = 1.000$

Giro a la derecha compartido y permitido →  $f_{gd} = 0.903$   
 (Porcentaje de giros  $P_{gd}=225/850=0.265$ ,  $I_p=450$  pt/h)

Giro a la izquierda compartido y protegido →  $f_{gi} = 0.986$

Tipo de zona: céntrica →  $f_{ar} = 0.90$

Con todo ello, la capacidad será:

$$c_R = 1.900 \cdot 2 \cdot 0.368 \cdot 0.967 \cdot 0.943 \cdot 1.025 \cdot 0.905 \cdot 0.903 \cdot 0.986 \cdot 0.9 = 948 \text{ v/h}$$

La intensidad circulante por el acceso es de:

$$I = \frac{IHP}{FHP} = \frac{850}{0.95} = 895 \text{ veh/h}$$

lo que arroja un valor del cociente (I/c) de 0.944.

Al ser el único grupo de carriles para este acceso, la demora del grupo coincidirá con la del acceso, y será:

$$d = 0.38 \cdot 87 \cdot \frac{(1 - 0.368)^2}{(1 - 0.368 \cdot 0.944)} + 173 \cdot (0.944)^2 \cdot \sqrt{(0.944 - 1)^2 + 16 \cdot \left(\frac{0.944}{948}\right)}$$

Esto arroja una demora de 41.52 segundos, equivalente a un **NS E**.

**(d) Calcular el NS de la intersección**

Para calcular el NS global debemos repetir las operaciones realizadas en el punto anterior para los dos accesos. Cabe destacar que el Acceso Este cuenta con dos grupos de carriles y afecta a dos fases (A y B) por lo que la fase total será de 10+30=40 s. y el movimiento de giro es del tipo protegido (fase A) y permitido (fase B):

GRUPO	N	$f_v$	$f_A$	$f_p$	$f_i$	$f_e$	$f_{bb}$	$f_{gd}$	$f_{gi}$	$f_{ar}$
1/IRD	2	.368	.967	.943	1.02	.905	1.00	.903	.986	0.90
2/I	1	.460	1.00	.893	1.01	1.00	1.00	1.00	.916	0.90
2/R	2	.460	1.00	.893	1.01	1.00	0.96	1.00	1.00	0.90
3/RD	2	.345	1.00	.893	.990	1.00	0.96	.979	1.00	0.90

Con estos datos, se obtienen unas capacidades por grupo de carriles de:

$$C_{1,IRD} = 948 \text{ v/h} ; C_{2,I} = 650 \text{ v/h} ; C_{2,R} = 1362 \text{ v/h} ; C_{3,RD} = 980 \text{ v/h}$$

A continuación, se calculan las demoras de cada grupo de carriles, empleando la expresión ya vista anteriormente. Debe tenerse en cuenta que la intensidad empleada es la de los 15 min. más cargados ( $I_{15}$ ):

$$\text{GRUPO 1.IRD (I = 895 v/h)} \rightarrow d = 41.52 \text{ s/veh} \rightarrow \text{NS. E}$$

$$\text{GRUPO 2.I (I = 126 v/h)} \rightarrow d = 15.86 \text{ s/veh} \rightarrow \text{NS. C}$$

$$\text{GRUPO 2.R (I = 1031 v/h)} \rightarrow d = 40.63 \text{ s/veh} \rightarrow \text{NS. E}$$

$$\text{GRUPO 3.RD (I = 842 v/h)} \rightarrow d = 43.65 \text{ s/veh} \rightarrow \text{NS. E}$$

La demora del Acceso 2 se calculará ponderando por la intensidad cada una de las demoras:

$$d_{\text{acc.2}} = \frac{15.86 \cdot 126 + 1031 \cdot 40.63}{126 + 1031} = 37.93 \text{ s} \rightarrow \text{NS. D}$$

El nivel de servicio de toda la intersección vendrá de igual forma determinado por la media ponderada de todos los accesos:

$$d_{\text{INT}} = \frac{41.52 \cdot 895 + (126 + 1031) \cdot 37.93 + 842 \cdot 43.65}{895 + (126 + 1031) + 842} = 40.70 \text{ s} \rightarrow \text{NS. E}$$

El nivel de servicio de la intersección corresponde al **E**, aunque rozando el límite con el nivel **D**, lo que supone unas condiciones aceptables tratándose de un tramo reformado y en zona céntrica.

Un valor de intensidad muy común en tráfico y determinativo de un nivel de servicio aceptable es el de **250 veh/m. de ancho y hora de verde**.

## 5. OPTIMIZACIÓN DE LAS FASES

Una vez conocidos todos y cada uno de los elementos que intervienen en el cálculo de intensidades y niveles de servicio en el caso de circulación discontinua, es necesario establecer un procedimiento de cálculo que permita obtener la mejor solución al problema planteado.

Para ello, se ha ideado una rutina iterativa en la que, por refinamientos sucesivos, se llega a obtener un resultado óptimo. Naturalmente, este procedimiento es muy genérico, pudiendo existir detalles particulares de cada intersección que escapan a su planteamiento.

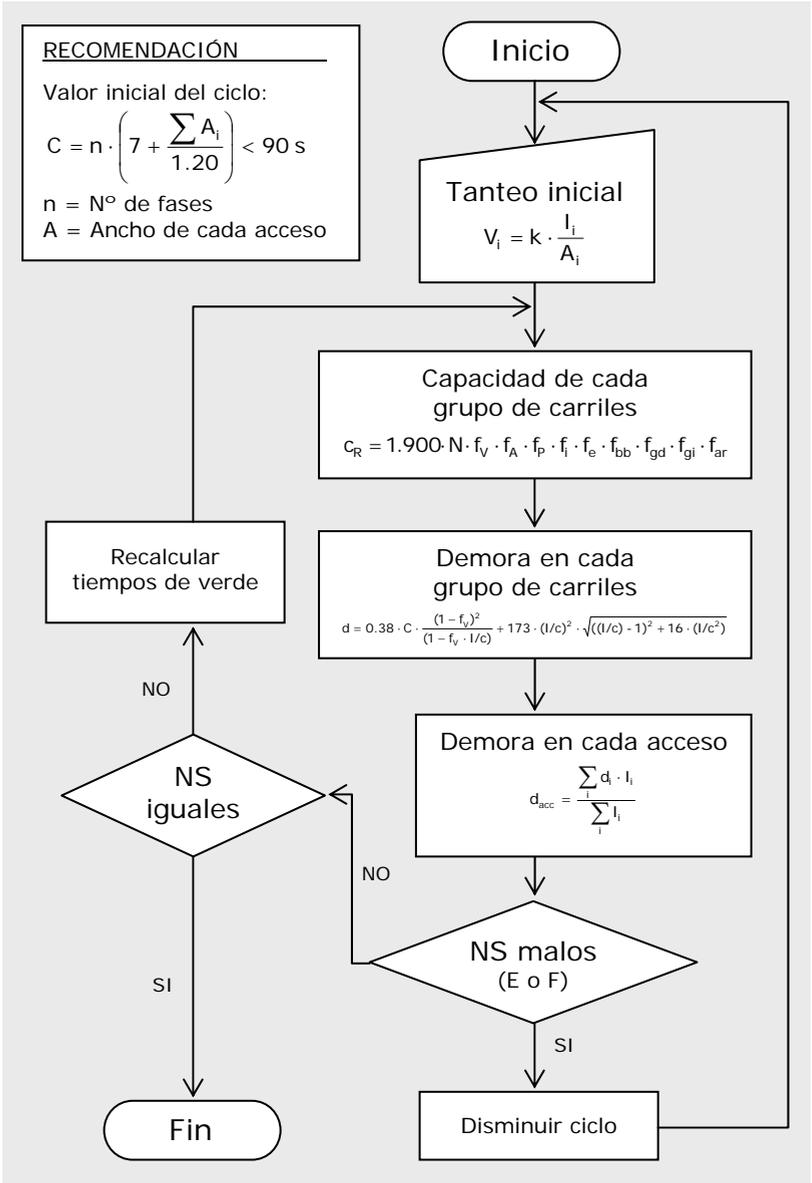
Esta rutina se basa en un reparto inicial de los tiempos de verde en función del ancho de cada acceso, donde la constante de proporcionalidad  $k$  se obtiene en función del ciclo semafórico de la intersección ( $C$ ). Es conveniente señalar que un ciclo excesivamente largo afecta negativamente al nivel de servicio.

Con estos tiempos de verde se determinan los niveles de servicio de cada acceso en función de la demora, debiendo procurar que sean iguales (demoras similares). Si no

lo son, se realiza un reajuste de los tiempos de verde de forma que los accesos más perjudicados tengan una fase mayor.

Los distintos pasos a seguir se detallan en el siguiente diagrama de flujo:

**S.12 Diagrama de flujo para el cálculo de intersecciones**



## 6. CAPACIDAD EN INTERSECCIONES SIN SEMAFORIZAR

Primeramente debe decirse que este tipo de intersecciones no es propio de zonas urbanas, sino más bien de vías interurbanas o situadas en la periferia de la ciudad. Otro aspecto a recalcar es la elección de la tipología de intersección más adecuada en función de las condiciones de tráfico. A este efecto, el MOPT elaboró una gráfica donde se recomienda el uso de un tipo u otro de nudo en función de las intensidades de tráfico de las vías principales y secundarias:

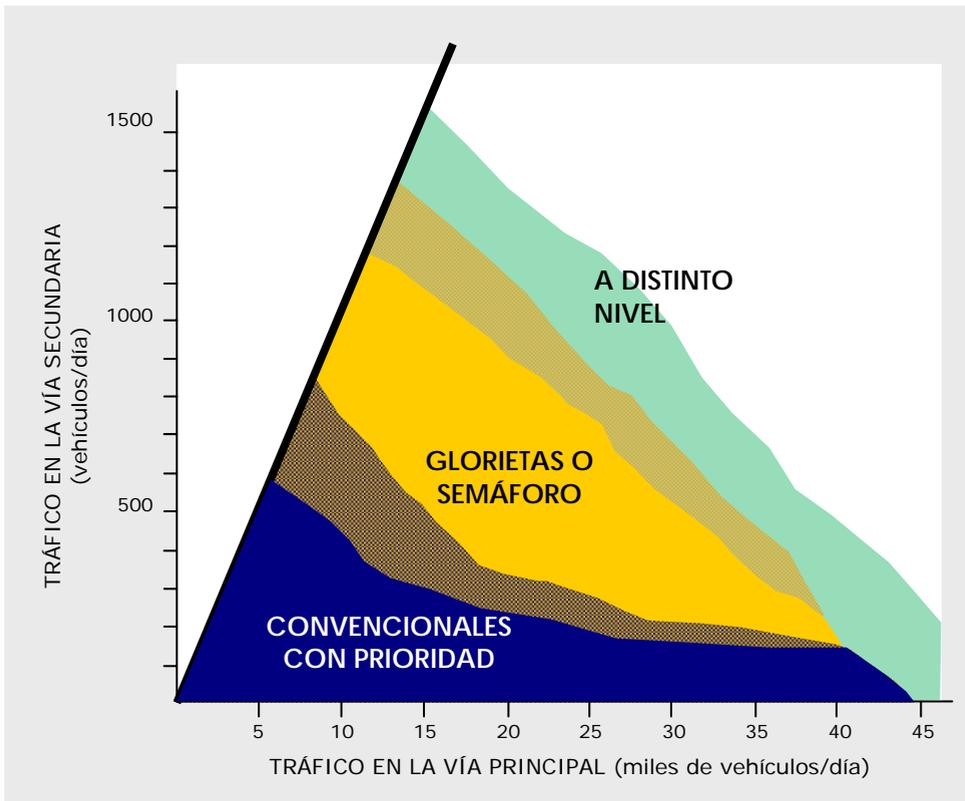


Fig. 8.5 – Tipos de intersecciones adecuadas a diferentes tráficos (MOPT)

### 6.1. Intersecciones con prioridad de paso

En este tipo de intersecciones también se analiza cada uno de los accesos por separado, distinguiendo entre **principales** –con preferencia de paso- y **secundarios**, en los cuales el vehículo debe ceder el paso.

En las vías principales, la capacidad es casi la misma que si se tratara de un tramo continuo, ya que los vehículos no se ven obligados a detenerse, salvo en el caso de aquéllos que giren a la izquierda. Una solución a este problema es disponer un carril especial de espera y giro para efectuar este movimiento.

Sin embargo, en los accesos secundarios –que no gozan de prioridad de paso- es necesario emplear otro método de estimación de la capacidad. Básicamente, el método se basa en el tiempo que tarda el vehículo en efectuar la maniobra de cruce. Este tiempo se denomina **tiempo de cruce**, y su expresión matemática es la siguiente:

$$t_c = T_R + \sqrt{\frac{2 \cdot (3 + L + w)}{9,8 \cdot j}}$$

donde  $T_R$  es el tiempo de reacción (2 s. según la Instrucción española)

$L$  es la longitud del vehículo (m) que realiza la maniobra, siendo de:

5 m. para vehículos ligeros

10 m. para vehículos pesados rígidos

18 m. para vehículos articulados

$w$  es la anchura total (m) de la calzada que atraviesa

$j$  es la aceleración del vehículo, medida en unidades "g", siendo de:

0.15 para vehículos ligeros

0.075 para vehículos pesados

0.055 para vehículos articulados

Naturalmente, los vehículos que transiten por la vía preferente deberán ser divisados con tiempo por los que van a efectuar el cruce. El intervalo de tiempo que tarda un vehículo genérico desde el momento en que es divisado hasta que penetra en la intersección viene dado por la expresión:

$$t = \frac{3.6 \cdot DV_c}{V}$$

siendo  $DV_c$  la visibilidad de cruce disponible metros

$V$  la velocidad de proyecto de la vía preferente en km/h

Si este intervalo es superior al tiempo de cruce, la mayoría de los vehículos entrarán en la intersección sin apenas demora, mientras que para tiempos de recorrido inferiores a los de cruce la demora aumentará, disminuyendo la capacidad del acceso.

Existirá pues un **intervalo crítico** ( $t_c$ ) para el que únicamente pasen el 50% de los vehículos, mientras que la otra mitad esperarán. Pues bien, la **capacidad** de la intersección será tanto mayor cuantos más intervalos superiores al crítico se produzcan en la vía prioritaria, y por tanto será función de la intensidad de la vía preferente y del intervalo crítico.

El valor de dicho intervalo crítico fluctúa entre los 4 ó 5 segundos de una intersección con trazado, visibilidad y señalización óptima (empleo de señales de “Ceda el Paso”) y los 8 ó 10 de intersecciones con mala visibilidad o con señal de STOP.

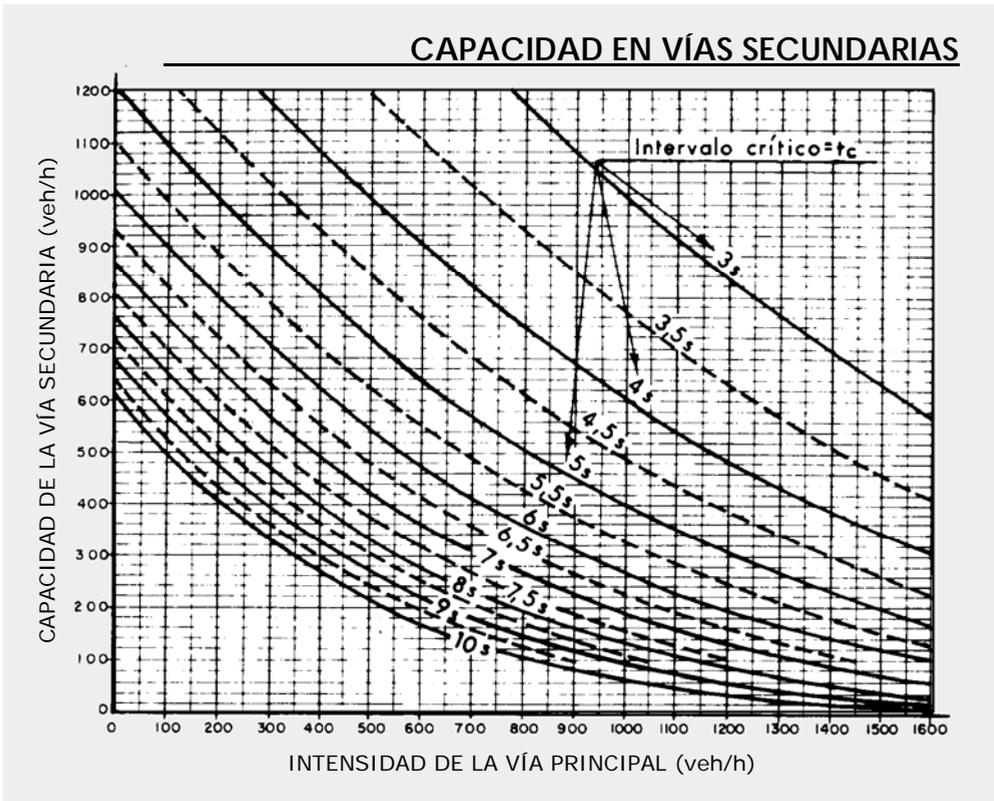


Fig. 8.6 – Diagrama de capacidad en vías secundarias (MOPU)

Como valores orientativos, puede afirmarse que mientras que la capacidad del acceso supere a la intensidad en 250 vehículos, las demoras serán muy pequeñas (menos de 10 segundos de media). Si esta diferencia es inferior a 100 vehículos, las demoras pueden llegar a superar con creces los 30 segundos, incluso el minuto.

Si los valores de la intensidad se aproximan a la capacidad de la vía, se producirán largas demoras que pueden llevar a los conductores a no respetar la señalización existente, incrementando el riesgo de accidentalidad en la intersección. En estos casos, lo mejor es **replantear el trazado** o la regulación de la intersección, bien semaforizándola, habilitando carriles especiales de giro o implantando una glorieta.

## 6.2. Intersecciones giratorias o glorietas

En las intersecciones giratorias con prioridad al anillo –las glorietas- no se emplea el concepto global de capacidad de la intersección, ya que no existe una correspondencia unívoca entre su geometría y su capacidad, sino que dicha capacidad depende de la **distribución de tráfico** en los diferentes ramales de entrada y salida.

Es fácil de entender que una glorieta tendrá mayor capacidad si los vehículos que entren en ella salgan por la primera salida que si efectúan un recorrido más largo, ya que aumentará la probabilidad de *conflictos* con otros vehículos.

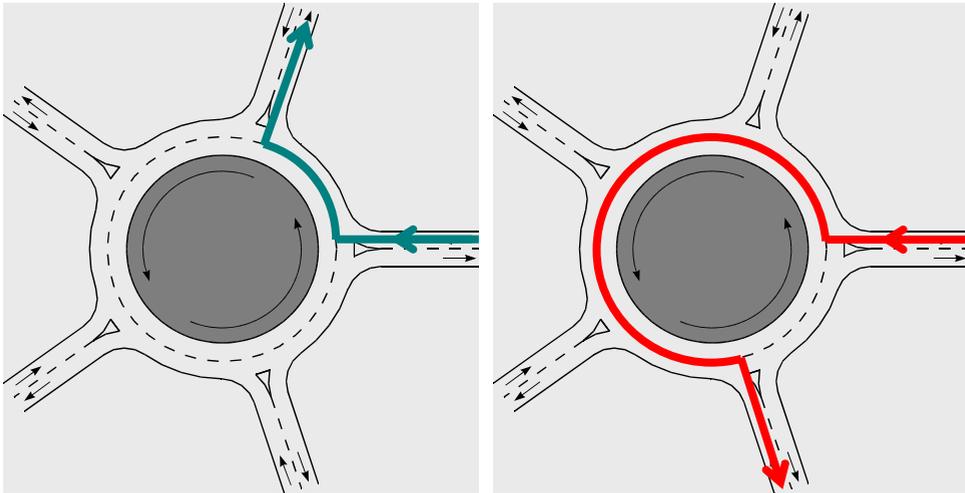


Fig. 8.7 – Recorridos óptimo (verde) y crítico (rojo) en una glorieta

Otro factor que incita a desterrar la capacidad global en las glorietas es que, a diferencia de lo que se pensaba antiguamente, éstas no se comportan como una sucesión de tramos de trenzado, sino más bien como una asociación de **intersecciones en T**. Se trata, por tanto, de analizar cada una de estas “T” y calcular su capacidad de manera individual.

Además, en cada uno de estos segmentos en T, el tráfico que circula por el anillo y el que entra por el ramal son dos magnitudes interdependientes: un mayor tráfico anular impedirá la incorporación de vehículos desde el ramal, y viceversa.

Todo ello lleva a hablar de **capacidad de una entrada** y a admitir que su valor no deriva tanto de las características geométricas de la glorieta, sino de la intensidad circulante por el anillo.

## Procedimiento de cálculo

Dada la escasa experiencia en el análisis e implantación de glorietas, la capacidad de éstas se calcula en base a fórmulas empíricas obtenidas en países más experimentados, como son Francia o Gran Bretaña.

El CETUR francés emplea un procedimiento iterativo para garantizar un adecuado funcionamiento de las glorietas, consistente en analizar cada uno de los ramales que la conforman, comprobando que en todos ellos la intensidad entrante no supera la capacidad máxima del ramal.

El citado método fija la capacidad máxima de un ramal en 1.500 vl/h.; capacidad que se ve reducida por la presencia de un **tráfico molesto** para el vehículo que pretende acceder, y que está formado por los vehículos que circulan por la calzada anular ( $Q_c$ ) y por un porcentaje –concretamente el 20%- de los vehículos que abandonan la intersección por la salida del ramal estudiado ( $Q_s$ ), en la medida que su decisión de salir no es percibida con el tiempo suficiente por el conductor para iniciar la maniobra de acceso:

$$TM = Q_c + 0.2 \cdot Q_s$$

De cara a homogeneizar la composición del tráfico, cada vehículo pesado se asimilará a 2 ligeros y cada bicicleta con 0.5 vehículos ligeros.

La sistemática del proceso se resume en los siguientes puntos:

- Estimación del tráfico entrante: En primer lugar, se aforarán o estimarán, según el caso, los tráficos circulantes por cada ramal ( $Q_e$ ,  $Q_s$ ), así como por la calzada anular ( $Q_c$ ).
- Comprobación de cada entrada: Con los anteriores datos, se comprobará que la capacidad de cada entrada ( $C_e$ ) es superior al tráfico de entrada ( $Q_e$ ). Para ello, se emplea la siguiente fórmula empírica:

$$C_e = 1500 - k \cdot \left[ \frac{5}{6} \cdot (Q_c + 0.2 \cdot Q_s) \right] > Q_e$$

donde  $C_e$  es la capacidad de la entrada en vehículos ligeros por hora (vl/h)

$Q_c$  es el tráfico que circula por el anillo, delante de la entrada (vl/h)

$Q_s$  es el tráfico de salida en el ramal analizado (vl/h)

$Q_e$  es el tráfico de entrada en el ramal analizado (vl/h)

$k$  es un coeficiente de corrección por la geometría del acceso:

1.00 para glorietas con calzada anular de un carril

0.90 en glorietas de pequeño diámetro (10-30 m.) con calzada anular de 8 m. de anchura media (2 carriles)

0.70 si se trata de glorietas de mayor diámetro, con calzada anular de al menos 8 m. (2 carriles)

También se ha observado que en glorietas de gran diámetro con calzada anular de dos carriles, una entrada de dos carriles aumenta la capacidad de la misma en un 40%; en este caso, la capacidad real se obtendrá multiplicando la anterior expresión por un coeficiente de 1.40:

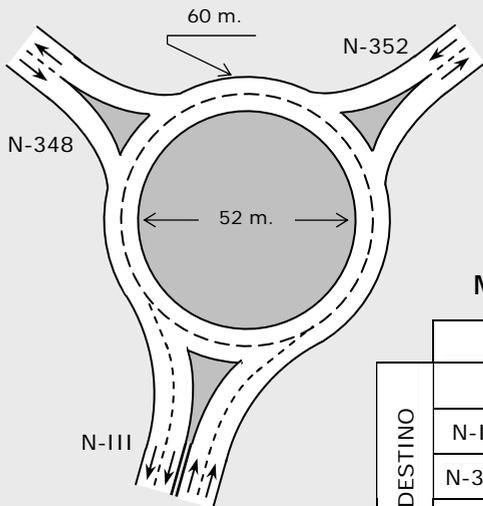
$$C_E = 1.40 \cdot \left[ 1500 - k \cdot \frac{5}{6} \cdot (Q_c + 0.2 \cdot Q_s) \right] > Q_e$$

Si la capacidad obtenida en alguna de las entradas es **insuficiente**, deberá procederse a rediseñar la intersección, ampliando el número de carriles de entrada, de salida o en el anillo. De acuerdo con las guías existentes, debe considerarse la utilización de **ramales directos** de giro a la derecha cuando el porcentaje de giros supere el 50% del total o *déficits* de tráfico superiores a los 300 v/h en hora punta.

**E.7 Cálculo de capacidad en glorietas**

El desmedido fanatismo de un técnico municipal por las glorietas ha llevado a la construcción de nada menos que 8 intersecciones giratorias en este último año. El Ayuntamiento, sabedor del mal funcionamiento de muchas de ellas, ha establecido un Plan de Remodelación a los efectos de mejorar su nivel de servicio.

Una de estas glorietas, situada en la confluencia de tres importantes ejes de comunicación, presenta las siguientes características geométricas y de tráfico:



**GEOMETRÍA**

- Diámetro islote: 52 m.
- Ancho anillo: 8 m. (2 carriles)
- Carriles de 3.5 m.
- Ancho entradas: 4 m.
- Ancho salidas: 5 m.

**MATRIZ ORIGEN-DESTINO**

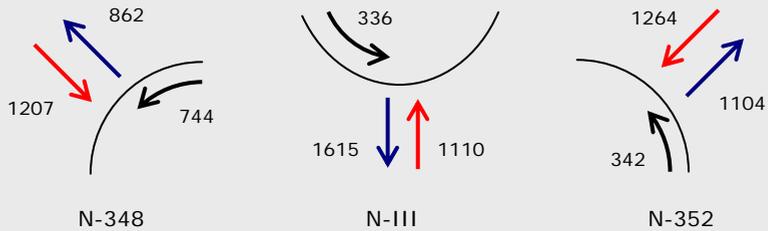
		ORIGEN		
		N-III	N-348	N-352
DESTINO	N-III	-	871	744
	N-348	342	-	520
	N-352	768	336	-

Datos en vehículos ligeros equivalentes por hora (vl/h)

**A la vista de los datos suministrados, se pide:**

**(a) Hallar la capacidad de cada uno de los ramales**

Para calcular la capacidad de cada ramal, es necesario procesar los datos suministrados por el estudio de origen/destino, dividiendo la glorieta en tres tramos, asimilables a intersecciones en T:



La intensidad que circula por el anillo antes de la entrada en cada tramo se calcula fácilmente consultando en la matriz origen destino la intensidad circulante entre los tramos intermedios. Por ejemplo, para el tramo que atañe a la N-III, la intensidad en el anillo será la correspondiente a la originada en la N-348 con destino a la N-352, es decir, 336 vl/h.

Una vez hallados los esquemas de tráfico en cada tramo, puede aplicarse la expresión para el cálculo de la capacidad de cada entrada, aplicando un coeficiente de corrección de *tráfico molesto* de 0.70, debido a las características geométricas de la glorieta. Al ramal de la N-III se le aplicará también un coeficiente global de 1.40, dado que su entrada presenta dos carriles, lo que aumenta considerablemente su capacidad.

Las fórmulas a emplear en cada caso serán:

$$C_E = 1500 - k \cdot \left[ \frac{5}{6} \cdot (Q_c + 0.2 \cdot Q_s) \right] \text{ para los ramales N-348 y N-352}$$

$$C_E = 1.40 \cdot \left[ 1500 - k \cdot \frac{5}{6} \cdot (Q_c + 0.2 \cdot Q_s) \right] \text{ para el ramal de la N-III}$$

Los resultados obtenidos se reflejan en la siguiente tabla:

RAMAL	$Q_c$	$Q_s$	TM	k	$C_e$	$Q_E$	$\Delta Q$
N-III	336	1615	659	0.70	<b>1454</b>	1110	+344
N-348	744	862	916	0.70	<b>859</b>	1207	-348
N-352	342	1104	563	0.70	<b>1106</b>	1264	-158

Datos en vl/h

**(b) Evaluar el nivel de servicio de la glorieta**

La interpretación de los excesos y, sobre todo, de los defectos de capacidad en los ramales llevan a concluir lo siguiente:

- En el ramal N-III, con una entrada de dos carriles, no existen problemas de capacidad, teniendo un amplio margen de seguridad de 344 vl/h.
- Los otros dos ramales (N-342 y N-352) presentan graves carencias de capacidad, especialmente el de la N-348, con un exceso de más de 300 vl/h.

En definitiva, la glorieta prestará un nivel de servicio **deficiente**, con lo cual se convierte en un elemento funcionalmente inválido.

**(c) Plantear posibles soluciones para un correcto funcionamiento**

Para revitalizar la glorieta existen dos posibles soluciones: la primera solución consistiría en habilitar un carril exclusivo de giro a la derecha en los ramales deficitarios (N-348 y N-352), con lo que gran parte del tráfico de entrada quedaría desviado; no obstante, se trata de una solución cara y no siempre factible, dada la gran necesidad de espacio que requiere. El resultado numérico de esta solución sería el siguiente:

RAMAL	Q <sub>c</sub>	Q <sub>s</sub>	TM	K	C <sub>e</sub>	Q <sub>E</sub>	ΔQ
N-III	336	744	485	0.70	<b>1625</b>	1110	+515
N-348	744	342	812	0.70	<b>931</b>	336	+595
N-352	342	1104	563	0.70	<b>1106</b>	744	+362

La segunda solución se basa en duplicar los carriles de acceso a los ramales deficitarios, de forma que su capacidad aumente en un 40%, al menos teóricamente. Aplicando esta segunda solución, las capacidades quedarían de esta forma:

RAMAL	Q <sub>c</sub>	Q <sub>s</sub>	TM	k	C <sub>e</sub>	Q <sub>E</sub>	ΔQ
N-III	336	1615	659	0.70	<b>1454</b>	1110	+344
N-348	744	862	916	0.70	<b>1203</b>	1207	<b>-4</b>
N-352	342	1104	563	0.70	<b>1547</b>	1264	+283

Además, esta segunda solución queda mucho más ajustada a la realidad y no tan sobredimensionada como la primera.



# 09

## INFRAESTRUCTURAS PEATONALES

El peatón siempre ha sido considerado un problema menor en el análisis y cálculo de infraestructuras urbanas; este olvido puede deberse en parte a la mayor **versatilidad** de movimientos que posee el cuerpo humano –máquina infinitamente más perfecta que el mejor de los vehículos- y su gran adaptación al medio en que se desenvuelve.

Sin embargo, en estos últimos años los proyectistas e ingenieros de tráfico están empezando a tomar conciencia de que el peatón debe ser considerado como un elemento con un significativo peso específico en el diseño de sistemas urbanos que ofrezcan una cierta calidad a sus usuarios.

De hecho, en los análisis de capacidad de vías urbanas el peatón representa una de las variables más importantes, es más, las **características peatonales** son un factor muy importante a considerar en el proyecto y operación de los sistemas de transportes urbanos.

El objeto de este capítulo no es otro que describir los principios básicos de la circulación peatonal en un marco general de análisis y establecer los procedimientos de cálculo aplicados a infraestructuras peatonales. Básicamente se estudiarán tres aspectos de la circulación peatonal: estudio genérico de la **circulación** en vías peatonales, análisis de **pasos peatonales** y dimensionamiento de **esquinas**, al ser estos dos últimos puntos críticos de acumulación.

## 1. COMPORTAMIENTO PEATONAL

En zonas urbanas la mayoría de las calles son utilizadas conjuntamente por peatones y vehículos, lo que hace indispensable el estudio del binomio peatón-automóvil para poder proyectar infraestructuras acordes a ambos grupos.

Aunque el individuo se comporta de forma racional y sus actos son en cierto modo **imprevisibles**, sí que puede abordarse el estudio de masas más o menos numerosas de peatones al regirse su comportamiento por leyes más simples que si enfocáramos el problema desde el punto de vista individual. De este modo, puede asemejarse el modelo peatonal al empleado para analizar las corrientes de tráfico.

Recordemos de capítulos anteriores que está estadísticamente comprobado que las **máxima distancia** admitida por el peatón para desplazarse sin usar ningún tipo de medio de transporte es de 300 m., dato a tener en cuenta en el proyecto de infraestructuras propias para su uso.

Asimismo la **velocidad media** de un peatón es –dependiendo de las condiciones de circulación- de 70 m/min., es decir, unos 4 km/h. Dentro de los distintos tipos de peatones existentes existe una amplia gama de velocidades, que van desde los 40-50 m/min de *aquellos que van mirando escaparates* y los 80 m/min de los *students* –estudiantes-, según el Transport Research Board norteamericano.

Esta gran diferencia con respecto a las velocidades de los vehículos hace necesaria la separación física de ambas corrientes de circulación para preservar a los primeros; aún así, la mejor arma para disminuir la accidentalidad es una buena educación vial.

## 2. TERMINOLOGÍA EMPLEADA

En el análisis de la circulación peatonal se emplea la terminología habitual de la Ingeniería de Tráfico, adaptando algunos términos y reemplazando otros en base a la distinta naturaleza del fenómeno a estudiar.

Definiremos así los siguientes conceptos:

- Velocidad peatonal (V): Es la velocidad de marcha peatonal media, expresada generalmente en metros por segundo. Puede medirse estimando el tiempo que tarda cada peatón en atravesar una determinada zona de la vía:

$$V = \frac{n \cdot L}{\sum_{i=1}^n t_i}$$

donde n es el número de peatones

L es la longitud del tramo considerado

- Anchura total o bruta (A): Aquella que posee la vía sometida a estudio.
- Anchura neta, libre o efectiva (A<sub>E</sub>): Es la anchura de la vía de que realmente dispone el peatón para circular por ella. Se calcula restando a la anchura total (A) los distintos obstáculos y restricciones existentes: fachadas, bordillos, arbolado, mobiliario urbano, etc.

$$A_E = A - \sum r_i$$

- Intensidad peatonal (I): Es el número de peatones que transitan por una determinada sección de la vía en la unidad de tiempo, expresándose frecuentemente en peatones por minuto (pt/min) o peatones por cada 15 minutos (pt/15 min):

$$I = \frac{\text{Número de peatones}}{\text{Tiempo}}$$

- Intensidad unitaria (i): Resultado de dividir la intensidad peatonal por la anchura neta de la vía. Es uno de los valores que se emplean para la determinación del nivel de servicio de infraestructuras peatonales. Normalmente se expresa en peatones por minuto y metro de ancho (pt/min/m)

$$i = \frac{I}{A_E}$$

- Densidad peatonal (δ): Se define como el número medio de peatones existentes por unidad de superficie, dentro de la zona peatonal estudiada. Suele expresarse en peatones por metro cuadrado (pt/m<sup>2</sup>):

$$\delta = \frac{n}{S}$$

- Ocupación o superficie peatonal (Ω): Es la magnitud inversa a la anterior, y define el número de metros cuadrados de vía disponibles para cada peatón, expresada normalmente en metros cuadrados por peatón (m<sup>2</sup>/pt):

$$\Omega = \frac{1}{\delta} = \frac{S}{n}$$

### 3. PRINCIPIOS DE LA CIRCULACIÓN PEATONAL

Los principios de circulación peatonal son análogos a los establecidos para los vehículos, así como las principales magnitudes que la definen: **intensidad**, **densidad**, **capacidad** y **nivel de servicio**, salvando las lógicas diferencias existentes entre uno y otro tipo de modelo.

Aparecen de este modo variables inexistentes en la circulación de vehículos, como la circulación contracorriente, la posibilidad de atravesar lateralmente una corriente peatonal ininterrumpida o la propiedad de poder efectuar cambios de dirección sin originar conflictos apreciables.

Además, se presentan una serie de **factores complementarios** de entorno que influyen en la utilización de este tipo de vías, como son:

- (a) Comodidad: Este factor engloba aspectos de tipo ambiental, como la protección frente a los agentes atmosféricos –sobre todo la lluvia-, la existencia de zonas climatizadas, escaparates, marquesinas y otros elementos atractivos para el peatón, y el buen estado de conservación de las vías de tránsito.
- (b) Conveniencia: En él se recogen aspectos como la distancia total caminada por el peatón, el camino más corto, las pendientes y el número de aceras confluentes, indicadores de dirección, planos de situación y otros elementos que contribuyan a facilitar y encauzar el desplazamiento de los viandantes.
- (c) Seguridad vial: Este aspecto se consigue separando los tráficos peatonal y de vehículos, empleando infraestructuras adecuadas para ello –ya comentadas en capítulos anteriores- y destinando zonas para uso exclusivo de peatones.
- (d) Seguridad pública: Comprende aspectos como el alumbrado, la amplitud del campo visual, la categoría de la vía, la marginalidad de la zona y su índice de delincuencia.
- (e) Economía: Hace referencia a los costes que se ocasionan al usuario en concepto de demoras y contratiempos, y a la relación del valor de los alquileres inmobiliarios y la densidad de locales comerciales en el entorno peatonal.

Estos factores complementarios forman en el peatón una idea global de la calidad ambiental existente en las vías peatonales, pudiendo condicionar el modo en que realice sus desplazamientos: por ejemplo, en zonas alejadas o marginales con un alto índice de criminalidad y baja densidad comercial, el sujeto elegirá el vehículo para desplazarse; sin embargo, en zonas céntricas y bien comunicadas puede que efectúe a pie al menos ciertos desplazamientos de corta distancia.

Básicamente, pueden distinguirse dos tipos de circulación peatonal:

- Anárquica o individual: Cada peatón circula siguiendo una pauta diferente, regulando **a voluntad** la velocidad a la que circula. Se da para situaciones de baja utilización de la vía peatonal.

- En grupo o pelotón (platoon): Los peatones se integran en una **masa** de una densidad más o menos uniforme, llevando todos ellos la misma dirección y sentido. Se da en circunstancias próximas al límite de capacidad de la vía.

### 3.1. Tipos de peatones

Ya se ha adelantado en la introducción que los peatones forman un grupo que, aunque se trata de forma unitaria y homogénea, es en realidad muy **heterogéneo** y se halla compuesto por individuos de diferente edad y condición social.

Dentro de estos grupos hallamos desde niños y ancianos –colectivos caracterizados por su baja velocidad- hasta jóvenes que caminan a velocidades muy superiores. Además, existe una segunda clasificación según el propósito del desplazamiento, pudiendo encontrar individuos que van de compras –a bajas velocidades, y con frecuentes parones que reducen el ancho efectivo de la vía- o personas *estresadas* o con prisa que caminan a una mayor velocidad y con trayectorias más impredecibles.

Por todo ello, el proyectista debe tener en cuenta este aspecto compositivo y hacer las correcciones oportunas para tener en cuenta a aquellos peatones cuyo comportamiento se desvía de los habitualmente considerados como normales, y reflejados en las curvas básicas de **velocidad, intensidad y densidad**.

### 3.2. Curva velocidad-densidad

Se observa –como por otra parte era de prever- un descenso de la velocidad media a medida que aumenta la densidad peatonal.

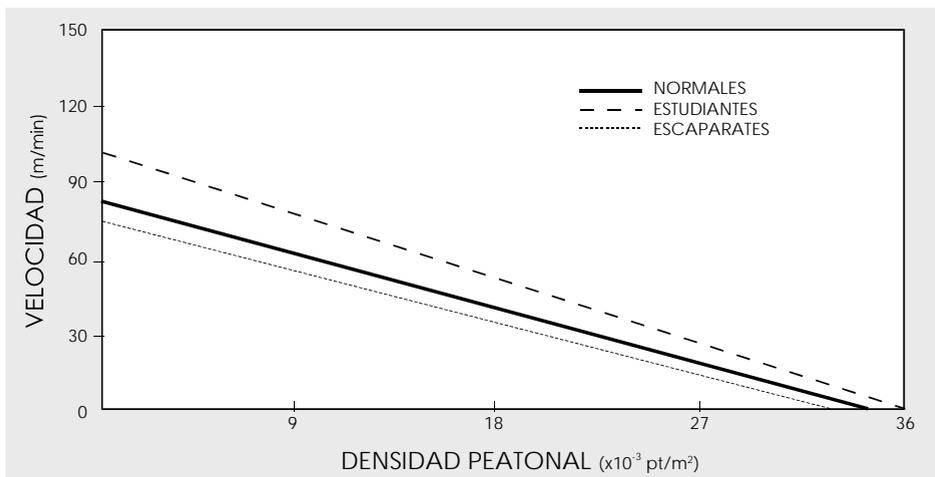


Fig. 9.1 – Curva velocidad-densidad peatonal

También es interesante el estudio de la curva velocidad-ocupación, que ofrecerá análogos resultados:

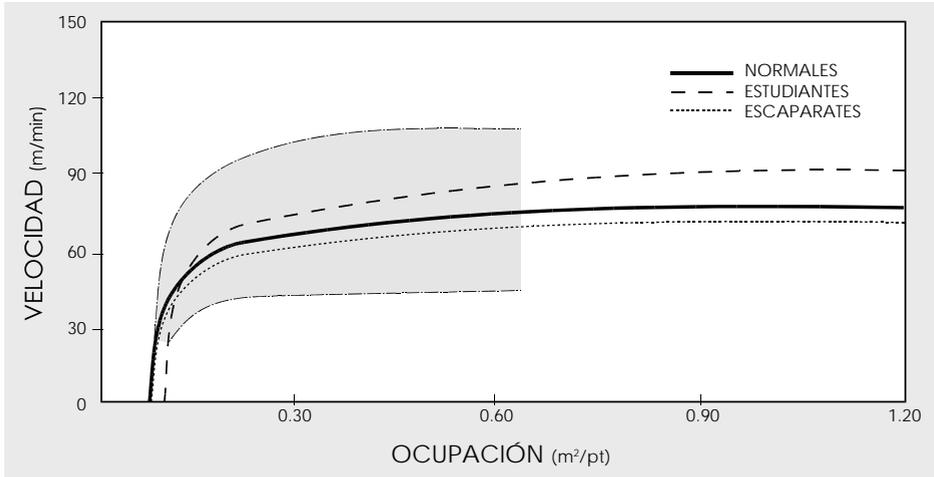


Fig. 9.2 – Curva velocidad-ocupación peatonal

### 3.3. Curva intensidad-densidad

El estudio de la curva intensidad-densidad o su inversa, intensidad-ocupación, es interesante desde el punto de vista de la capacidad de la vía, indicada por el máximo de la curva.

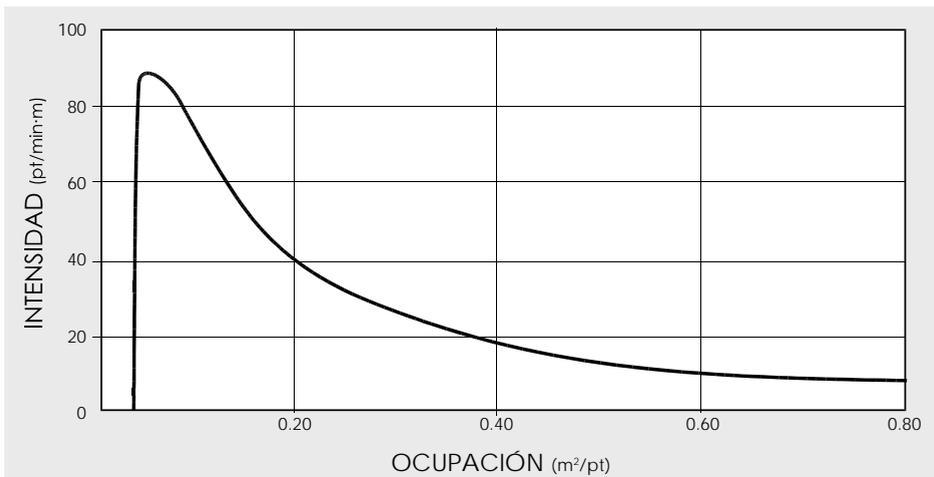


Fig. 9.3 – Curva intensidad-ocupación peatonal

Esta curva representa la llamada **relación fundamental del tráfico peatonal**, que análogamente a la ya vista en el caso del tráfico rodado, obedece a la siguiente ecuación:

$$I = V \cdot \delta$$

o bien, tal y como refleja la curva,

$$I = \frac{V}{\Omega}$$

es decir, que para una velocidad determinada –constante–, la intensidad decrece de forma inversamente proporcional a la ocupación, tal y como era de prever.

### 3.4. Curva velocidad-intensidad

Este tipo de curva es muy semejante a la obtenida para vehículos; pone de manifiesto que cuando circula un reducido número de peatones, hay espacio suficiente como para adoptar mayores velocidades de marcha. A medida que la intensidad aumenta, las velocidades se reducen debido a la mayor interacción entre peatones hasta llegar a un punto en que la situación es insostenible, generándose aglomeraciones y cayendo en picado tanto la intensidad como la velocidad.

Al igual que en el anterior caso, el máximo según el eje de abscisas indica la capacidad de la vía.

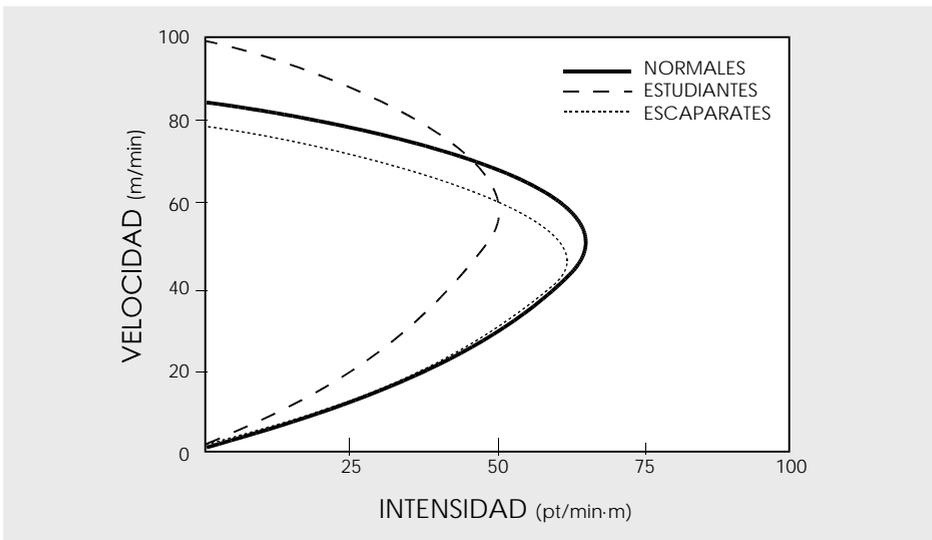


Fig. 9.4 – Curva velocidad-intensidad peatonal

### 3.5. Distribución de las velocidades

Como ya se ha comentado, no todos los peatones circulan a la misma velocidad. Si se efectúa un estudio de campo de las velocidades a las que circula cada peatón, obtendremos una curva que obedecería a la *gaussiana* o campana de Gauss característica de cualquier distribución normal:

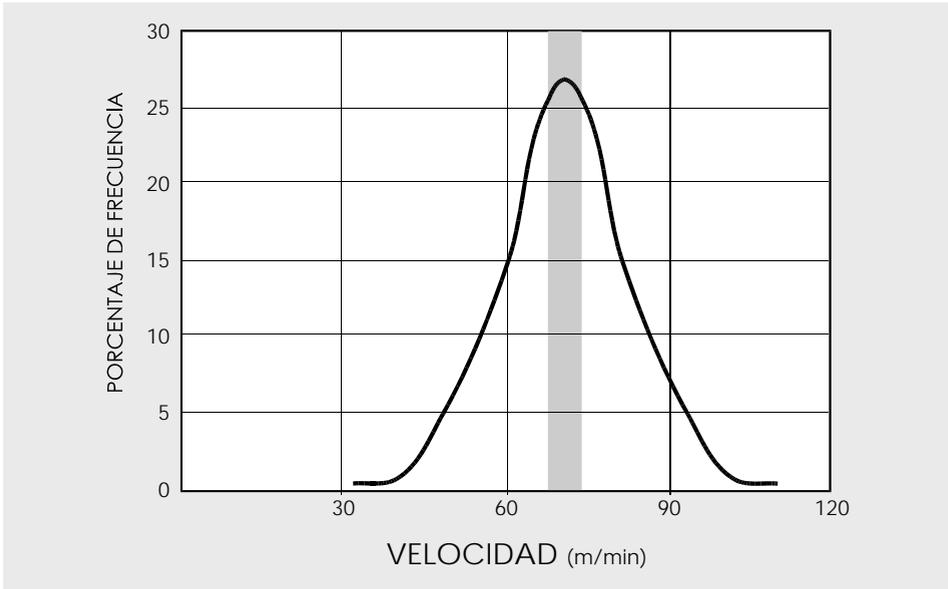


Fig. 9.5 – Distribución típica de las velocidades peatonales

## 4. ANCHURA EFECTIVA DE LA VÍA PEATONAL

El análisis de la circulación peatonal no debe realizarse contabilizándose el número de *carriles virtuales* existentes en la zona de tránsito, ya que se ha demostrado experimentalmente que los viandantes no caminan formando filas o carriles preestablecidos. Únicamente puede utilizarse este concepto para saber cuál puede ser el número máximo de personas que pueden circular en paralelo, sabiendo que la distancia mínima con la que dos peatones no se interfieren es de 75 cm. Si ambos peatones se conocen, esta distancia se reduce a 65 cm., para la cual ya existe una alta probabilidad de contacto.

Se denomina **anchura libre o efectiva** de la vía a la franja transversal que realmente puede ser empleada por los peatones para su libre tránsito. Los peatones, durante su recorrido, tienden a salvaguardarse de la calzada y a no caminar próximos a las fachadas de los edificios. Este aspecto produce una merma inicial de la anchura

eficaz de la vía peatonal, que se ve agravada por la presencia de obstáculos adicionales, como la presencia de personas mirando los escaparates o la existencia de mobiliario urbano: báculos de alumbrado, arbolado, jardineras, papeleras, cabinas de teléfono, etc.

El grado en que los objetos puntuales no periódicos influyen en la circulación peatonal no está excesivamente documentado, aunque lo que sí se sabe con certeza es que al menos en sus inmediaciones, reducen el ancho eficaz de la vía.

A continuación se detalla una relación de diferentes elementos presentes en la vía peatonal, y la influencia que tienen en la reducción del ancho eficaz de la misma. Naturalmente, los valores responden a modelos genéricos y son por tanto orientativos, debiendo particularizarse para un estudio más concreto del problema:

## T.20 Merma de anchura producida por elementos urbanos

Obstáculo	r (m)	Obstáculo	r (m)
<b>LÍMITES VÍA PEATONAL</b>		<b>JARDINERÍA</b>	
Línea de fachada	0.45	Árboles	0.61 – 1.22
Fachada	0.60	Jardineras	1.52
Fachada con escaparate	0.90	<b>USOS COMERCIALES</b>	
Bordillo	0.45	Tenderetes	1.22 – 1.81
<b>MOBILIARIO URBANO</b>		Kioskos	1.50 – 3.26
Báculos de alumbrado	0.75 – 1.10	Elementos de publicidad	0.80 – 1.23
Semáforos	0.90 – 1.22	Fila de mesas	1.06 - 1.21
Alarmas contra incendios	0.75 – 1.13	<b>ACCESOS</b>	
Hidrantes	0.75 - 0.91	Escaleras parking/metro	1.66 – 2.13
Señales de tráfico	0.61 – 0.75	Rejillas de ventilación	1.83
Parquímetros	0.61	Sótanos	1.52 – 2.13
Buzones postales	0.97 – 1.13	<b>ELEMENTOS RESALTADOS</b>	
Cabinas de teléfono	1.22	Pilares	0.75 -0.91
Papeleras	0.91	Porches y soportales	0.61 - 1.83
Bancos	0.52	Acometidas	0.30
Paradas de autobús		Soportes de toldos	0.75
con banco de espera	1.73 – 1.95		
señal exclusivamente	0.60 – 0.87		

Fuente: Manuel de Capacidad de Carreteras

En **obstáculos puntuales**, deberá añadirse a la propia anchura del objeto un margen de entre 0,30 y 0,45 m. en concepto de distancia de seguridad que guarda el peatón.

## 5. NIVELES DE SERVICIO EN VÍAS PEATONALES

Los criterios seguidos para establecer los diferentes niveles de servicio en la circulación peatonal están basados en medidas subjetivas que, por lo tanto, pueden resultar imprecisas o alejadas de la realidad. No obstante, magnitudes como la intensidad, ocupación, la densidad peatonal o la velocidad son suficientes para hacerse una idea de la calidad de la circulación de una vía.

Quizás sea esta último criterio –la **velocidad**– el más indicativo de todos ellos, dada su fácil observación y medida, así como por su capacidad de describir muy bien la sensación de calidad percibida por los peatones.

En base a todos estos criterios se han establecido una serie de **niveles de servicio** para la evaluación global de la calidad de la vía, cuya nomenclatura y funcionamiento es idéntico al ya visto para vehículos. En esta tabla se detallan los diferentes niveles y las condiciones exigibles en cada uno de ellos:

T.21		Niveles de servicio en vías peatonales			
	Ocupación (m <sup>2</sup> /pt)	V (m/min)	i (pt/min/m <sup>2</sup> )	i/c	
A	≥ 11.70	≥ 78	≤ 7	≤ 0.08	
B	≥ 3.60	≥ 75	≤ 23	≤ 0.28	
C	≥ 2.16	≥ 72	≤ 33	≤ 0.40	
D	≥ 1.35	≥ 68	≤ 49	≤ 0.60	
E	≥ 0.54	≥ 45	≤ 82	≤ 1.00	
F	< 0.54	< 45	Variable		

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

A continuación realizaremos una breve descripción de todos ellos:

- Nivel de servicio A:** Los peatones prácticamente caminan en la trayectoria que desean, sin verse obligados a modificarla por la presencia de otros peatones. Se elige **libremente** la velocidad de marcha, y los conflictos entre los viandantes son poco frecuentes.
- Nivel de servicio B:** Proporciona la superficie suficiente para permitir que los peatones elijan libremente su velocidad de marcha, se adelanten unos a otros y eviten los conflictos al entrecruzarse entre sí. En este nivel, los

peatones comienzan a acusar la presencia del resto, hecho que manifiestan en la elección de sus trayectorias.

- (c) Nivel de servicio C: Existe la superficie suficiente para seleccionar una **velocidad normal** de marcha y permitir el adelantamiento, principalmente en corrientes de sentido único de circulación. En el caso de que también haya movimiento en sentido contrario –o incluso entrecruzado- se producirán ligeros conflictos esporádicos y las velocidades y el volumen serán menores.
- (d) Nivel de servicio D: Se restringe la libertad individual de elegir la velocidad normal de marcha y el adelantamiento. En el caso de que haya movimientos de entrecruzado o en sentido contrario existe una alta probabilidad de que se presenten conflictos, siendo precisos **frecuentes cambios de velocidad** y de posición para eludirlos. Este nivel de servicio proporciona un flujo razonablemente fluido; no obstante, es probable que se produzca entre los peatones unas fricciones e interacciones notables.
- (e) Nivel de servicio E: Prácticamente todos los peatones verán **restringida** su velocidad normal de marcha, lo que les exigirá con frecuencia modificar y ajustar su paso. En la zona inferior de este nivel, el movimiento hacia delante sólo es posible mediante una forma de avance denominada *arrastre de pies*. No se dispone de la superficie suficiente para el adelantamiento de los peatones más lentos. Los movimientos en sentido contrario o entrecruzados sólo son posibles con extrema dificultad. La intensidad de este nivel se identifica con la **capacidad** de la vía peatonal, lo que origina detenciones e interrupciones en el flujo.
- (f) Nivel de servicio F: Todas las velocidades de marcha se ven frecuentemente restringidas y el avance sólo se puede realizar mediante el paso de *arrastre de pies*. Entre los peatones se producen frecuentes e inevitables contactos, y los movimientos en sentido contrario y entrecruzados son virtualmente imposibles de efectuar. El flujo es esporádico e inestable, y se producen frecuentes colas y aglomeraciones.

## 5.1. Efecto de los pelotones de peatones

Las intensidades generalmente empleadas para el cálculo de niveles de servicio corresponden a valores medios, tomados generalmente en los 15 minutos más cargados de una hora punta. Sin embargo, las intensidades pueden sufrir **fluctuaciones** en periodos de tiempo más reducidos –del orden de 1 ó 2 minutos- llegando éstas a doblar el valor medio.

Estos picos son producidos por la llegada de oleadas de peatones conformando pelotones; un claro ejemplo de este tipo de situaciones se produce en las inmediaciones de zonas destinadas al transporte colectivo, que dan salida a gran cantidad de personas

en cortos periodos, permaneciendo prácticamente vacías el resto del tiempo. Otra causa por la que se originan los pelotones es el repentino estrechamiento de la vía peatonal, lo que provoca que los peatones más rápidos no dispongan de espacio suficiente para adelantar a los más lentos y se vean obligados a adoptar la velocidad de estos últimos.

Se ha comprobado experimentalmente que la relación que liga a la intensidad media ( $i$ ) y la intensidad de pelotones ( $i_p$ ) es una recta con la siguiente ecuación:

$$i_p = i + 13.12$$

expresando las intensidades en peatones por minuto y metro, y siempre y cuando la intensidad unitaria supere el valor de 1.64 pt/min/m, por debajo del cual apenas tiene influencia el efecto de los pelotones.

De todo ello se deduce que el **nivel de servicio** que ofrece la vía se ve reducido generalmente en un grado cuando se forman pelotones. Este aspecto debe tenerse muy en cuenta en aquellas zonas donde la formación de pelotones es frecuente, debiéndose adoptar el valor de su intensidad para el dimensionamiento de la vía peatonal.

## 6. NIVELES DE SERVICIO EN ZONAS DE ACUMULACIÓN

Existen zonas de la vía donde el peatón se halla detenido temporalmente a la espera de efectuar un determinado movimiento –cruzar una calle- o de emplear un determinado servicio, como coger un autobús o ver una película, por ejemplo. Este tipo de situaciones puede incluso extrapolarse a determinadas instalaciones como ascensores, autobuses o metros.

La medida de la calidad de estas zonas, llamadas de acumulación o de formación de colas, se rige –al igual que en el caso anterior- por una serie de niveles de servicio, determinados en función de la superficie media por peatón, la comodidad que experimenta el mismo y el grado de movilidad interna.

Los niveles de servicio aplicables a estas zonas se resumen en la siguiente tabla:

T.22		Niveles de servicio en zonas de acumulación					
		A	B	C	D	E	F
$\Omega$ (m <sup>2</sup> /pt)		1.17	0.90	0.63	0.27	0.18	0.18
		$\infty$	1.17	0.90	0.63	0.27	0
d (m)		1.22	0.91	0.61	0.61	0.61	-
		$\infty$	1.00	0.91	-	-	-

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras

Las condiciones existentes en cada nivel de servicio se describen seguidamente:

- (a) Nivel de servicio A: Son posibles los movimientos de parada y **libre circulación** a través de la zona de espera sin causar molestias a los integrantes de la cola. La densidad peatonal es muy baja.
- (b) Nivel de servicio B: La circulación es posible, aunque **parcialmente restringida** en determinados momentos, sin molestar apenas a los integrantes de la cola.
- (c) Nivel de servicio C: A diferencia del anterior nivel, aunque la parada y la circulación –también restringida- son posibles, se causan ciertas **molestias** a los peatones que se hallan en espera.
- (d) Nivel de servicio D: Todavía es posible la parada sin que haya contacto físico; la circulación en el interior de la cola se halla **muy restringida** y el movimiento hacia delante sólo es posible para todo el grupo en conjunto. En este nivel, las esperas prolongadas resultan incómodas.
- (e) Nivel de servicio E: En la parada, el contacto físico resulta inevitable, imposibilitándose la circulación dentro de la zona de acumulación de peatones. La **formación de colas** en este nivel debe sólo prolongarse durante breves periodos de tiempo para que no se produzca una incomodidad exagerada.
- (f) Nivel de servicio F: Prácticamente todas las personas que forman la cola se hallan en contacto físico directo con aquéllas que les rodean. Esta densidad resulta **extremadamente incómoda**, no siendo posible ningún movimiento dentro de la zona afectada. En grandes aglomeraciones, existe la capacidad potencial de que se produzcan situaciones de pánico generalizado.

## 7. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Una vez estudiada la problemática peatonal y las armas de las que se dispone para hacerle frente, se procederá a continuación a analizar los tres casos más comunes que pueden presentarse de cara al proyecto de infraestructuras peatonales: **vías peatonales**, **pasos de peatones** y zonas de intersección de vías peatonales o **esquinas**.

### 7.1. Vías peatonales

Su cálculo se basa en el aforo peatonal de los 15 minutos punta. El tramo central –existente entre dos esquinas- del vial se debe aforar durante distintos periodos de tiempo a lo largo del día, para así determinar las variaciones de la circulación en cada

sentido. En caso de estudiar zonas de nueva o futura construcción, deberá preverse la demanda futura, al igual que se hace en tráfico rodado.

La metodología desarrollada precisa una secuencia específica de cálculo que se expone seguidamente:

- (a) Datos necesarios: Para el caso de vías existentes, la recogida de datos se realiza mediante un estudio de campo; en el caso de proyectos, se realizarán distintas hipótesis sobre la demanda prevista. Los datos básicos a obtener de dichos estudios son:

- Aforo correspondiente a los 15 minutos punta ( $Q_{p,15}$ ), medido en peatones cada 15 minutos (pt/15 min).
- Anchura total de la vía peatonal ( $A$ ), en metros.
- Identificación y localización de los obstáculos presentes en la vía.

- (b) Cálculo de la anchura efectiva: La anchura neta de la vía ( $A_E$ ) se determina sustrayendo a la anchura total ( $A$ ) aquellas partes no empleables por el peatón para realizar su recorrido ( $r_i$ ), y cuyo valor orientativo se encuentra en la **Tabla T.20**:

$$A_E = A - \sum r_i$$

- (c) Obtención de la intensidad unitaria ( $i$ ): A partir de los datos obtenidos en los apartados anteriores, la intensidad unitaria se obtiene empleando la siguiente expresión:

$$i = \frac{Q_{p,15}}{15 \cdot A_E}$$

- (d) Cálculo de la intensidad de los pelotones: Esta intensidad cobra especial importancia si la formación de pelotones es frecuente, como ya se ha comentado en el apartado 5.1. La intensidad de pelotones viene dada por la siguiente recta:

$$i_p = i + 13.12$$

- (e) Determinación del nivel de servicio: Tanto para las condiciones medias de intensidad ( $i$ ), como para el caso de existencia de pelotones ( $i_p$ ). Para ello se emplearán los criterios expresados en la **Tabla T.21** del presente capítulo.

- (f) Evaluación de los resultados: Una vez obtenidos los distintos niveles de servicio, la misión del encargado de realizar el estudio es evaluar dichos resultados, sacar las conclusiones oportunas y, en caso de que fuera necesario, sugerir o adoptar las medidas necesarias para mejorar la calidad de la vía.

En una céntrica calle alicantina se ha realizado un aforo peatonal, contabilizándose intensidades de 2.320 peatones en un intervalo de 15 minutos. En dicha calle, de 8 m. de anchura y marcado carácter comercial, se sitúan en la misma alineación los siguientes elementos:

- Báculos de alumbrado de 7 m. de altura.
- Arbolado de 2-2.5 m. de altura.
- Bancos situados entre los árboles.
- Entradas peatonales a un estacionamiento subterráneo.
- Existencia de paradas de autobús.

A la vista de estos datos, se pide:

**(a) Determinar la capacidad de la vía peatonal**

Para poder determinar la capacidad de la vía, antes debemos calcular el ancho eficaz de la misma. Para ello, debemos tener en cuenta la existencia de obstáculos urbanos que impidan la libre circulación de peatones por determinadas zonas de la vía peatonal.

En este caso, al tratarse de una zona comercial, consideraremos que existen escaparates en las fachadas. Además, debe descontarse el ancho ocupado por el bordillo y el mayor de los elementos enumerados en el enunciado, ya que todos ellos se hallan alineados. Así, tendremos el siguiente cuadro:

Elemento	Rango de restricciones	Restricción considerada
Fachada con escaparates	0.90 m	0.90 m
Arbolado	0.61 – 1.22 m	2.13 m
Báculos de alumbrado	0.75 – 1.10 m	
Entrada parking subterráneo	1.66 - 2.13 m	
Paradas de autobús	1.73 – 1.95 m	
Bordillo (ancho estricto)	0.20 m	0.20 m
<b>TOTAL RESTRICCIONES</b>		<b>3.23 m.</b>

Dado que no disponemos de datos más precisos, debemos ponernos siempre en el peor de los casos, escogiendo el ancho más restrictivo.

El ancho eficaz a considerar será:

$$A_E = A - \sum r_i = 8.00 - 3.23 = 4.77 \text{ m}$$

Para determinar la capacidad de la vía, que no es más que la máxima intensidad que ésta puede albergar, acudiremos a la tabla de niveles de servicio y tomaremos la intensidad unitaria correspondiente al nivel E, que define la capacidad:

$$I_E = 82 \text{ pt/min/m}$$

La capacidad de la vía se obtendrá multiplicando esta intensidad unitaria por el ancho efectivo de la misma:

$$C = A_E \cdot i_E = 4.77 \cdot 82 = 391 \text{ pt/min}$$

**(b) Determinar su nivel de servicio medio y de pelotones**

En este apartado deberemos efectuar la operación inversa; sabiendo la intensidad peatonal, la dividiremos por el ancho efectivo para conocer la intensidad unitaria. El flujo de peatones por minuto es:

$$I = \frac{N}{t} = \frac{2320}{15} = 155 \text{ pt/min}$$

La intensidad unitaria se obtiene de manera inmediata:

$$i = \frac{I}{A_E} = \frac{155}{4.77} = 32.5 \text{ pt/min/m}$$

Consultando la tabla de N.S., observamos que el nivel de servicio de la vía se halla en la zona B aunque muy cerca del C, lo que indica que la calidad que ofrece es alta.

La intensidad de pelotones tiene mucho interés en este tipo de vías situadas en las cercanías de grandes centros comerciales, en las que el efecto de las oleadas de pelotones tiene gran influencia. La intensidad de pelotones será:

$$i_p = i + 13.12 = 32.5 + 13.12 = 45.62 \text{ pt/min/m}$$

En este caso, la vía se encuentra en un nivel de servicio C, muy aceptable.

**(c) Estudiar la viabilidad de sacrificar parte de la acera para construir una zona de estacionamiento en línea.**

La construcción de un estacionamiento en línea supone agregar una nueva restricción de ancho de al menos 2.15 m., según se vio en el Capítulo 4. De esta forma, el ancho efectivo de la vía quedará reducido a 2.62 m.

Para este nuevo ancho eficaz, la intensidad unitaria de la vía será:

$$i = \frac{I}{A_E} = \frac{155}{2.62} = 59.16 \text{ pt/min/m}$$

Lo que situaría a la vía en un nivel de servicio D, asumible aunque inaceptable para vías situadas en zonas tan transitadas.

Si estudiamos la intensidad de pelotones, vemos que se sitúa relativamente cerca de la capacidad de la vía.

$$i_p = i + 13.12 = 59.16 + 13.12 = 72.28 \text{ pt/min/m}$$

Por tanto, podría concluirse que la habilitación de parte de la vía peatonal para el estacionamiento de vehículos provocaría una drástica reducción del nivel de servicio, aunque sería viable su construcción.

## 7.2. Pasos de peatones

Las características de circulación en pasos de peatones son similares a las estudiadas en el caso de las aceras. Sin embargo, debido a la regulación semaforizada existente en los cruces se favorece la circulación en pelotón de los peatones, alterando la velocidad normal de marcha, que desciende hasta los 1.35 m/s.

El concepto de nivel de servicio desarrollado con anterioridad para vías peatonales puede aplicarse también a esta situación, haciendo la salvedad de que tanto el ciclo de los semáforos como cada una de sus fases puede modificar las hipótesis iniciales adoptadas para el cálculo de estos niveles.

Los **pasos peatonales** pueden analizarse como zonas tiempo-espacio, es decir, cada peatón necesitará utilizar un cierto espacio durante un periodo de tiempo, impidiendo el paso de otro peatón por el mismo lugar. En base a este criterio, se define un procedimiento para determinar el nivel de servicio de un paso peatonal, y que a continuación se desarrolla:

- (a) Datos iniciales: En este tipo de situaciones, se necesita conocer los siguientes datos objetivos:
- Anchura y longitud del pasos peatonales ( $A_p$ ,  $L_p$ ) en metros.
  - Reglaje peatonal del semáforo ( $V_p$ ,  $R_p$ ,  $C$ ) en segundos.
  - Peatones que se incorporan al paso peatonal ( $I_e$ ) en pt/min o pt/C.
  - Peatones que se salen del cruce en cuestión ( $I_s$ ) en pt/min o pt/C.
- (b) Obtención del tiempo-espacio disponible ( $TS_p$ ): El tiempo-espacio disponible en un paso peatonal se define como el producto de su superficie por el intervalo de verde en la fase peatonal.

$$TS_p = S_p \cdot \frac{V_p}{60} = A_p \cdot L_p \cdot \frac{V_p}{60}$$

estando  $TS_p$  en  $m^2 \cdot \text{min.}$ ,  $A_p$  y  $L_p$  en metros y  $V_p$  en segundos.

En el caso de que el semáforo no disponga de indicador visual específico para peatones (figuras que indican si el peatón puede pasar o no), deben reducirse 3 segundos a la fase peatonal considerada.

- (c) Cálculo del tiempo medio de cruce ( $t_p$ ): Se define como aquél que tarda un peatón medio en atravesar el paso peatonal. Si se toman los 1.35 m/s indicados anteriormente, el tiempo medio vendrá dado por la expresión:

$$t_p = \frac{L_p}{V} = \frac{L_p}{1.35}$$

estando  $t_p$  en segundos,  $L_p$  en metros y  $V$  en metros por segundo.

- (d) Determinación del tiempo total de ocupación del cruce ( $T_p$ ): El tiempo total de ocupación se calcula multiplicando el tiempo medio de cruce por el número de viandantes que lo utilizan en cada ciclo semafórico:

$$T_p = (I_E + I_S) \cdot \frac{t_p}{60}$$

donde  $T_p$  es el tiempo total de ocupación en pt·min

$I_e$  es el volumen de peatones que entran en el cruce –tomando uno de los extremos como referencia- en un ciclo semafórico, en pt/C

$I_s$  es el volumen de peatones que salen del cruce por dicha acera en un ciclo semafórico, en pt/Ciclo

$t_p$  es el tiempo medio de cruce en segundos

- (e) Cálculo del nivel de servicio: Para averiguar cuál es el nivel de servicio del paso peatonal, previamente hemos de calcular la ocupación media, es decir, la superficie de la que dispone cada peatón al efectuar el cruce:

$$\Omega_p = \frac{TS_p}{T_p}$$

donde  $\Omega_p$  es la ocupación media en  $m^2/\text{pt}$

$TS_p$  es el tiempo-espacio total disponible, en  $m^2 \cdot \text{min}$

$T_p$  es el tiempo total de ocupación en pt·min

Con la el valor de ocupación hallado, la determinación del nivel de servicio es inmediata entrando en la **Tabla T.21**, incluida en este capítulo.

- (f) Análisis de la oleada máxima: No sólo se debe analizar el paso para las condiciones medias de circulación, sino que también es necesario saber qué nivel de servicio prestará en el caso de que alcance su número máximo de usuarios. Esto ocurre cuando los peatones de cabeza de los ambos pelotones alcanzan el extremo contrario del cruce, respectivamente. De esta forma, el número máximo de peatones existentes en el cruce será:

$$Q_{\text{máx}} = (I_E + I_S) \cdot \frac{(R_p + t_p)}{60}$$

siendo  $(I_E + I_S)$  el volumen total de peatones que llegan al cruce por ambos extremos, en pt/min

$R_p$  es el tiempo de rojo peatonal del semáforo en segundos, empleado para estimar el número de peatones en espera. Se añadirán 3 segundos a dicho valor en el caso de no existir indicadores visuales de cruce.

$t_p$  es el tiempo medio de cruce en segundos, introducido para tener en cuenta aquellos peatones que se van incorporando una vez el semáforo está en verde.

$Q_{\text{máx}}$  es la máxima oleada en pt

El nivel de servicio se calculará hallando la ocupación media y consultando, al igual que en el epígrafe anterior, la **Tabla T.21**:

$$\Omega = \frac{S_p}{Q_{\text{máx}}} = \frac{L_p \cdot A_p}{Q_{\text{máx}}}$$

donde  $\Omega_p$  es la ocupación media en  $\text{m}^2/\text{pt}$

$S_p$  es la superficie total disponible en  $\text{m}^2$

$Q_{\text{máx}}$  es la máxima oleada en pt

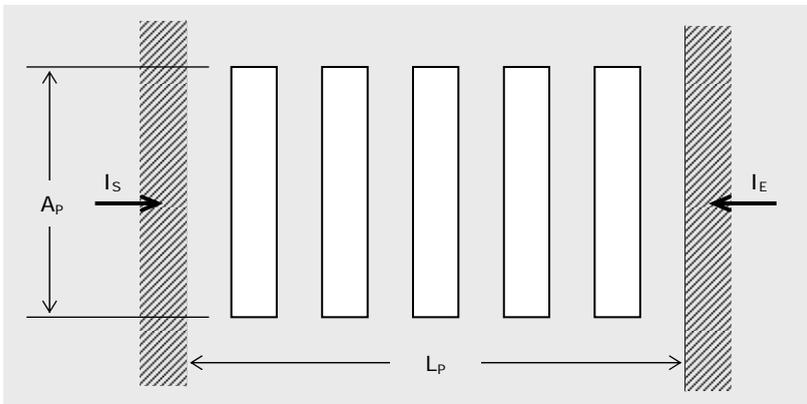


Fig. 9.6 – Elementos de partida para el cálculo de pasos peatonales

**S.13**      **Formulario para el análisis de pasos peatonales**

FECHA	<b>REGLAJE DEL SEMÁFORO (segundos)</b>		
EMPLAZAMIENTO	Ciclo = _____ s		
CIUDAD/PROVINCIA	V <sub>P</sub> = _____ s	R <sub>P</sub> = _____ s	
	<b>INTENSIDADES PEATONALES</b>		
	Intensidad	Pt/Min	Pt/C
	I <sub>ce</sub>		
	I <sub>cs</sub>		
	I <sub>de</sub>		
	I <sub>ds</sub>		
	I <sub>a,b</sub>		
I <sub>t</sub>			
SUPERFICIES DE LOS CRUCES PARA PEATONES			
$S_c = L_c \cdot A_c = \text{_____ m}^2$ $S_d = L_d \cdot A_d = \text{_____ m}^2$			
TIEMPO-SUPERFICIE DE LOS CRUCES PARA PEATONES			
$TS_c = S_c \cdot (V_P - 3) \cdot 60 = \text{_____ m}^2 \cdot \text{min}$ $TS_d = S_d \cdot (V_S - 3) \cdot 60 = \text{_____ m}^2 \cdot \text{min}$			
TIEMPO DE CIRCULACIÓN			
$t_{pc} = L_c / 1.35 = \text{_____ s}$ $t_{pd} = L_d / 1.35 = \text{_____ s}$			
TIEMPO DE OCUPACIÓN DEL CRUCE PARA PEATONES (utilizar pt/C)			
$T_{pc} = (I_{ce} + I_{cs}) \cdot (t_{pc} / 60) = \text{_____ pt} \cdot \text{min}$ $T_{pd} = (I_{de} + I_{ds}) \cdot (t_{pd} / 60) = \text{_____ pt} \cdot \text{min}$			
SUPERFICIE PEATONAL Y N.S.			
$\Omega_c = TS_c / T_{pc} = \text{_____ m}^2/\text{pt}$ ; N.S. = _____ $\Omega_d = TS_d / T_{pd} = \text{_____ m}^2/\text{pt}$ ; N.S. = _____			
OLEADA MÁXIMA (utilizar pt/min)			
$Q_{mc} = (I_{ce} + I_{cs}) \cdot (R_p + t_{pc} + 3) / 60 = \text{_____ m}^2/\text{pt}$ $Q_{md} = (I_{de} + I_{ds}) \cdot (R_p + t_{pd} + 3) / 60 = \text{_____ m}^2/\text{pt}$			
SUPERFICIE Y N.S. DE OLEADA			
$\Omega_{c,max} = S_c / Q_{mc} = \text{_____ m}^2/\text{pt}$ ; N.S. = _____ $\Omega_{d,max} = S_d / Q_{md} = \text{_____ m}^2/\text{pt}$ ; N.S. = _____			

### 7.3. Análisis de esquinas

El problema de las zonas de intersección entre dos vías peatonales –comúnmente denominadas esquinas- es más complejo que los planteados hasta ahora, al ser puntos críticos donde se produce la **confluencia** de diversos flujos peatonales: los que circulan por cada una de las aceras, el proveniente del paso peatonal –caso de que existiera- y la masa peatonal que espera a cruzar la calle.

Las esquinas presentan una distribución de su superficie en dos zonas:

- Zona de circulación: Aquella empleada para el tránsito normal de peatones, tanto para los que doblan la esquina como para los que se incorporan desde el cruce peatonal o para los que llegan a la cola de la fase roja de cruce.
- Zona de espera: Es la necesaria para acomodar a aquellos peatones que se hallan en espera de cruzar la calle durante la fase roja peatonal.

Para el estudio de estas zonas se hace necesario el análisis de las posibles direcciones que un peatón puede seguir al llegar a la esquina; para cada uno de los movimientos posibles, existen tres opciones a elegir: proseguir en la misma dirección, girar a la izquierda o girar a la derecha. En el siguiente esquema se ven reflejados las doce posibles combinaciones:

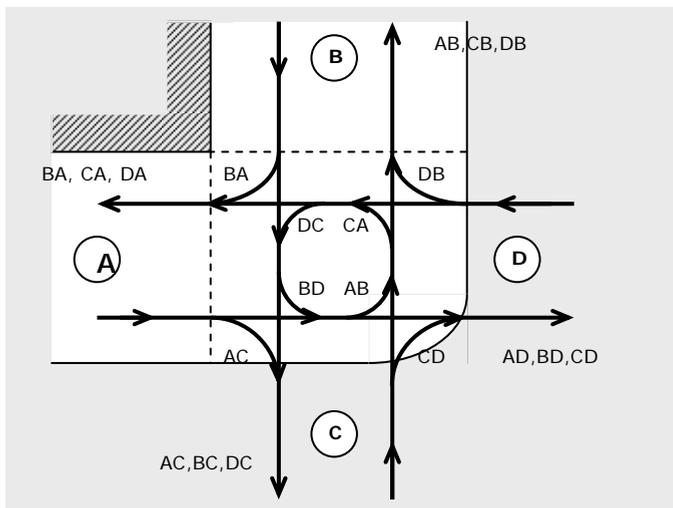


Fig. 9.7 – Posibles movimientos en una esquina

Las esquinas en ocasiones se relacionan íntimamente con los pasos peatonales y al igual que éstos funcionan como zonas tiempo-espacio, donde existen peatones circulando, peatones esperando y peatones cruzando. Para el buen funcionamiento de la zona, debe procurarse que la totalidad del tiempo-espacio disponible se distribuya según

las necesidades de cada uno de estos grupos, bien ampliando la superficie de la esquina o variando el reparto del tiempo del ciclo semafórico. Este último aspecto refleja una clara relación entre la circulación peatonal y de vehículos en zonas urbanas.

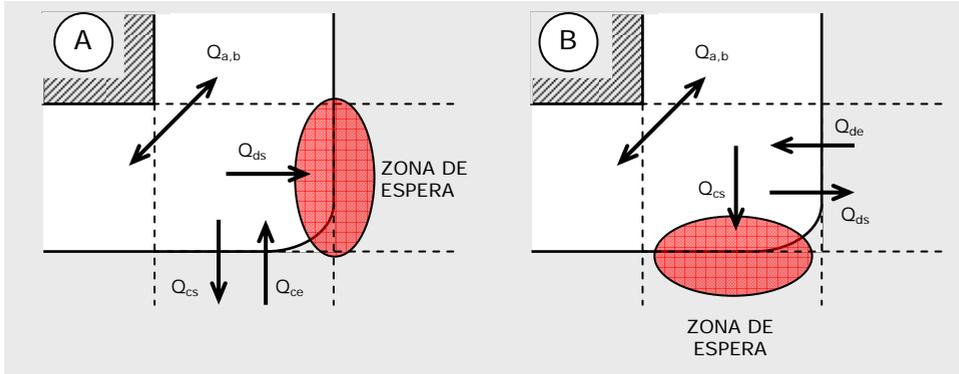


Fig. 9.8 – Estados de la esquina en un ciclo semafórico

Pasemos ya a abordar el método de cálculo de este tipo de zonas:

(a) Datos de partida: En las esquinas, la obtención de los datos iniciales es especialmente compleja, al ser varias corrientes peatonales a tener en cuenta. No obstante, los datos necesarios para el cálculo son:

- Anchura las aceras confluentes ( $A_a$ ,  $A_b$ ) en metros.
- Radio del bordillo de la esquina ( $R$ ) en metros.
- Reglaje peatonal de la intersección ( $V_c$ ,  $R_c$ ,  $V_d$ ,  $R_d$ ,  $C$ ) en segundos.
- Cada una de las corrientes que confluyen en la esquina, reflejadas en las figuras de la página anterior ( $I_{a,b}$ ,  $I_{ce}$ ,  $I_{cs}$ ,  $I_{de}$ ,  $I_{ds}$ ) en pt/min o pt/C.

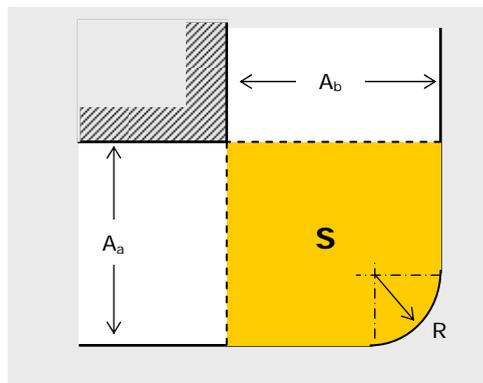


Fig. 9.9 – Características geométricas de una esquina

- (b) Obtención del tiempo-espacio disponible (TS): En este caso, se define como el producto de su superficie por el ciclo semafórico. Hemos de tener en cuenta que a la superficie debe sustraérsele el reborde circular, si éste existe, así como los posibles obstáculos existentes en dicha zona:

$$S = A_a \cdot A_b - \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \cdot R - \sum K_i \cong A_a \cdot A_b - 0.215 \cdot R - \sum K_i$$

$$TS = S \cdot \frac{C}{60}$$

estando TS en m<sup>2</sup>·min., A<sub>a</sub>, A<sub>b</sub> y R en metros y C en segundos, y siendo K<sub>i</sub> la superficie de cada uno de los obstáculos presentes, expresada en m<sup>2</sup>.

- (c) Cálculo de los tiempos de espera (t<sub>i</sub>): Suponiendo una incorporación de peatones uniforme a las zonas de espera, el tiempo medio de espera obedecerá a la siguiente expresión matemática:

$$t_i = \int_0^{R_i} \frac{I_i}{C} \cdot t \cdot dt = \frac{1}{2} \cdot \frac{I_i}{C} \cdot R_i^2$$

siendo I<sub>i</sub> la intensidad peatonal en el cruce, C el ciclo semafórico y R<sub>i</sub> el tiempo de rojo de la fase peatonal.

Aplicando dicha expresión a los dos estados expresados en la Figura 9.8, se obtienen dos expresiones análogas:

$$\text{Estado A} \rightarrow t_{ds} = \frac{1}{2} \cdot \frac{I_{ds}}{C} \cdot \frac{R_d^2}{60}; \text{ Estado B} \rightarrow t_{cs} = \frac{1}{2} \cdot \frac{I_{cs}}{C} \cdot \frac{R_c^2}{60}$$

donde t<sub>cs</sub>, t<sub>ds</sub> es el tiempo de espera en cada estado, en pt·min

I<sub>cs</sub>, I<sub>ds</sub> es el número total peatones por ciclo semafórico que cruzan la calle secundaria, en pt/C

R<sub>c</sub>, R<sub>d</sub> es el tiempo de rojo de la fase peatonal en segundos

C es el ciclo semafórico, también expresado en segundos

- (d) Determinación de la demanda tiempo-espacio en la zona de espera (TS<sub>R</sub>): Para efectuar este cálculo, se debe establecer la hipótesis de que la *compacidad* del grupo de espera es suficiente para la formación de una “cola competitiva”, que presenta una ocupación media de 0.45 m<sup>2</sup>/pt. Así, la demanda tiempo-espacio vendrá dada por la siguiente expresión:

$$TS_R = \Omega_e \cdot \sum t_i$$

siendo Ω<sub>e</sub> la ocupación media de la zona de espera, en m<sup>2</sup>/pt

t<sub>i</sub> cada uno de los tiempos de espera, en pt·min

Particularizando en el caso tratado:

$$TS_R = 0.45 \cdot (t_{cs} + t_{ds})$$

donde  $t_{cs}$ ,  $t_{ds}$  son los tiempos de espera de cada estado, en pt·min

- (e) Obtención del tiempo-espacio disponible para la circulación ( $TS_D$ ): Este dato se obtiene por diferencia entre el tiempo espacio total (TS) y el requerido en las zonas de espera ( $TS_R$ ). Un valor negativo significaría que no existe suficiente espacio para que circulen los peatones, produciéndose un bloqueo en dicha esquina. Evidentemente, el nivel de servicio será el más bajo de todos y es necesario un nuevo ajuste para aumentar el tiempo-espacio disponible, bien aumentando la superficie de la zona, bien modificando los tiempos del ciclo semafórico.

$$TS_D = TS - TS_R$$

donde  $TS_D$  es el tiempo-espacio disponible, en  $m^2 \cdot \text{min}$

TS es el tiempo-espacio total disponible, en  $m^2 \cdot \text{min}$

$TS_R$  es el tiempo-espacio requerido, en  $m^2 \cdot \text{min}$

- (f) Cálculo del flujo peatonal por ciclo ( $I_C$ ): El número de peatones que la esquina debe acomodar en cada ciclo semafórico viene dado por la suma de todos las corrientes de circulación peatonal existentes:

$$I_C = \sum I_i$$

estando expresadas la totalidad de intensidades en peatones/ciclo.

En el caso estudiado, estas intensidades son:

$$I_C = I_{ce} + I_{cs} + I_{de} + I_{ds} + I_{a,b}$$

expresadas también en número de peatones por ciclo.

- (g) Estimación de tiempo total de circulación ( $t_c$ ): El tiempo que los peatones emplean en atravesar la zona de la esquina se toma como el producto del volumen total de circulación por un tiempo medio estimado de tránsito, que suele tomarse de 4 s.:

$$t_c = I_C \cdot \frac{t}{60} = I_C \cdot \frac{4}{60}$$

siendo  $t_c$  es el tiempo total de circulación expresado en pt·min

$I_C$  es el flujo peatonal por ciclo, en pt/C

t es el tiempo medio de tránsito en la esquina, en segundos

**S.14**      **Formulario para el análisis de esquinas**

FECHA	<b>REGLAJE DEL SEMÁFORO (segundos)</b>				
EMPLAZAMIENTO					
CIUDAD/PROVINCIA					
<p style="text-align: center;">Ciclo = _____ s</p> <p style="text-align: center;"><math>V_p = \text{___ s}</math>      <math>R_p = \text{___ s}</math></p> <p style="text-align: center;"><math>V_s = \text{___ s}</math>      <math>R_s = \text{___ s}</math></p>					
			<b>INTENSIDADES PEATONALES</b>		
			Intensidad	Pt/Min	Pt/C
			$I_{ce}$		
			$I_{cs}$		
			$I_{de}$		
			$I_{ds}$		
			$I_{a,b}$		
$I_t$					
<p>SUPERFICIE NETA DE LA ESQUINA</p> <p style="text-align: right;"><math>S = A_a \cdot A_b - 0.215 \cdot R^2 = \text{_____ m}^2</math></p>					
<p>TIEMPO-SUPERFICIE DISPONIBLE</p> <p style="text-align: right;"><math>TS = S \cdot C / 60 = \text{_____ m}^2/\text{min}</math></p>					
<p>TIEMPOS DE ESPERA EN LAS ZONAS DE ESPERA (Utilizar Pt/C)</p> <p style="text-align: right;"><math>t_{cs} = \frac{1}{2} \cdot \frac{I_{cs}}{C} \cdot \frac{R_c^2}{60} = \text{_____ pt} \cdot \text{min}</math></p> <p style="text-align: right;"><math>t_{ds} = \frac{1}{2} \cdot \frac{I_{ds}}{C} \cdot \frac{R_d^2}{60} = \text{_____ pt} \cdot \text{min}</math></p>					
<p>TIEMPO-SUPERFICIE DE LA ZONA DE ESPERA</p> <p style="text-align: right;"><math>TS_R = 0.45 \cdot (t_{cs} + t_{ds}) = \text{_____ m}^2 \cdot \text{min}</math></p>					
<p>TIEMPO-SUPERFICIE DE CIRCULACIÓN</p> <p style="text-align: right;"><math>TS_D = TS - TS_R = \text{_____ m}^2 \cdot \text{min}</math></p>					
<p>INTENSIDAD TOTAL DE CIRCULACIÓN</p> <p style="text-align: right;"><math>I_C = I_{ce} + I_{cs} + I_{de} + I_{ds} + I_{a,b} = \text{_____ pt}</math></p>					
<p>INTENSIDAD TOTAL DE CIRCULACIÓN</p> <p style="text-align: right;"><math>t_c = I_C \cdot \frac{4}{60} = \text{_____ pt} \cdot \text{min}</math></p>					
<p>SUPERFICIE PEATONAL Y N.S.</p> <p style="text-align: right;"><math>\Omega = TS_D / t_c = \text{_____ m}^2/\text{pt}</math></p>			<b>N.S</b>		

- (h) Obtención de la ocupación media ( $\Omega$ ): La ocupación media, que a la postre definirá el nivel de servicio de la esquina, se calcula dividiendo el tiempo-espacio disponible para la circulación ( $TS_D$ ) por el tiempo total de circulación ( $t_c$ ):

$$\Omega = \frac{TS_D}{t_c}$$

Para la obtención del nivel de servicio, no hay más que acudir a la **Tabla T.21**, entrando con el valor de ocupación peatonal obtenido.

## 8. CRITERIOS DE DISEÑO

De cara al correcto diseño de este tipo de infraestructuras, se citan una serie de medidas, criterios y consejos prácticos basados en el estudio del funcionamiento de las vías peatonales ya existentes.

En primer lugar debe recalarse que la **anchura mínima absoluta** de una acera es de 1.50 m., siendo recomendable una anchura de 3 m. en aceras con escasa afluencia de peatones, que irá aumentando según la entidad de la vía tratada. La justificación de esta mínima anchura se realiza en base a varios motivos de peso:

- Esta anchura permite el cruce entre dos peatones que circulan paralelamente.
- Garantiza una correcta disposición de los servicios urbanos debajo de la vía.
- Una anchura menor reduciría gravemente la seguridad peatonal, al tener que circular por un pasillo relativamente estrecho y poco resguardado del tráfico.

En arterias y autopistas urbanas debe considerarse un aislamiento eficaz de los peatones, para lo cual existen diferentes medios, como la colocación de **barreras** rígidas o semirrígidas y la inclusión de pasos a desnivel para cruzar dichas vías.

En el caso de no disponer de aforos, pueden emplearse como **densidades típicas de proyecto** valores del orden de 1.50 pt/m<sup>2</sup>, obteniéndose por metro lineal intensidades de 500 pt/h/m en aceras normales, 1000 pt/h/m en pasajes comerciales y 2000 pt/h/m en cruces de calzada subterráneos.

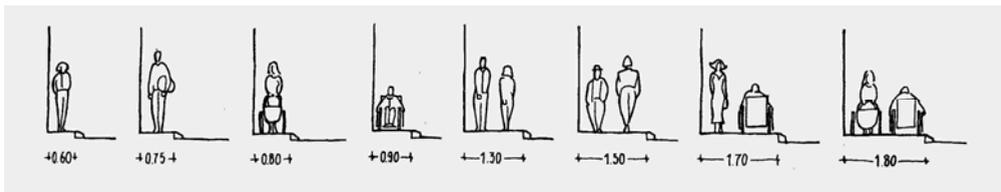
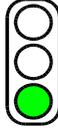
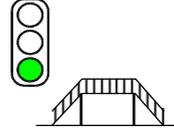
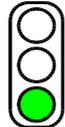
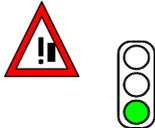


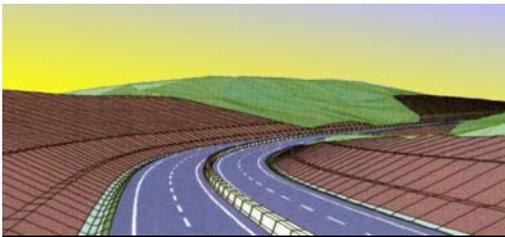
Fig. 9.10 – Anchuras mínimas de aceras (MOPT)

Otro aspecto importante a considerar en el proyecto de vías peatonales es el correcto dimensionamiento y ubicación de **refugios** y **zonas de espera**, de forma que no interfieran en la circulación continua al reducir el ancho útil de la vía. También son zonas especialmente conflictivas las **paradas de autobús** y **entradas de metro**, dada la tendencia que existe en estas zonas a la formación de pelotones debido a la entrada y salida –muchas veces en tromba- de usuarios de estos medios.

La regulación peatonal en las intersecciones suele hacerse a través de los semáforos empleados para la regulación del tráfico, aunque en determinadas zonas conviene separar totalmente los flujos de circulación peatonal y de vehículos, para lo cual se disponen pasos elevados o subterráneos. En Francia se sigue el siguiente esquema de regulación, en función de las intensidades peatonal y vehicular:

		INTENSIDAD PEATONAL (pt/h)		
		< 200	200 - 800	> 800
INTENSIDAD (veh/h)	> 500			
	250 - 500			
	< 250			

Por último, debe indicarse que la infraestructura peatonal debe adecuarse en todo momento con las condiciones de su entorno y facilitar la integración de sus distintos usuarios, especialmente de aquellos que posean alguna minusvalía. A este efecto, deben habilitarse **rampas de acceso** en los cruces, así como emplear **diferentes pavimentos** para señalar zonas de cruce, esquinas y otras zonas singulares.



# 10

## ELEMENTOS DE TRAZADO

El **trazado** constituye la primera toma de contacto de la carretera con el medio físico en el que va a integrarse. Este factor es de vital importancia, ya que el resto de elementos que definen la carretera –afirmados, drenaje, señalización, balizamiento, obras de fábrica, etc.– están supeditados a él. Empleando una metáfora, podría decirse que el trazado confiere una *personalidad* determinada a la carretera.

La **calidad** de una vía está seriamente condicionada por su trazado. Un trazado deficiente o poco estudiado puede acarrear pésimas consecuencias, que van desde la disminución del nivel de servicio de la carretera hasta el aumento del número de accidentes en determinadas zonas de la misma. El trazado también influye en aspectos externos a la propia vía, como son factores de tipo medioambiental, socioeconómico e incluso político.

Muchos son los factores a considerar a la hora de plantear el trazado de una carretera: algunos de ellos son plantean problemas prácticamente insalvables, y condicionan de alguna forma su geometría; otros obedecen a criterios más flexibles, lo que deriva en la existencia de diversos trazados aparentemente válidos. Es aquí donde entra el criterio del proyectista que, auxiliado por diversas herramientas y en base a determinados parámetros orientativos, debe analizar los pros y los contras de cada solución y decidir cuál es la más apropiada, que obligatoriamente no tiene por qué ser siempre la más barata.

## 1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA CARRETERA

Geoméricamente, la carretera es un cuerpo tridimensional totalmente irregular, lo que en un principio hace complicada su representación. Sin embargo, posee una serie de particularidades que simplifican y facilitan su estudio:

- El predominio de una de sus dimensiones respecto a las otras dos: la carretera es una obra lineal.
- La posibilidad de reproducirla fielmente mediante el desplazamiento de una sección transversal que permanece constante a lo largo de un eje que define su trayectoria.

Estas dos características permiten la adopción de un sistema de representación relativamente sencillo, de fácil interpretación y muy útil desde el punto de vista constructivo. En base a este sistema, la carretera queda totalmente definida mediante tres tipos de vistas: **planta**, **perfil longitudinal** y **perfil transversal**. No obstante, pueden emplearse otros tipos de representación –como la perspectiva cónica– de cara a realizar estudios más específicos sobre un determinado aspecto, como la visibilidad o el impacto ambiental.

A continuación se comentan las tres vistas más importantes:

- (a) **Planta:** Es la vista más importante de todas, ya que sobre ella se representa de forma explícita la proyección horizontal de la carretera. Se emplea para la confección de planos que recojan información de diversa índole, útil para la correcta definición de la vía: trazado, replanteo, geología, topografía, pluviometría, señalización, uso del suelo, etc.
- (b) **Perfil longitudinal:** Es el desarrollo sobre un plano de la sección obtenida empleando como plano de corte una superficie reglada cuya directriz es el eje longitudinal de la carretera, empleando una recta vertical como generatriz. En esta vista se sintetiza gran parte de la información necesaria para la construcción de la carretera, expresada tanto de forma gráfica como numérica.
- (c) **Perfil transversal:** Se obtiene seccionando la vía mediante un plano perpendicular a la proyección horizontal del eje. En él se definen geoméricamente los diferentes elementos que conforman la sección transversal de la vía: taludes de desmonte y terraplén, cunetas, arceñas, pendientes o peraltes.

Normalmente suelen tomarse varios perfiles a lo largo del eje, con un intervalo de separación constante y que viene condicionado por las condiciones topográficas del terreno. Una importante aplicación de estos perfiles es facilitar el cálculo el movimiento de tierras que acarrea la construcción de la carretera.

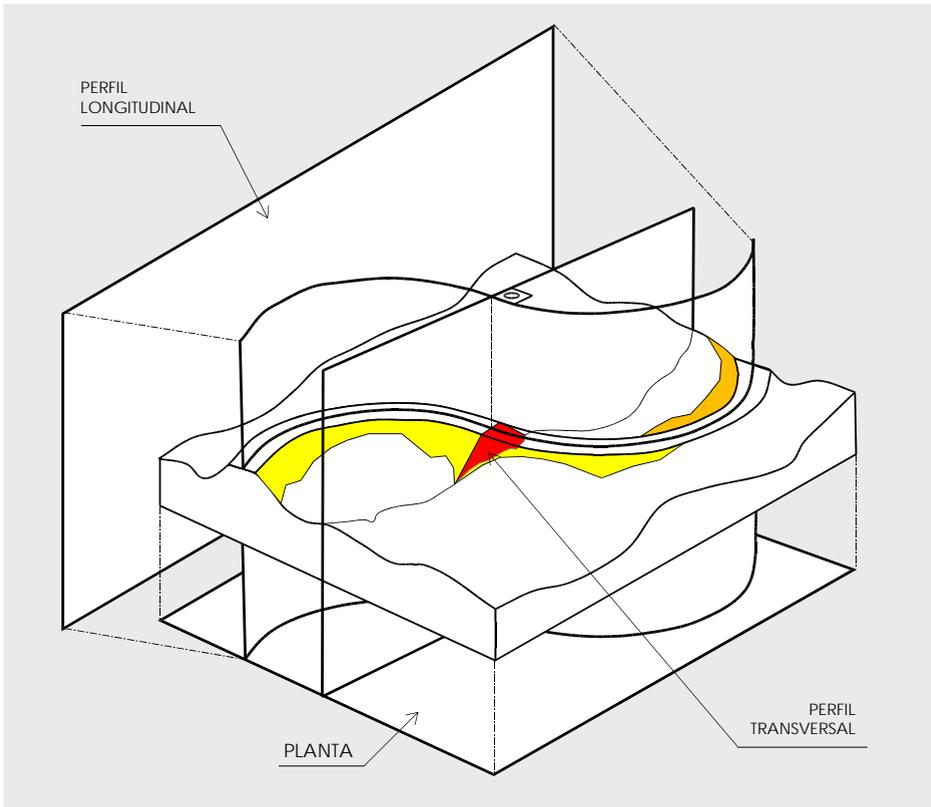


Fig. 10.1 – Vistas representativas de una carretera

## 1.1. Trazado en planta

El trazado en planta suele ser el punto por el cual comienza a diseñarse geoméricamente una carretera, ya que al ser ésta una obra lineal, define perfectamente la forma y recorrido de la misma.

El eje de un camino se halla compuesto de una serie de formas geométricas entrelazadas, denominadas genéricamente **alineaciones**. Éstas pueden ser de tres tipos:

- (a) Alineaciones rectas: Este tipo de alineaciones son las que definen grosso modo el trazado de la carretera. Se caracterizan por su ausencia de curvatura, lo que posibilita que en estos tramos sea donde a priori un vehículo pueda desarrollar su máxima velocidad.

- (b) Alineaciones curvas: Están constituidas por curvas circulares, cuya principal misión es enlazar los tramos rectos, evitando quiebros bruscos en el trazado del camino. Se caracterizan por una curvatura constante, lo que obliga al conductor a efectuar maniobras de giro. Para neutralizar la fuerza centrífuga que aparece en este tipo de tramos, se dota transversalmente a la vía de una inclinación hacia el interior, denominada peralte.
- (c) Curvas de transición: La finalidad de este tipo de alineaciones es servir de enlace entre las dos anteriores. Su característica fundamental es la variación gradual de su curvatura a lo largo de su longitud, posibilitando de esta forma una transición suave entre alineaciones de distinta dirección y/o curvatura. De las distintas curvas de transición existentes, en carreteras se emplea la **clotoide** o espiral de Cornu.

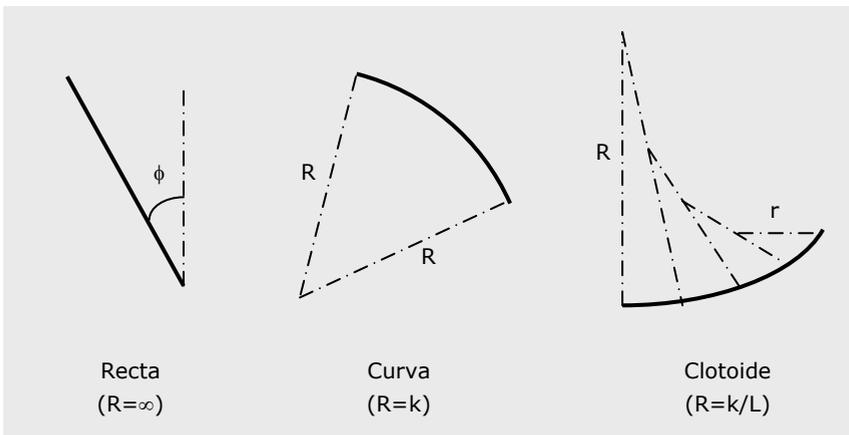


Fig. 10.2 – Tipos de alineaciones en planta

## Etapas de trazado

En base a los tres elementos definidos anteriormente, podría esquematizarse el proceso de desarrollo del trazado en planta en tres etapas:

- Una primera etapa donde se realiza un primer trazado definido exclusivamente por alineaciones rectas, indicando así la zona afectada por el paso de la vía.
- En la segunda etapa se efectúa un refinamiento empleando alineaciones curvas que sirvan como enlace de las anteriores, y cuyo radio o radios se escogen en función de criterios que optimicen el trazado de la carretera, como pueda ser el evitar zonas con características topográficas o geológicas poco recomendables. Puede darse el caso de que en determinados tramos, este tipo de alineaciones anule completamente a las anteriores.

- El trazado definitivo vendrá matizado por la introducción de curvas de transición entre los diferentes tipos de alineaciones existentes, ya sean recta-recta, recta-curva o curva-curva. Al igual que en el caso anterior, esta clase de alineaciones puede anular en ciertas ocasiones a las que ya constituían el trazado.

Actualmente existen avanzadas herramientas de análisis informático que, partiendo de una serie de datos de campo y parámetros iniciales, son capaces de efectuar el trazado más ajustado y ventajoso posible. Debe recalcar que estas aplicaciones no deben considerarse más que como una ayuda adicional al técnico proyectista, que debe ser quien tome en última instancia la correspondiente decisión.

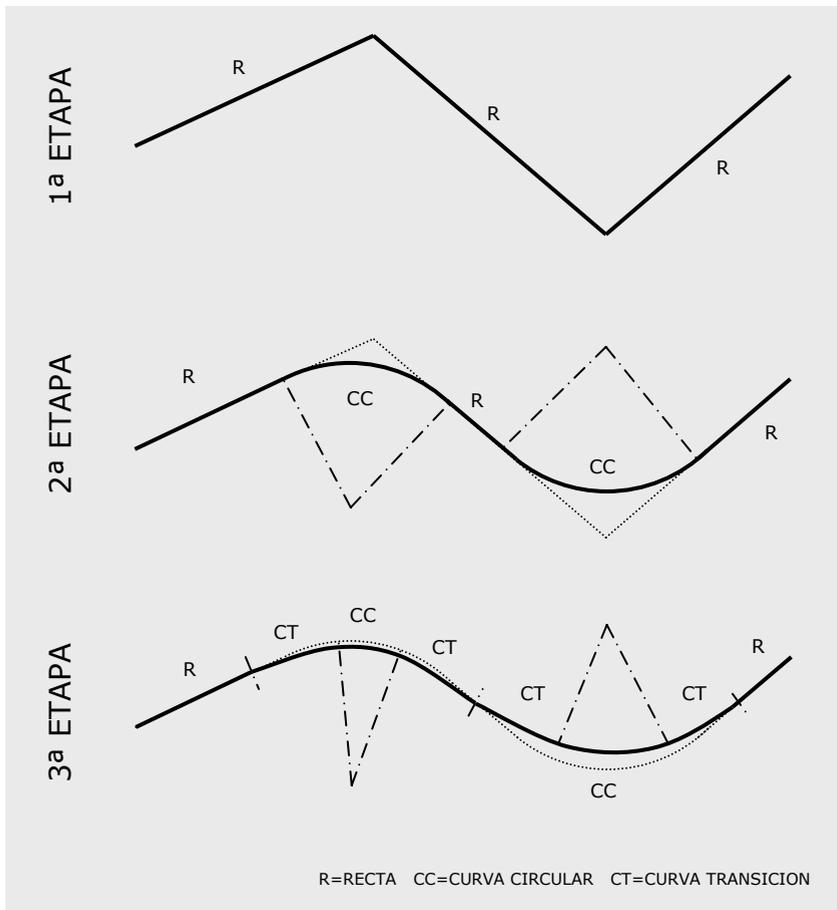


Fig. 10.3 – Etapas de trazado en planta

## Factores condicionantes

En el caso de las obras de carreteras, existen una serie de factores que condicionan las posibles soluciones de trazado en planta de una vía, como son:

- (a) Puntos de paso forzoso: Serie de puntos que, por diversos motivos condicionan y limitan la elección del trazado. Algunos de estos factores son:
  - Factores topográficos: Existen zonas que por presentar una determinada topografía –zonas montañosas, barrancos y depresiones, etc.- dificultan y encarecen la construcción de obras de carreteras.
  - Factores geológicos: La presencia de terrenos no aptos por su baja capacidad portante y la proximidad de zonas de extracción de áridos –una de las materias primas para la construcción de carreteras- son los más reseñables.
  - Factores hidrológicos: La existencia de cauces hidráulicos y zonas inundables puede desaconsejar que el trazado discorra por dichas zonas.
  - Factores urbanísticos: Los Planes de Ordenación aprobados o previstos, así como el uso del suelo, facilitarán o dificultarán la realización de un trazado u otro.
  - Factores sociales: La comunicación de determinados núcleos de población puede condicionar en mayor o menor medida el trazado de la vía.
- (b) Uniformidad y visibilidad: Se procurará dar la máxima visibilidad posible evitando grandes pendientes –sobre todo el trazado en *tobogán*- y variaciones bruscas de curvatura. Además, el trazado debe ser uniforme, para facilitar la adaptación del conductor al trazado de la vía.
- (c) Monotonía: Un trazado donde predominan las grandes alineaciones rectas provoca en el conductor una sensación de monotonía y dispersión mental. Por ello, es recomendable proyectar trazados donde no proliferen este tipo de alineaciones, siendo la tendencia actual a realizarlos enlazando curvas de acuerdo exclusivamente.
- (d) Zonas protegidas: A lo largo del trazado previsto pueden existir determinados enclaves que por su valor histórico-artístico, ecológico o de otro tipo estén protegidos por el Estado, no pudiendo expropiarse; este hecho obligará a un replanteo del trazado, al menos en el entorno de la zona afectada.

Por último son de vital importancia los factores de carácter económico, que atañen tanto al coste de construcción de la vía o inversión como al coste de explotación de la misma. La minimización de ambos costes en consonancia con los factores anteriormente tratados proporcionarán la solución de trazado óptima.

## 1.2. Trazado en alzado

El trazado en alzado de una carretera se lleva a cabo a través del estudio de su sección longitudinal que, como ya se ha dicho, se obtiene desarrollando en un plano el eje de dicha vía.

Al igual que el trazado en planta se componía de diversas alineaciones, el trazado en alzado de una vía lo conforman las **rasantes**, que definen la inclinación de la vía y dotan de cota a cada uno de sus puntos.

Pueden distinguirse los distintos tipos de elementos en alzado:

- Rampas:** Tramos que poseen una inclinación positiva en el sentido de la marcha de los vehículos. Dicho de otro modo, son aquellos tramos de vía que el vehículo recorre *cuesta arriba*. En estas zonas se produce una reducción de la velocidad de los vehículos, especialmente grave en la categoría de los pesados.
- Pendientes:** Al contrario que los anteriores, son tramos de calzada de inclinación negativa en el sentido de la marcha. Este aspecto favorece un aumento de la velocidad de circulación de los vehículos.
- Acuerdos:** Tramos de inclinación variable, empleados para efectuar una transición suave entre dos rasantes consecutivas. Generalmente suele emplearse la parábola como forma geométrica de acuerdo, por lo que se les da el nombre de acuerdos parabólicos.

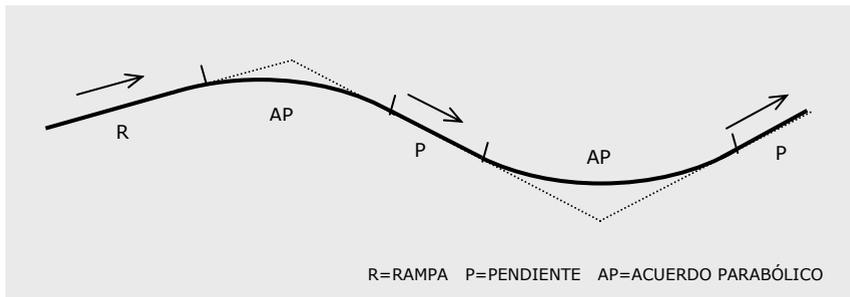


Fig. 10.4 - Elementos de trazado en alzado

El trazado en alzado suele adaptarse generalmente a las exigencias topográficas del terreno por el que discurre la carretera, para de esta forma minimizar el movimiento de tierras, y además procurando mantener el equilibrio entre los volúmenes de desmonte y terraplén.

## Representación del perfil longitudinal

Como ya hemos comentado, el perfil longitudinal de una carretera es uno de los elementos que mejor la definen, ya que a los datos geométricos añade una serie de datos numéricos adicionales mucho más precisos que concretan los anteriores. El **perfil longitudinal** es uno de los elementos imprescindibles para la construcción de la carretera, ya que los datos que encierra se interpretan de forma clara, sencilla y precisa.

El contenido gráfico de este perfil consta no sólo de las diferentes rasantes y acuerdos que componen la vía, sino que viene acompañado del perfil topográfico del terreno preexistente. Además, sobre él se sitúan las distintas obras de fábrica que componen la obra –puentes, caños de drenaje o túneles- así como las infraestructuras que interceptan su trayectoria, –ferrocarriles, tendidos eléctricos, canales u otras carreteras- o accidentes naturales, como lagos o ríos.

Sobre el perfil longitudinal se representan mediante líneas verticales cada uno de los **perfiles transversales** –normalmente equidistantes unos de otros- que suelen referirse al punto kilométrico de la vía (PK) donde han sido tomados. Cada uno de los perfiles transversales lleva asociada una información numérica, que conforma la popularmente conocida como **guitarra**, y que consta de los siguientes apartados:

- (a) Ordenadas del terreno: Esta cifra indica la cota o altura del terreno respecto al plano de comparación escogido, generalmente el nivel del mar. Su precisión viene en función de los datos topográficos disponibles.
- (b) Ordenadas de la rasante: Se refiere a la cota de la rasante proyectada respecto al mismo plano de comparación. La precisión de esta medida –obtenida mediante cálculos analíticos- debe ajustarse al milímetro.
- (c) Cotas rojas: Representa la diferencia de cota entre el terreno y la rasante, pudiendo ser de dos tipos, excluyentes entre sí:
  - De desmonte: En este caso el terreno se halla por encima de la rasante. Indican, por tanto, la profundidad a la que se debe excavar para alcanzar esta última.
  - De terraplén: Define la altura a terraplenar sobre el terreno natural, para alcanzar la cota de la rasante en un determinado punto.
- (d) Distancias parciales: Cifra que indica la distancia existente –recorrida sobre el eje longitudinal- desde el anterior perfil hasta el actual.
- (e) Distancias al origen: A diferencia de la anterior, representa la distancia –medida a lo largo del eje longitudinal de la vía- entre el origen de distancias y el perfil considerado.

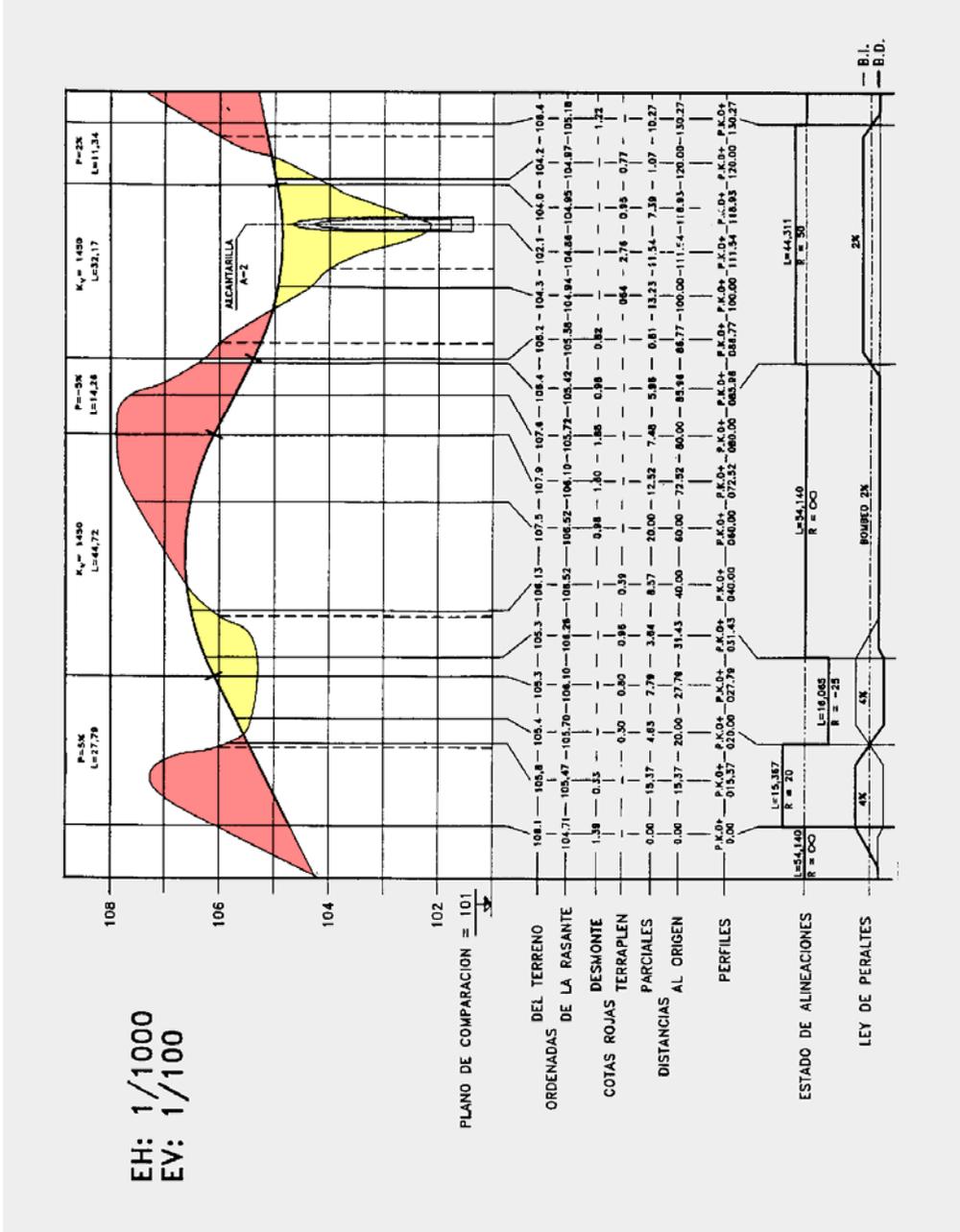


Fig. 10.5 – Perfil longitudinal tipo de una carretera

- (f) Identificación del perfil: Con este apartado se pretende una enumeración ordenada de cada uno de los perfiles tomados, de forma que puedan ser fácilmente identificables en otro tipo de planos.

Los datos numéricos anteriormente expuestos suelen ir acompañados por dos esquemas que resumen otros parámetros geométricos definitorios de la carretera:

- Estado de alineaciones: Diagrama adimensional en el que se representan las curvaturas de las diferentes alineaciones. Así, las alineaciones rectas coinciden con el eje del diagrama; las curvas son rectas paralelas y las clotoides, rectas inclinadas de pendiente constante. Opcionalmente, se representan numéricamente la longitud y el radio o parámetro de la alineación correspondiente.
- Ley de peraltes: Representación gráfica de la pendiente transversal de la explanación. Para ello, se representan los bordes izquierdo y derecho de la explanación, asignando a cada uno de ellos una línea diferente.

Las **escalas** empleadas para la representación del perfil transversal varían en función de la magnitud de la obra; lo que suele hacerse es diferenciar la escala vertical de la horizontal, siendo del orden de diez veces superior a esta última.

### 1.3. La sección transversal

La sección transversal de una carretera es la vista idónea para definir perfectamente los diferentes elementos que la componen: plataforma, calzada, carriles, arcenes, mediana, cunetas, etc., ya descritos en el Capítulo 4. Básicamente, la sección transversal proporciona información acerca de dos importantes aspectos de la vía: su anchura y su pendiente transversal.

La **anchura** de una carretera se halla íntimamente relacionada con la capacidad de la propia vía, así como con otro factor que influye en la calidad de la misma, como es la seguridad. En este sentido, la Instrucción de Carreteras española dicta una serie de normas destinadas a asegurar unos niveles de circulación aceptables, que serán objeto de estudio en un capítulo posterior.

También es importante el correcto diseño de las pendientes transversales existentes en la vía, ya que influyen en dos aspectos importantes:

- El sistema de drenaje del firme: En todo momento debe procurarse que el firme permanezca lo más seco posible; para ello, se dota a la calzada de una ligera pendiente –normalmente del 2%- a cada lado, denominada *bombeo*.
- La configuración del peralte: En las alineaciones curvas se hace necesario una mayor inclinación transversal de la vía para contrarrestar la fuerza centrífuga.

Además, en las curvas de transición debe realizarse una transición suave de dicho peralte.

Por otro lado, la **sección transversal** se emplea como vista auxiliar para efectuar la medición del movimiento de tierras necesario para la construcción de la plataforma sobre la que se asentará el firme. Para ello, se confeccionan planos con diferentes secciones de la vía tomadas a una distancia regular a lo largo de su trazado – puntos que a su vez se reflejan en el perfil longitudinal- en los que se incluye la sección transversal de la plataforma, los taludes de desmonte o terraplén empleados y el perfil del terreno natural preexistente. Cada perfil transversal suele ir acompañado de la superficie de tierras a desmontar o terraplenar en dicha sección, expresada en forma numérica.

## 2. OBJETIVOS DEL TRAZADO

A la hora de plantear el trazado de una determinada vía existen multitud de factores que influyen, en mayor o menor medida, en la optimización del mismo. Estos factores –o al menos los más relevantes- pueden agruparse en cuatro premisas fundamentales: **comodidad, seguridad, economía y estética.**

### 2.1. Comodidad

La comodidad experimentada por el conductor de un vehículo es uno de los aspectos que refleja la calidad que ofrece la vía por la que circula. El trazado de una carretera influye en algunos de los factores que definen la comodidad, a saber:

- (a) **Velocidad:** La velocidad de circulación de los vehículos por una determinada vía está condicionada por su trazado. Este hecho se hace patente en ciertos puntos críticos, como las curvas, donde la geometría de la vía –radio y peralte de la curva- limitan la máxima velocidad a la que se puede transitar por ella, reduciendo en algunos casos la velocidad de un determinado porcentaje de vehículos y por tanto, su nivel de comodidad.
- (b) **Transiciones:** Las curvas de transición juegan un papel importante a la hora de efectuar un aumento progresivo, no repentino, de la fuerza centrífuga que tiende a desplazar el vehículo hacia el exterior de la curva. De este modo, el conductor puede adaptar con mayor facilidad el vehículo a la nueva situación, aumentando su *confort*.
- (c) **Demoras:** Para evitar el colapso o la reducción de velocidad de un cierto número de vehículos en determinados tramos, deben preverse trazados en los que los vehículos más rápidos dispongan de suficiente visibilidad y distancia como para efectuar el adelantamiento sobre otros más lentos.

En circunstancias especiales, como en tramos con fuerte pendiente ascendente, es recomendable habilitar **vías lentas** de uso obligatorio para vehículos que no superen una determinada velocidad.

Todos estos factores, junto con otros muchos, se engloban en el **nivel de servicio**, indicador fundamental de la calidad de la vía. El grado de comodidad se identifica fielmente con el nivel de servicio, al mostarnos este último la libertad de movimiento de la que disponen los conductores en función de la densidad de tráfico existente.

Existen otra serie de variables físicas independientes del trazado, pero que influyen directamente en la comodidad experimentada por el conductor. El siguiente cuadro muestra un resumen de las mismas.

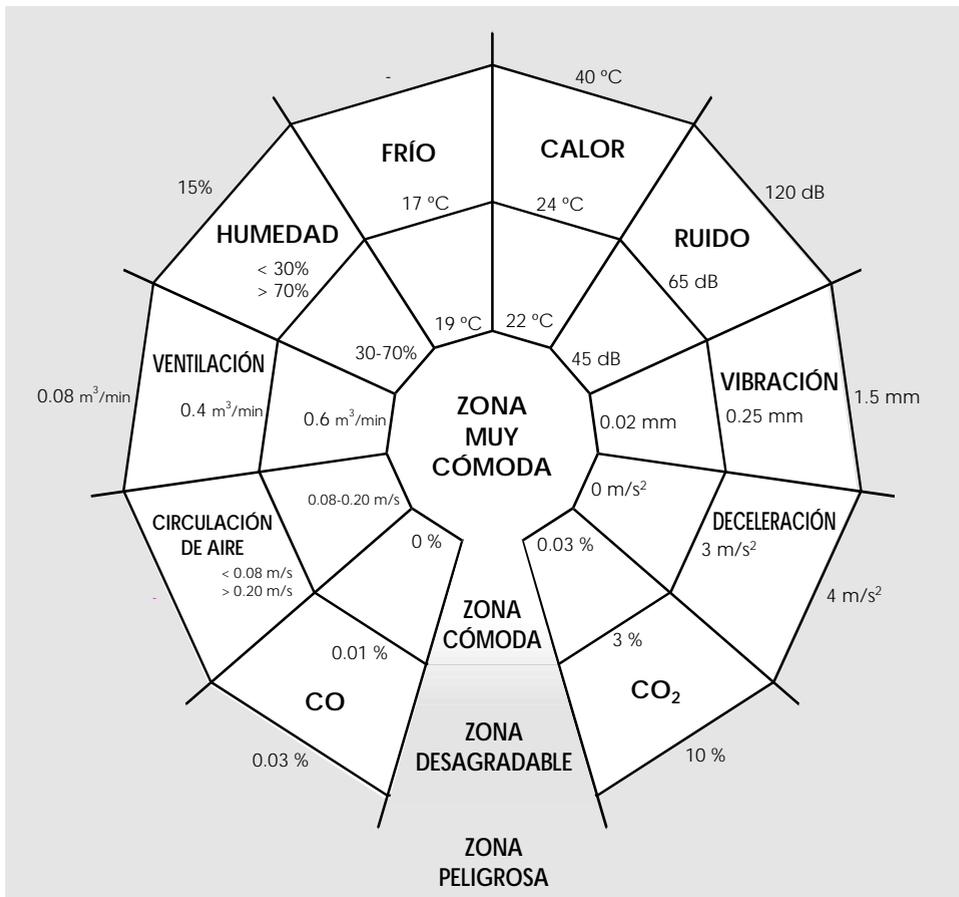


Fig. 10.6 – Variables de entorno que influyen en la comodidad del conductor (McFarland)

## 2.2. Seguridad

Otro de los factores que también se halla íntimamente ligado a la calidad que ofrece una determinada vía es el nivel de seguridad que ofrece a sus usuarios. No debe restringirse el concepto de seguridad a la idea de un conjunto de elementos destinados a impedir o aminorar las consecuencias de un impacto; una carretera segura debe poseer unas características geométricas tales que eviten en la medida de lo posible la generación de accidentes.

La **seguridad** y la **comodidad** son dos factores íntimamente relacionados; por lo general, una conducción cómoda suele ser sinónimo de una conducción segura, y muchos de los parámetros descritos a continuación bien podrían aplicarse al anterior apartado.

Los factores que tienen una mayor influencia sobre la seguridad de la vía y que dependen en parte de su geometría son los siguientes:

- (a) Visibilidad: Una correcta visibilidad del tramo de vía que el conductor recorrerá en los próximos segundos aumentará el grado de seguridad del mismo, al poder prever con cierto tiempo las maniobras a realizar ante las circunstancias existentes.

Existen determinados puntos críticos –como los cambios de rasante y las curvas- donde es necesario realizar estudios especiales de visibilidad.

- (b) Variación armónica del trazado: La disposición geométrica de la vía debe ser estudiada de forma que no se produzcan excesivos contrastes entre el trazado de dos tramos consecutivos. Debe limitarse la longitud de las rectas –tramos que no suelen requerir la intervención del conductor- para no crear una sensación de monotonía y relajación en el propio usuario.

De igual manera, han de procurarse variaciones no muy grandes entre los radios de dos alineaciones consecutivas, o emplear curvas de transición para su enlace. De esta forma, el conductor no se verá obligado a efectuar maniobras bruscas y repentinas, que acarrearán un mayor riesgo de accidente.

- (c) Sección transversal adecuada: Una adecuada anchura de los distintos elementos que conforman la vía –carriles, arcenes o medianas- no sólo aumentan su capacidad, sino que también elevan el grado de seguridad de la misma.

En determinadas zonas de la calzada –curvas principalmente- es necesario aumentar ligeramente la anchura de los carriles para que el vehículo pueda efectuar el giro con mayor comodidad y seguridad. A este ensanchamiento gradual del carril se le denomina **sobreancho**.

- (d) Evacuación de las aguas pluviales: El coeficiente de resistencia al deslizamiento neumático-firme se ve drásticamente reducido por la presencia de agua, con la consiguiente merma de las condiciones de seguridad en la vía. La solución de este problema pasa por el diseño de un dispositivo que permita la rápida evacuación del agua que pueda caer sobre el firme: el sistema de drenaje.

La base del sistema de drenaje de un firme se halla en la ligera inclinación transversal con la que se le dota, denominada **bombeo**, y que permite que el agua que cae sobre el firme escurra hacia los flancos de la vía, donde es recogida por canales de sección trapecial denominados **cunetas**.

Uno de los principales problemas que posee el transporte por carretera es el alto grado de **sinistralidad**, sin duda debido a su alta popularidad, a la heterogeneidad de sus usuarios –tanto conductores como vehículos- y a la escasa profesionalización existente entre los conductores, lo que provoca actitudes irresponsables, como la ingestión de alcohol o la conducción ininterrumpida durante largos períodos de tiempo.

Por todo ello, el trazado de carreteras debe estar especialmente estudiado para reducir a su mínima expresión el riesgo de accidentes. Lo que no debe permitirse bajo ningún concepto es que el trazado o cualquier otro componente intrínseco de la vía sea el causante directo de siquiera un solo accidente.

### 2.3. Economía

Un viejo dicho americano afirma que “un ingeniero es alguien capaz de hacer con un centavo lo que cualquiera haría con un dólar”. Esta frase refleja muy bien una de las principales misiones del ingeniero, que es hallar la solución más económica posible a un determinado problema. Por ello, de los cuatro factores estudiados, el económico adquiere una mayor preponderancia sobre el resto.

Muchos son las variables que influyen en la economía de construcción y mantenimiento de una carretera desde la perspectiva de su trazado, aunque por su elevado peso específico cabe destacar las siguientes:

- (a) Volumen de movimiento de tierras: Sin duda alguna, el movimiento de tierras es la fase de construcción que más puede desequilibrar el coste de una vía. Para minimizar el volumen de tierras movilizado es aconsejable ajustar en la medida de lo posible la rasante de la carretera al perfil natural del terreno. Lógicamente, esto no es siempre posible, ya que existen otros muchos condicionantes y restricciones más o menos flexibles que impiden este hecho.

Como mal menor, debe procurarse una compensación por tramos entre los volúmenes de desmonte y terraplén en zonas relativamente próximas unas

de otras. De esta forma, se evita el tener que emplear tierras de una fuente externa a la propia vía.

- (b) Condiciones geotécnicas: La composición geológica del substrato sobre el que va a asentarse la carretera puede llegar a condicionar en gran medida la idoneidad técnica y económica de un trazado. Los aspectos más remarcables desde este punto de vista son:
- Excavabilidad de los materiales: Un substrato formado por un material competente (roca) constituye una excelente plataforma para asentar la vía, aunque sus costes de excavación se disparan, llegando algunas veces a ser necesario el uso de explosivos.
  - Grado de reutilización de los materiales: Idoneidad de los materiales excavados para conformar terraplenes, e incluso para emplearlos como áridos en las mezclas asfálticas o en hormigones.
  - Estabilidad de los taludes: La inclinación máxima de un talud para que sea estable es un factor que puede abaratar o encarecer los costes de construcción, al influir directamente sobre el volumen de tierras movilizadas.
  - Capacidad portante del terreno: La presencia de terrenos mecánicamente endebles, incapaces de soportar las cargas de tráfico previstas, hace necesaria la adopción de técnicas especiales de tratamiento del suelo, que encarecen los costes. Por ello, en ocasiones es recomendable evitar este tipo de zonas inestables.
- (c) Obras de fábrica: La presencia de obras de fábrica en una carretera es algo inevitable, aunque en ocasiones su carácter singular puede disparar los costes de construcción. Éste es el caso de los kilométricos viaductos, empleados para salvar las grandes luces de barrancos, valles o ríos, o de los interminables túneles, que perforan colinas, montañas y hasta discurren bajo el mar. Bien es cierto que estas soluciones suelen ser las más ventajosas en determinadas circunstancias, y por eso se adoptan.

A pesar de que en el actual mundo de la construcción suele prevalecer el criterio económico por encima incluso de factores primordiales, como son la comodidad o la seguridad, no es reiterativo volver a insistir en que la economía es un factor a considerar, pero no el único: muchas veces, lo barato puede acabar resultando caro.

## 2.4. Estética

Un trazado correcto no sólo debe ser cómodo y seguro, sino que además debe integrarse lo mejor posible en el medio físico que le da cabida. Esta adaptación de la carretera a su entorno dependerá de las características particulares de la zona, aunque

pueden darse una serie de recomendaciones generales, resumidas en el siguiente esquema:

S.16	Recomendaciones de integración ambiental	
	Debe procurarse	Debe evitarse
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ajuste de la rasante al terreno natural: mínimo impacto y movimiento de tierras</li> <li>- Conseguir la máxima reutilización del material excavado: minimiza la necesidad de préstamos o vertidos de tierras</li> <li>- Taludes laterales suaves, similares a los existentes en el entorno</li> <li>- Revegetación de los taludes: además, mejora su estabilidad</li> <li>- Seguir el trazado de otras infraestructuras ya existentes: ferrocarriles, líneas eléctricas</li> <li>- Empleo de túneles en zonas habitadas o paisajes naturales: reducen la polución</li> <li>- Utilización de <i>falsos desmontes</i> o trincheras para ocultar la vía y reducir el impacto sonoro</li> <li>- Empleo de taludes tendidos y separación de calzadas a media ladera: mejor utilización del suelo circundante</li> <li>- Utilización de acuerdos verticales cóncavos en zonas donde la vía resalte</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- El trazado por zonas vírgenes de interés natural o que posean recursos naturales limitados o no renovables</li> <li>- Las grandes explanaciones, ya que perturban las vistas desde asentamientos cercanos</li> <li>- Terraplenes prominentes, que crucen valles o zonas bajas</li> <li>- Desmontes que creen <i>mellas</i> en el horizonte, o <i>heridas</i> en los flancos del relieve</li> <li>- Trazados que alteren el sistema de drenaje natural de la zona: la carretera puede actuar como una pequeña presa</li> <li>- Variaciones bruscas entre el paisaje original y el resultante después de la actuación</li> <li>- Cruce reiterado de cursos de agua y demás elementos del fondo de un valle</li> <li>- Aunque es difícil, procurar dejar al margen el criterio económico</li> </ul>

Otro de los aspectos que no debemos perder de vista es una adecuada **coordinación** de trazados en planta y en alzado. Una geometría desafortunada crea no sólo problemas estéticos, sino que también produce una considerable merma en las condiciones de visibilidad y de comodidad en el conductor del vehículo. Este factor se analizará posteriormente con mayor detalle.

### 3. PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

Para poder cumplir las cuatro directrices básicas de diseño de toda carretera, el proyectista debe valerse de una serie de parámetros cuantificables que garanticen una adecuada calidad de trazado de la vía que se pretende construir. De todos ellos destacan cuatro, que pueden relacionarse de forma casi unívoca con cada uno de los objetivos estudiados en el apartado anterior: la **velocidad**, la **visibilidad**, el **terreno** y la **armonía planta-alzado**.

#### 3.1. La velocidad

El trazado de una carretera se halla en relación directa con la velocidad a la que se desea que circulen los vehículos en condiciones de comodidad y seguridad aceptables.

Como ya vimos en el bloque de Tráfico, la distribución de velocidades en una determinada sección de la vía no es uniforme. Ésta se ve influida por factores de dos tipo: fijos o permanentes, y variables o temporales:

S.17 Factores que influyen en la velocidad de un tramo	
Fijos o Permanentes	Variables o Temporales
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Clase de carretera: autopista, autovía, vía rápida o carretera convencional</li> <li>- Limitación genérica de la velocidad asociada a ella</li> <li>- Características de los tramos adyacentes a la sección estudiada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Composición del tráfico circulante, en especial el porcentaje de pesados</li> <li>- Relación entre la intensidad y la capacidad de la vía: el nivel de servicio</li> <li>- Las condiciones climatológicas existentes y su efecto sobre el firme</li> </ul>

De cara al estudio del trazado, se emplean tres tipos de velocidades: específica, de proyecto y de planeamiento.

#### Velocidad específica de un elemento de trazado ( $V_e$ )

La **velocidad específica** se define como la máxima velocidad que puede alcanzar y mantener un vehículo que circula libremente a lo largo de un elemento de trazado (alineación) considerado aisladamente, manteniendo unas condiciones de seguridad y comodidad aceptables.

Esta definición se halla enmarcada dentro de unas condiciones favorables del entorno en el que se desenvuelve el vehículo –meteorológicas, de tráfico y legales- que no impongan limitaciones de velocidad.

Estadísticamente, la velocidad específica puede identificarse con aquella que no es superada por la mayoría de conductores –normalmente el 85%- en el tramo estudiado, por lo que está directamente relacionada con la comodidad experimentada por el conductor en dicho tramo.

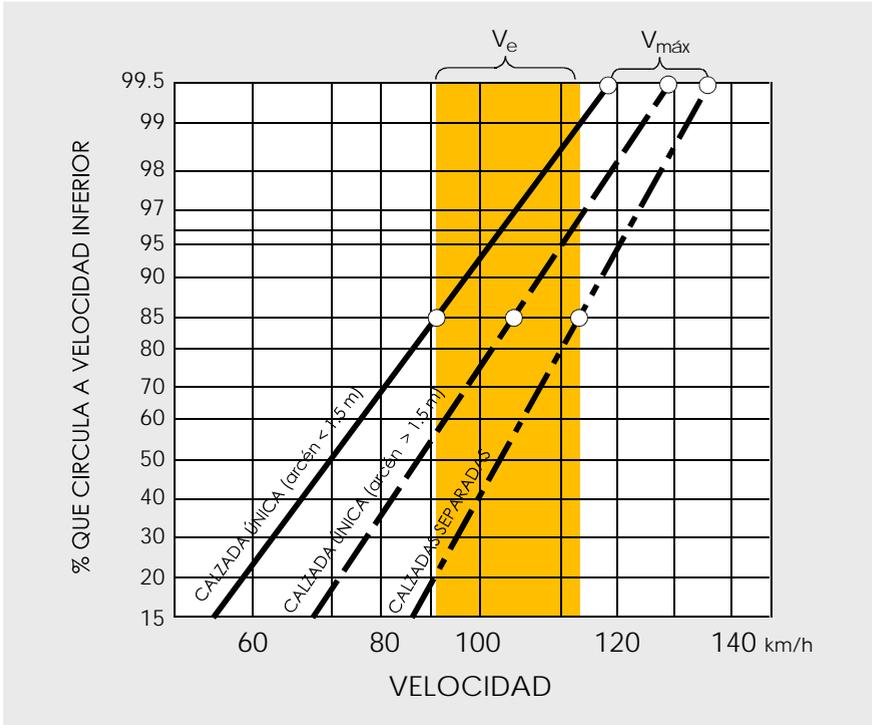


Fig. 10.7 – Distribuciones medias de velocidad en España (CEDEX, 1.995)

### Velocidad de proyecto de un tramo ( $V_p$ )

Es aquella que permite definir las características geométricas mínimas de construcción de los elementos del trazado, en condiciones aceptables de seguridad y comodidad. Lógicamente, se identifica plenamente con la velocidad específica mínima del conjunto de elementos de trazado que conforman dicho tramo.

Cuanto mayor sea su valor, más exigente será el trazado: menores curvaturas y pendientes, mayor amplitud en las dimensiones de los elementos de la vía, mayor frecuencia de obras de paso singulares, etc. Todo ello deriva en un encarecimiento de

los costes de construcción de la carretera, por lo que suele ser la Administración quien, en base a diferentes estudios y análisis, fije la velocidad de proyecto en cada tramo. Los criterios que suelen tenerse en cuenta en su elección son los siguientes:

- Condiciones topográficas y del entorno.
- Consideraciones de tipo medioambiental.
- Función de la vía dentro del sistema de transporte.
- Homogeneidad del itinerario o del trayecto.
- Condicionantes económicas.
- Distancias entre accesos y tipología de los mismos.

La Instrucción de Carreteras española, en su norma de trazado, establece una clasificación de las carreteras en base a su tipología y a la velocidad de proyecto que en ellas puede desarrollarse:

### T.23 Denominación de las carreteras

		VELOCIDAD DE PROYECTO (km/h)				
		120	100	80	60	40
CLASE DE CARRETERA	AUTOPISTA	AP-120	AP-100	AP-80		
	AUTOVÍA	AV-120	AV-100	AV-80		
	VÍA RÁPIDA		R-100	R-80		
	CARRETERA CONVENCIONAL		C-100	C-80	C-60	C-40

Fuente: Norma 3.1-IC "Trazado"

Debe procurarse también mantener una **velocidad homogénea** entre tramos contiguos, limitándose a 30 km/h la diferencia entre sus velocidades de proyecto. En caso de superarse este valor, es conveniente intercalar entre ellos uno o varios tramos para realizar una variación escalonada de las velocidades.

Este factor cobra importancia en el caso de largas alineaciones rectas seguidas por una curva más o menos cerrada: una diferencia de velocidades de proyecto superior a 45 km/h convertiría en peligrosa a dicha curva, con el consiguiente aumento del riesgo de accidente.

## Velocidad de planeamiento de un tramo (V)

En un tramo de características geométricas uniformes y longitud superior a 2 km., se define el término **velocidad de planeamiento** como la media armónica de las velocidades específicas de cada una de sus secciones, ponderada según la longitud de cada una de ellas.

Fundamentalmente depende de la sinuosidad del tramo, la longitud e inclinación de sus rasantes, la anchura de la calzada y de la frecuencia de nudos y accesos a él.

Su expresión matemática sería:

$$V = \frac{\sum l_i}{\sum \frac{l_i}{V_{e,i}}}$$

siendo  $l_i$  la longitud de cada elemento de trazado  
 $V_{e,i}$  la velocidad específica en dicho elemento

Un valor de V excesivamente superior a la velocidad de proyecto indica que el tramo estudiado no es suficientemente homogéneo desde el punto de vista geométrico, lo que obligaría a replantear la distribución dicho tramo y sus adyacentes o subdividir el tramo en cuestión en varios subtramos que cumplan la condición de homogeneidad.

## 3.2. La visibilidad

Toda sección de carretera ofrece al usuario que transita por ella una determinada visibilidad, que depende de la forma, dimensiones y disposición de los diferentes elementos de trazado que conforman la vía.

Para que las distintas maniobras puedan efectuarse de una forma segura, se precisa de una **visibilidad mínima** que depende de la velocidad de los vehículos –tanto del que realiza la maniobra como de los que lo circundan- y de la clase de maniobra en cuestión. Las situaciones que requieren especialmente de visibilidad son:

- Detención de un vehículo aislado: de forma imprevista, en un cruce, ante un semáforo o en una zona de obras.
- Adelantamiento a un vehículo más lento.
- Evasión de una trayectoria de colisión con otro vehículo.
- Percepción de la presencia de una bifurcación o desdoblamiento de la vía.

Aparte de procurar seguridad, la visibilidad debe ser la suficiente como para que la conducción también sea cómoda. Esto se consigue procurando que el conductor perciba el tramo de vía que recorrerá en los próximos diez segundos, ya que de esta

forma dispondrá de más tiempo para, caso de ser necesario, realizar la maniobra de una forma más suave y progresiva.

De cara al análisis de la visibilidad disponible por el conductor en cada punto del trazado, se han fijado una serie de valores obtenidos estadísticamente y que se recogen en la siguiente tabla:

T.24	Condiciones de visibilidad disponible	
<b>POSICIÓN DEL CONDUCTOR</b> Altura sobre el pavimento (coche) Altura sobre el pavimento (camión) (Se tomará la más desfavorable) Distancia al borde derecho del carril más desfavorable	1,20 m. 2,50 m. 1,50 m.	
<b>CARACTERÍSTICAS DE LOS FAROS</b> (Aplicables en conducción nocturna) Altura del eje sobre el pavimento Abertura máx. del haz luminoso Por encima del eje A cada lado del eje Alcance máximo del haz luminoso	0,75 m. 1º 3º 200 m.	
<b>ALTURA DEL OBJETO A PERCIBIR</b> (Medida sobre el pavimento) Obstáculo imprevisto (detención) Vehículo (evasión, adelantamiento) Bifurcación (primera marca vial) Semáforo (borde inferior del rojo)	0,15 m. 1,10 m. 0,00 m. 2,00 m.	

Fuente: Instrucción de Carreteras

A efectos de cálculo, se consideran tres tipos de visibilidad: de **parada**, de **cruce** y de **adelantamiento**.

### Visibilidad de parada

Se considera como **visibilidad de parada** (VP) la distancia a lo largo de un carril existente entre el vehículo y un hipotético obstáculo situado sobre la calzada situado en trayectoria de colisión, en ausencia de vehículos intermedios, y de forma que dicho objeto no desaparezca de la visual del vehículo.

Su valor mínimo se identifica plenamente con el concepto de **distancia de parada** visto anteriormente, definida como la mínima necesaria para que un vehículo se detenga totalmente en condiciones de seguridad. Recordemos que la distancia de parada se componía de dos sumandos: la distancia de reacción y la distancia de frenado.

Así pues, la expresión matemática de la visibilidad mínima de parada será, aplicando los correspondientes coeficientes de conversión de unidades:

$$VP_{\min} = \frac{T_R \cdot V}{3,6} + \frac{V^2}{254 \cdot (\mu_L + i)}$$

- siendo  $V$  la velocidad de proyecto del tramo en km/h
- $T_R$  el tiempo de reacción (fijado en 2 s. por la instrucción española)
- $\mu_L$  el coeficiente de rozamiento longitudinal
- $i$  la pendiente de la vía en tanto por uno

No debe olvidarse que la anterior expresión indica el mínimo valor de la distancia vehículo-obstáculo que respeta las condiciones de seguridad. Por ello, y siempre que sea posible, es conveniente contar con un margen de seguridad que se consigue aumentando la visibilidad de parada. Surge así la **visibilidad de parada deseable** ( $VP_D$ ), que se define como la visibilidad mínima de parada correspondiente a una velocidad superior en 20 km/h a la velocidad de proyecto.

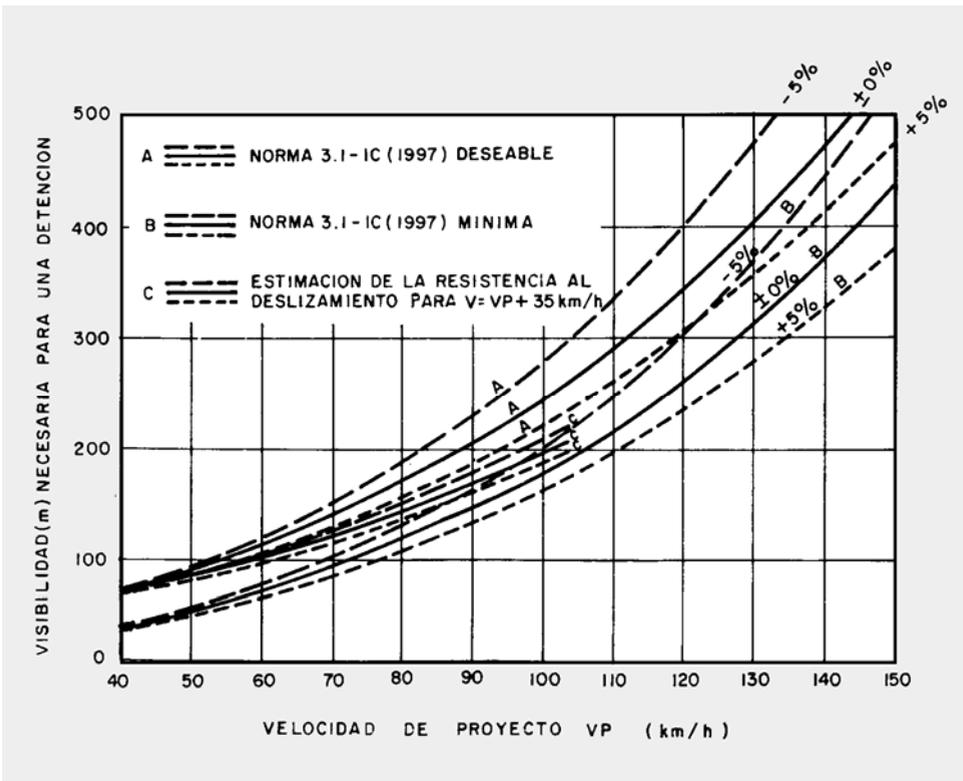


Fig. 10.8 – Visibilidad necesaria para una detención (Kraemer)

## Visibilidad de adelantamiento

En las vías de un solo carril por sentido, se hace necesaria la invasión temporal del carril izquierdo para adelantar a los vehículos que circulan más lentamente. En este aspecto juega un papel decisivo la **visibilidad de adelantamiento (VA)**, definida por la Instrucción como la distancia que existe a lo largo del carril por el que se realiza dicho adelantamiento, entre el vehículo que realiza la maniobra de adelantamiento y el que circula en sentido opuesto, en el momento en que éste puede divisarse y sin que desaparezca de la visual del conductor hasta finalizar el adelantamiento.

Para que pueda realizarse un adelantamiento de forma adecuada, la visibilidad de adelantamiento debe ser superior a un valor mínimo denominado **distancia de adelantamiento ( $D_a$ )**, que es la estrictamente necesaria para que, en condiciones de seguridad, un vehículo pueda adelantar a otro que circula a menor velocidad, en presencia de un tercero que circula en sentido opuesto.

Existen diferentes modelos matemáticos que tratan de explicar las variables que influyen en la determinación de esta distancia, que se simplifican en dos sumandos:

- La distancia recorrida por el vehículo que adelanta, circulando a una velocidad superior en 20 km/h a la de proyecto, desde que inicia la maniobra hasta que retorna a su carril (desistiendo o culminando dicha maniobra).
- El espacio recorrido durante el tiempo de adelantamiento por el vehículo que circula por el carril de sentido contrario a la misma velocidad que el anterior, sin que se vea obligado a disminuirla bruscamente.

Para el cálculo de la distancia de adelantamiento, la Instrucción de Carreteras española emplea una tabla cuyos datos se extraen de la siguiente expresión:

$$D_a = 60 + 4.56 \cdot V$$

donde  $D_a$  viene expresada en metros y  $V$  es la velocidad de proyecto en km/h.

### T.25

### Distancias de parada y adelantamiento

V. PROYECTO		40	50	60	70	80	90	100	110	120
Dist. Parada	Mínima	40	55	75	100	120	150	180	210	250
	Deseable	75	100	120	150	180	210	250	310	375
Dist. Adelantamiento		242	288	333	379	424	470	515	560	606

En cada tramo debe procurarse obtener la máxima longitud posible con visibilidad de adelantamiento. En este sentido, la Instrucción recomienda una proporción mínima

deseable del 40% por cada sentido de circulación. Lógicamente, una mayor longitud con visibilidad de adelantamiento propiciará una mayor proporción de adelantamientos culminados, lo que mejorará el nivel de servicio de la vía.

De cara a conseguir una mayor seguridad y aprovechamiento de los **tramos de adelantamiento**, se realiza una ordenación de los mismos en diferentes zonas:

- (a) Zona de preaviso: Advierte la proximidad de una zona de prohibición de adelantamiento. En ella no pueden iniciarse adelantamientos, aunque si completar los ya iniciados.
- (b) Zona de prohibición: En ella no pueden realizarse adelantamientos, bien en uno de los sentidos, bien en ambos. En dicho tramo, el vehículo no dispone de visibilidad de adelantamiento suficiente para completar la maniobra con éxito.
- (c) Zona de adelantamiento: En ella el vehículo puede efectuar maniobras de adelantamiento con las suficientes garantías de seguridad. Su longitud debe ser, como mínimo, equivalente a la distancia de adelantamiento.

### Visibilidad de cruce

Se considera como **visibilidad de cruce** (VC) la distancia que precisa un vehículo para poder atravesar otra vía (vía preferente) que intersecta su trayectoria. Está determinada por la condición de que el conductor del vehículo que efectúa la maniobra de cruce pueda ver si se aproxima otro vehículo y en ese caso, juzgar si éste se halla a una distancia suficiente como para que la maniobra pueda realizarse en condiciones de seguridad.

La **distancia de cruce** ( $D_c$ ) es una variable auxiliar de la anterior, y se define como la recorrida por un vehículo que circula por la vía preferente durante el tiempo que emplea el vehículo que efectúa el cruce en atravesar dicha vía.

Su expresión matemática es la siguiente:

$$D_c = \frac{V \cdot t_c}{3,6}$$

siendo  $D_c$  la distancia de cruce en metros  
 $V$  la velocidad de proyecto de la vía preferente en km/h  
 $t_c$  el tiempo en realizar la maniobra de cruce en segundos

El **tiempo de cruce** ( $t_c$ ) se compone del requerido por el conductor para analizar la situación y tomar una decisión ( $T_R$ ) y el necesario para atravesar la intersección:

$$t_c = T_R + \sqrt{\frac{2 \cdot (3 + L + w)}{9,8 \cdot j}}$$

- donde  $T_R$  es el tiempo de reacción (2 s. según la Instrucción española)
- $L$  es la longitud del vehículo (m) que realiza la maniobra, siendo de:
- 5 m. para vehículos ligeros
  - 10 m. para vehículos pesados rígidos
  - 18 m. para vehículos articulados
- $w$  es la anchura total (m) de la calzada por la que transita
- $j$  es la aceleración del vehículo, medida en unidades "g", siendo de:
- 0.15 para vehículos ligeros
  - 0.075 para vehículos pesados
  - 0.055 para vehículos articulados

El segundo sumando del tiempo de cruce obedece a la aplicación de las ecuaciones del movimiento uniformemente acelerado, considerando que el vehículo arranca desde el reposo ( $V_0=0$ ) con una aceleración constante ( $j$ ) para recorrer el espacio estrictamente necesario ( $s=L+3+w$ ) para franquear la intersección:

$$s = V_0 \cdot t + \frac{1}{2} \cdot at^2 \Rightarrow t = \sqrt{\frac{2s}{a}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (3 + L + w)}{9.8 \cdot j}}$$

El tipo de vehículo a considerar de cara al cálculo del tiempo de cruce suele ser un vehículo ligero, al ser el más abundante en la red viaria. No obstante, es aconsejable adoptar valores de tiempo de cruce más conservadores, del orden de los 10 segundos.

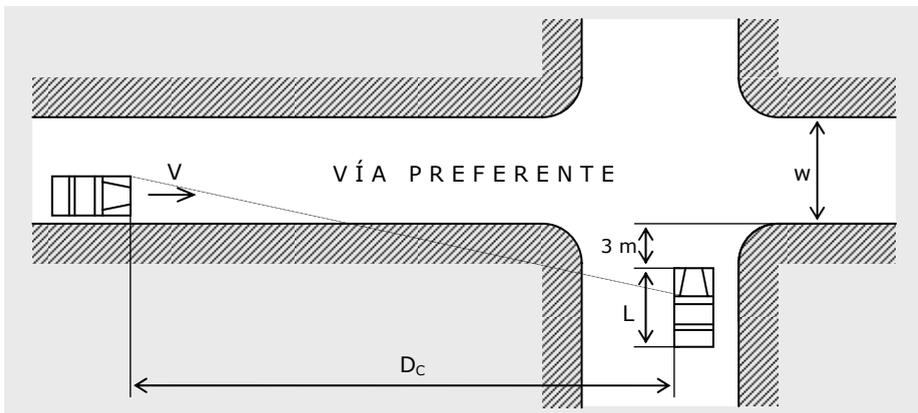


Fig. 10.9 – Esquema explicativo de la determinación de la distancia de cruce

Otra condición que debe cumplirse en la intersección es la posibilidad en todo momento de que cualquiera de los vehículos que se aproximan a la intersección pueda detenerse sin penetrar en ella. Por lo tanto, debe existir total visibilidad en un área definida por un triángulo rectángulo, cuyos catetos son iguales a la distancia de parada.

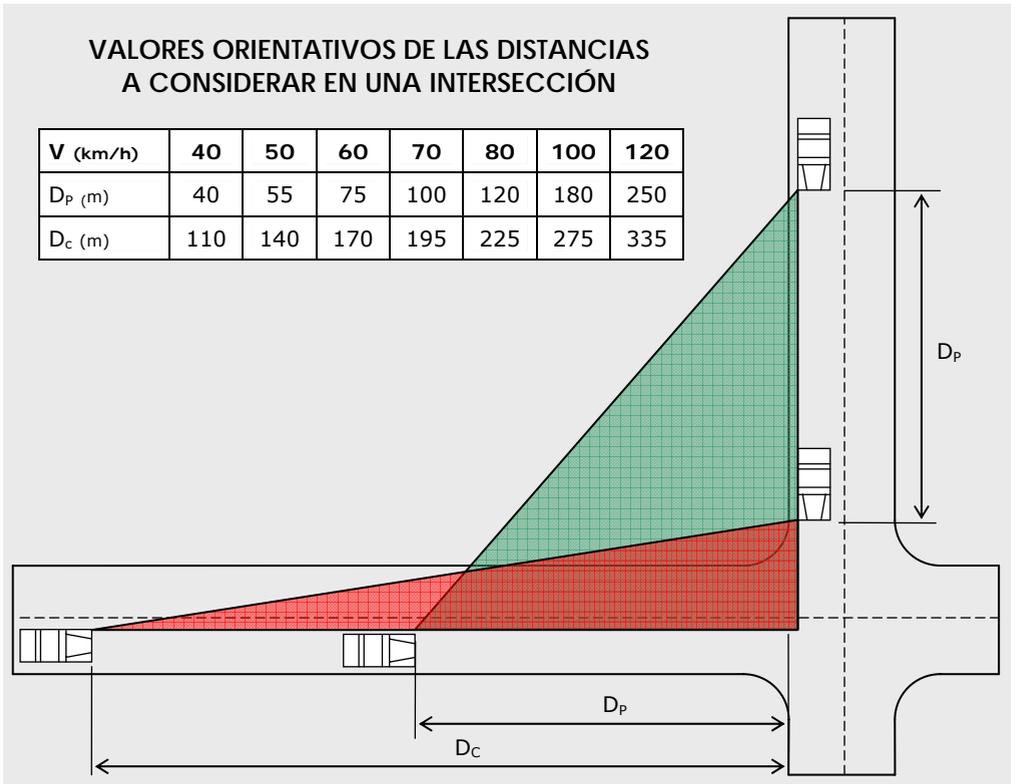


Fig. 10.10 – Triángulos de visibilidad en un cruce

Todas las intersecciones se proyectarán de manera que tengan una visibilidad de cruce superior a la distancia de cruce, siendo deseable que supere la obtenida a partir del valor de la velocidad de proyecto incrementado en 20 km/h.

### Diagramas de velocidad y visibilidad

De cara a un análisis más completo se confeccionan **diagramas** en los que se representan la **velocidad específica** y la **visibilidad disponible** en cada uno de los puntos que componen el tramo, para cada uno de los sentidos de circulación. Este tipo de gráficos es muy útil a la hora de posicionar correctamente la señalización, de manera que informe con la suficiente antelación al conductor, así como los elementos de seguridad en tramos que acarreen un mayor riesgo de accidente.

Los datos se obtienen a partir de mediciones de campo o recurriendo a modelos matemáticos calibrados. Actualmente existen herramientas informáticas que son capaces de realizar este tipo de diagramas conociendo las características geométricas de la carretera.

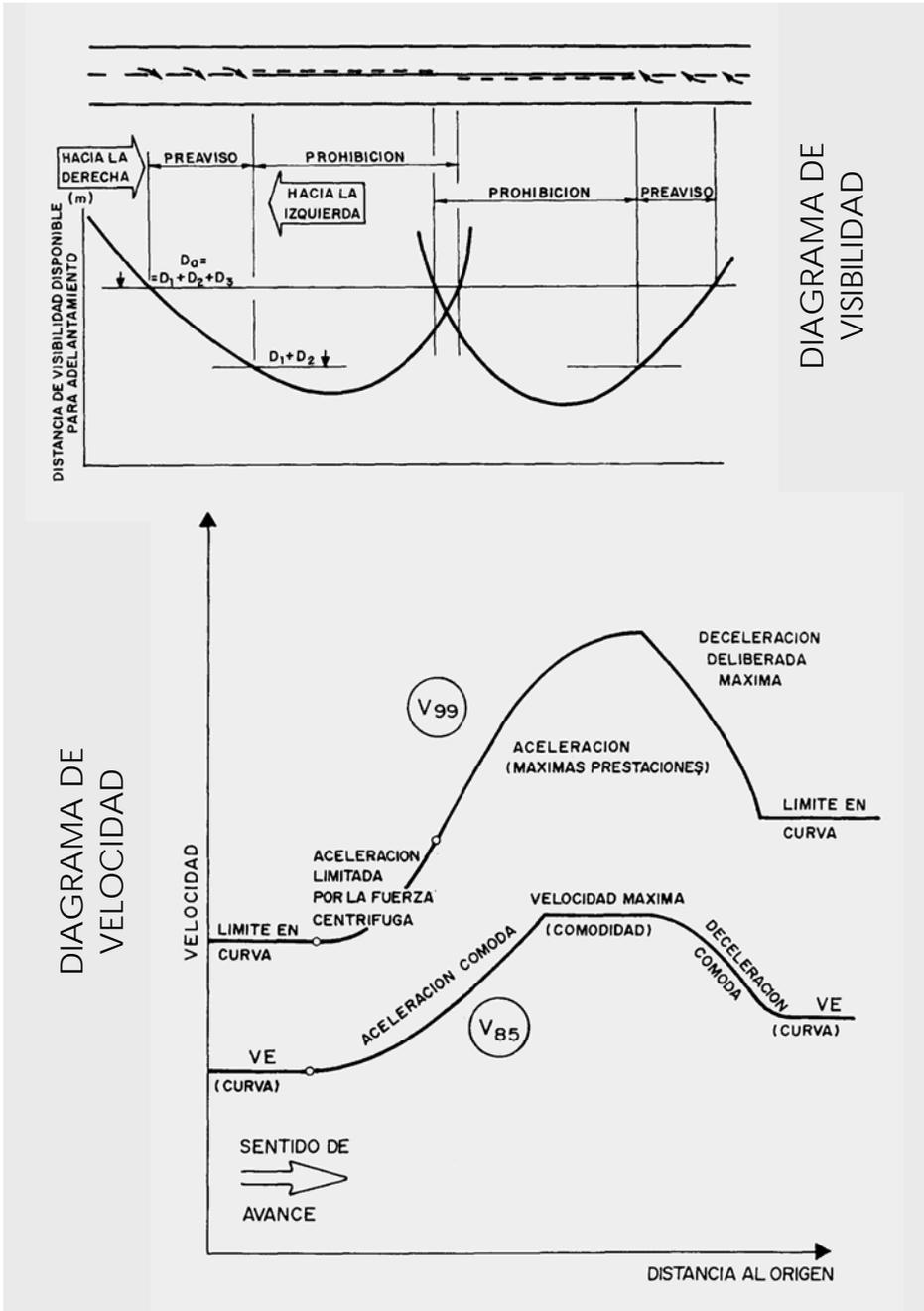


Fig. 10.11 - Diagramas de velocidad y visibilidad (Balaguer)

En un tramo de carretera tipificada como R-100 se pretende realizar un estudio de visibilidad de cara a replantear su trazado. Dicho tramo, de 6.4 km de longitud, se compone de una única alineación de 14 m. de anchura libre y con una pendiente uniforme del 3%.

A la vista de estos datos, se pide:

**(a) Determinar la mínima visibilidad de parada**

La expresión que permite calcular la visibilidad de parada mínima es:

$$VP_{\min} = \frac{T_R \cdot V}{3,6} + \frac{V^2}{254 \cdot (\mu_L + i)}$$

En este caso, la velocidad de proyecto (V) es 100 km/h, al tratarse de una vía clasificada como R-100. A dicha velocidad, el rozamiento longitudinal movilizado según la Instrucción de Carreteras es de 0.325 (ver Capítulo 3). Como tiempo de reacción se tomarán 2 segundos.

Sustituyendo estos datos en la fórmula, obtenemos el siguiente resultado:

$$VP_{\min} = \frac{2 \cdot 100}{3,6} + \frac{100^2}{254 \cdot (0.325 + 0.03)} = 167 \text{ m.}$$

No obstante, la norma recomienda una visibilidad de parada deseable, que se obtiene aumentando en 20 km/h la velocidad de proyecto:

$$VP_d = \frac{2 \cdot 120}{3,6} + \frac{120^2}{254 \cdot (0.325 + 0.03)} = 240 \text{ m.}$$

**(b) Hallar la mínima longitud de la zona de adelantamiento**

Lo primero que debe hacerse es calcular la distancia de adelantamiento, cuyo valor para la velocidad de proyecto es:

$$D_a = 60 + 4.56 \cdot V = 60 + 4.56 \cdot 100 = 516 \text{ m.}$$

La Instrucción aconseja que al menos el 40% del tramo disponga de visibilidad de adelantamiento, es decir

$$L = 0.40 \cdot 6400 \text{ m} = 2560 \text{ m.}$$

A esta cifra habrá que añadir la distancia de adelantamiento, con lo que la longitud total con visibilidad de adelantamiento será:

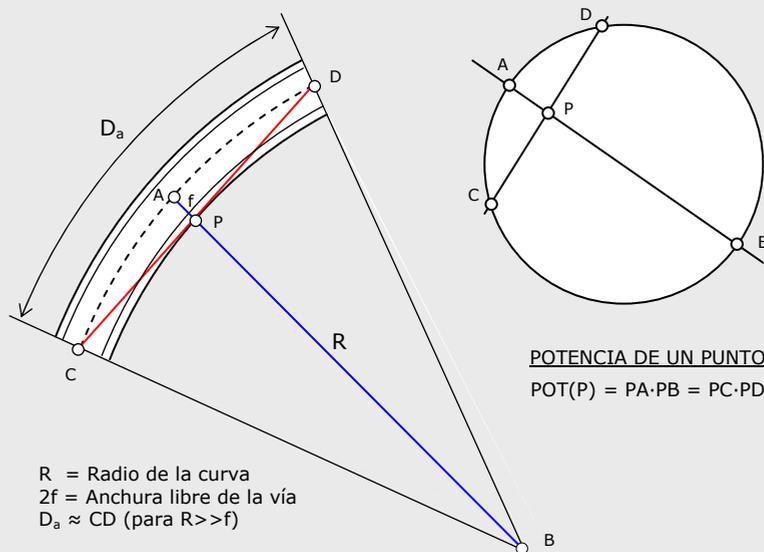
$$VA = 2560 + 516 = 3076 \text{ m.}$$

Esta longitud garantiza que en el 40% del tramo (2.560 m) existirá una visibilidad de adelantamiento (516 m.) suficiente para realizar dicha maniobra.

**(c) En el caso de que la alineación estuviera compuesta por una curva circular, hallar el mínimo valor del radio que garantice las condiciones de visibilidad**

La condición de borde para determinar el radio de esta alineación es la distancia de adelantamiento, cuyo valor anteriormente calculado es de 516 m. Además conocemos su anchura libre de vía, que es de 14 m.

En el siguiente esquema se muestra el procedimiento para calcular el radio, empleando para ello el concepto de potencia:



Como el radio ( $R$ ) es muy superior a la flecha ( $f$ ), podemos aproximar el valor de la cuerda al de su arco correspondiente ( $D_a$ ), de forma que:

$$f \cdot (2R - f) = \left(\frac{D_a}{2}\right)^2$$

Puede despreciarse el sumando  $f$  frente a  $2R$ , al ser éste muy superior:

$$R = \frac{D_a^2}{8 \cdot f} = \frac{516^2}{8 \cdot 7} = 4.755 \text{ m.}$$

Cualquier radio que supere este valor cumple la condición de visibilidad, ya que la curvatura será tal que posibilite una visibilidad superior a la requerida por motivos de parada o adelantamiento.

### 3.3. El terreno

Como veíamos anteriormente, una de las circunstancias que más influye en el coste de una carretera es la **topografía** existente en la zona donde se pretende construir dicha vía. El relieve se convierte así en una condición límite del trazado, en cuanto que debe procurarse que el movimiento de tierras sea el menor posible para no disparar los costes de construcción.

La Instrucción de Carreteras española clasifica el relieve según su la inclinación media de la línea de máxima pendiente de la franja de terreno interceptada por la explanación de la carretera, con arreglo a la siguiente tabla:

TIPO DE RELIEVE		INCLINACIÓN MÁXIMA (%)
LL	Llano	$i \leq 5$
O	Ondulado	$5 < i \leq 15$
A	Accidentado	$15 < i \leq 25$
MA	Muy accidentado	$i > 25$

Pueden establecerse unas pautas de trazado para cada uno de los distintos tipos de relieve existentes:

- (a) Terreno llano: El trazado debe ser **indiferente**, aunque sin caer en la monotonía. Deberán esquivarse los relieves aislados –muelas, mesas o cerros- y, tratar de perturbarlo lo menos posible, dado su elevado valor agrícola. A diferencia de los restantes, predominan las alineaciones rectas.
- (b) Terreno ondulado: El trazado ha de ser **sumiso**, ceñido al terreno. Es recomendable cruzar las curvas de nivel con ángulos pequeños y aprovechar las divisorias para integrar el trazado en el paisaje.
- (c) Terreno accidentado: Debe adoptarse un trazado **valiente** ante un entorno adverso, aunque sin causar un gran impacto ambiental. Algunos de sus elementos, como las pendientes, quedarán restringidos.
- (d) Terreno muy accidentado: La actitud ante este tipo de terrenos es de **resignación**, quedando el trazado a merced de las condiciones topográficas.

Otros aspectos a considerar son la **condición geológica** y geotécnica del terreno o el **impacto ambiental** generado en las fases de construcción y explotación de la obra, vistos ya en anteriores apartados.

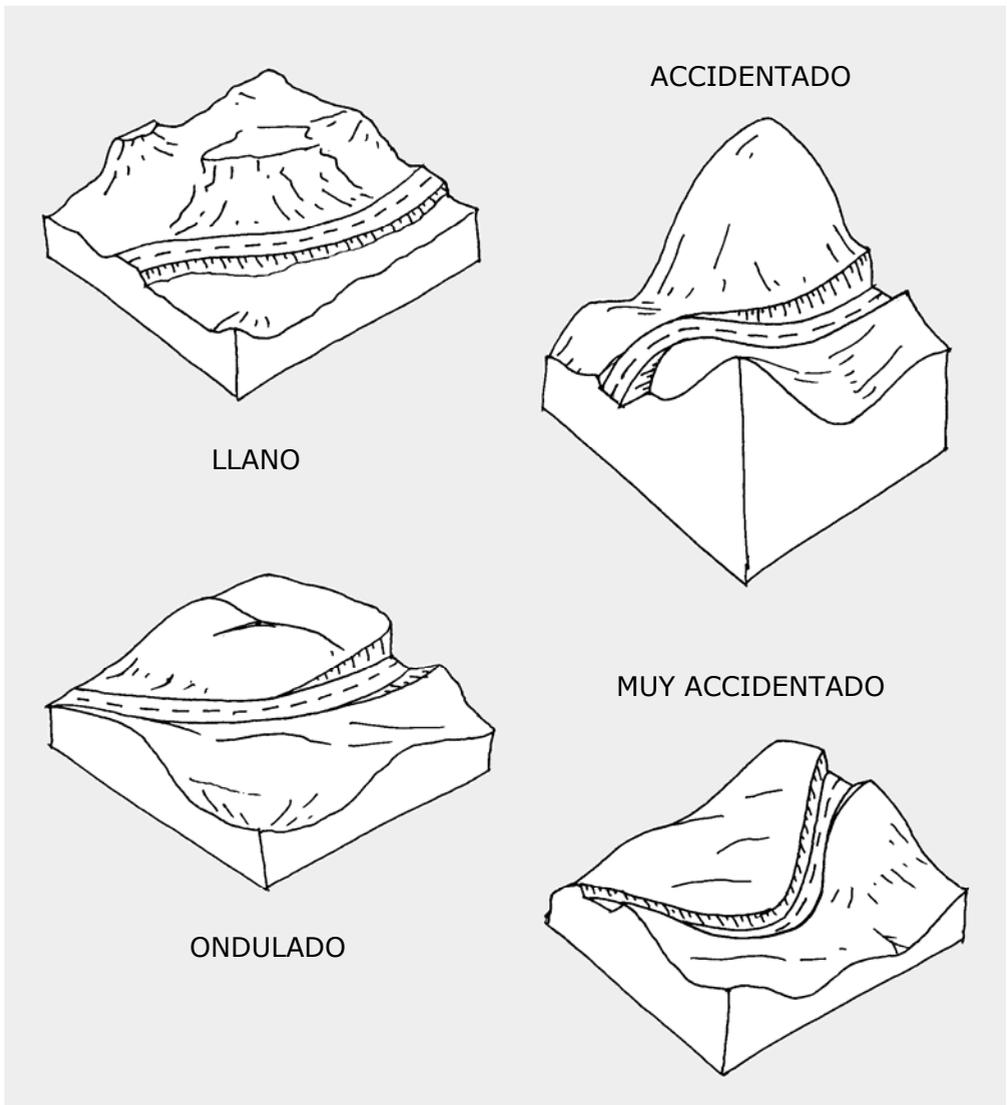


Fig. 10.12 - Representación esquemática de los distintos tipos de relieve

### 3.4. La armonía planta-alzado

Es del todo cierto que la consideración independiente de los trazados en planta y alzado facilita enormemente la labor al proyectista a la hora de plantear el trazado de una carretera. Por este motivo debe prestarse una especial atención a su coordinación,

de forma que se obtenga un trazado conjunto que proporcione al conductor en todo momento una sensación de seguridad y comodidad, evitándole sorpresas y desorientaciones.

Para la realización de este tipo de estudios se emplea la **perspectiva cónica** desde el punto de vista del conductor, por lo que antes de la aplicación de la Informática a la Ingeniería de Carreteras su realización era complicada y costosa. En la actualidad no existe este problema, pudiendo incluso realizarse simulaciones de recorrido a tiempo real, fijando parámetros como la velocidad, la altura del punto de vista e incluso las condiciones ambientales y del firme.

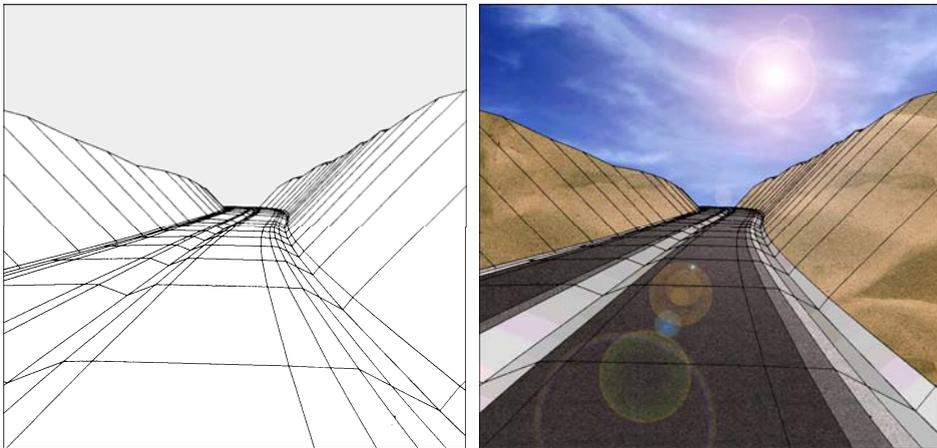


Fig. 10.13 - La informática ayuda a simular las condiciones de trazado

A continuación comentaremos los tres defectos más comunes en trazados no debidamente coordinados:

- (a) Distorsiones y falsas inflexiones: Este tipo de defectos se da cuando no coinciden los puntos de acuerdo en planta y alzado, lo que ocasiona una inversión aparente de curvatura, que resulta poco estética e incluso engañosa para el conductor.
- (b) Garrotes o codos ópticos: Un curva excesivamente corta o de radio reducido provoca la aparición de puntos angulosos en la calzada, estéticamente poco deseables.
- (c) Pérdidas de trazado: Sin duda es el defecto más peligroso de los tres, ya que impide al conductor visualizar un tramo relativamente próximo aunque no así divisar otro más lejano, con lo que éste puede hacerse una idea equivocada de la geometría del tramo oculto (**pozo de incertidumbre**). Se produce al combinar en alzado acuerdos cóncavos y/o convexos de forma muy próxima o parámetros reducidos.

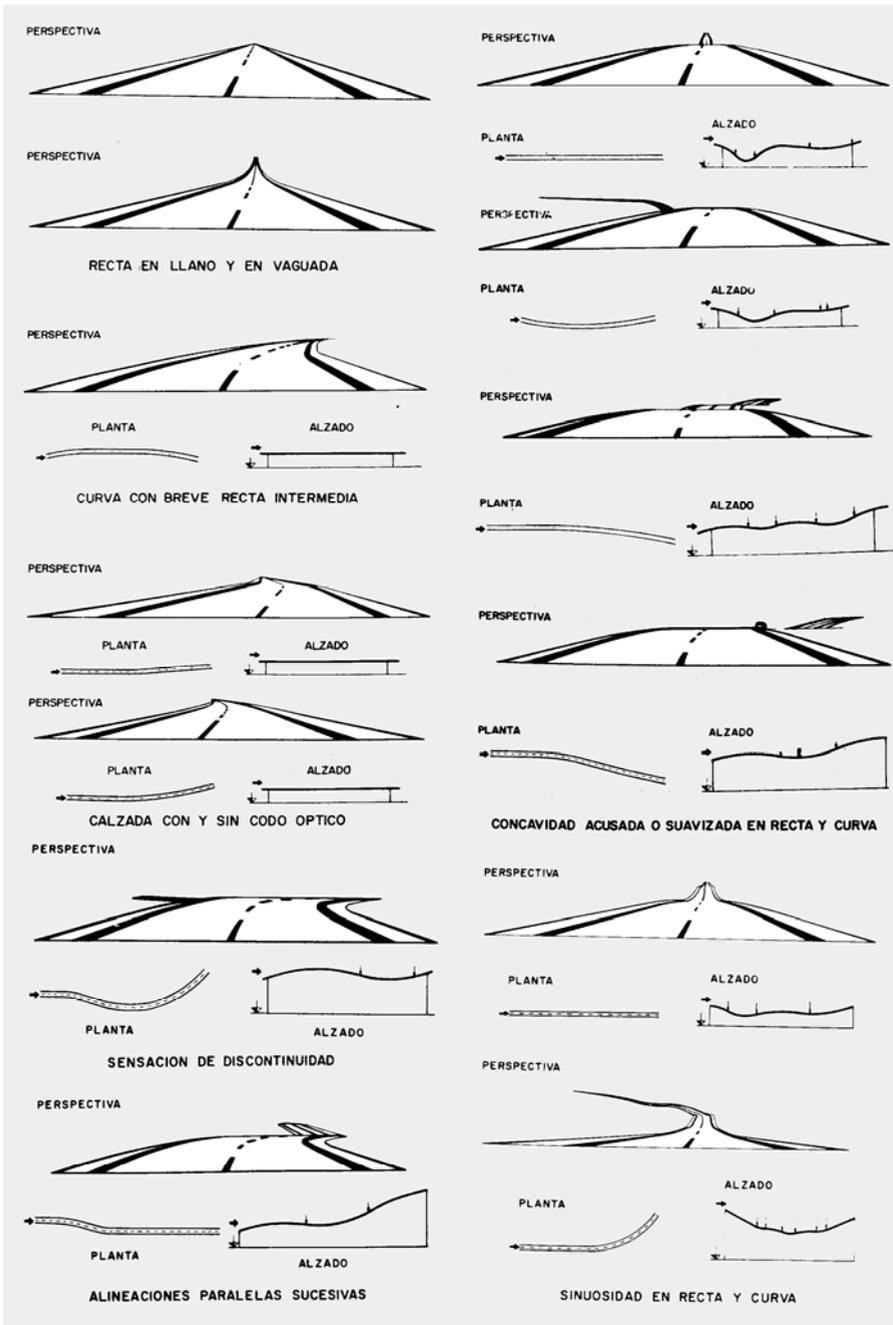
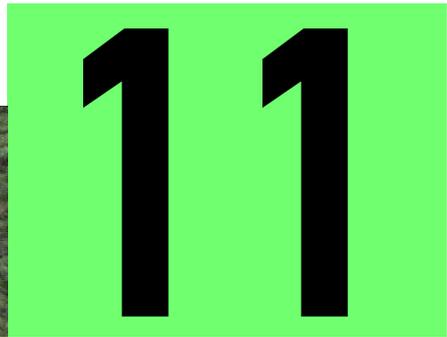


Fig. 10.14 - Perspectivas de diversas situaciones de trazado



## TRAZADO EN PLANTA

Puede afirmarse con rotundidad que el camino más corto entre dos puntos es la línea recta; ahora bien, lo que no es cierto es que sea el más conveniente.

La anterior frase nos introduce en el primer paso que suele darse a la hora de abordar la problemática de trazado de una vía, que es definir su **recorrido**. Dado el carácter lineal de este tipo de obras, la vista en planta se constituye como un arma fundamental en el proyecto de carreteras, ya que permite manejar con la suficiente amplitud y facilidad los diferentes parámetros del entorno que afectan a su trazado.

La geometría en planta de una carretera viene definida, dicho de forma simplificada, por **tramos**, que a su vez se componen de **alineaciones**. Éstas pueden ser rectas –de dirección constante- o curvas –de dirección variable-. Todas ellas poseen una serie de características limitativas de ciertos aspectos relativos a su propio trazado o a elementos íntimamente relacionados con él, tales como la velocidad específica.

Así, el trazado en planta se constituye como la base sobre la que se definirán el resto de elementos geométricos –rampas, pendientes, peraltes, sobreanchos, etc.- pertenecientes al perfil y la sección transversal de la vía. Por tanto, es de vital importancia una cuidada y minuciosa definición de sus alineaciones en planta para que a la postre su trazado se halle en consonancia con los niveles de seguridad y comodidad que por su rango requiera la carretera.

## 1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

Como veíamos en el capítulo anterior, cualquier tramo de carretera se halla constituido en planta por la combinación de tres tipos de alineaciones: **rectas**, **curvas circulares** y **curvas de transición**.

Si establecemos una relación entre el **acimut** o dirección ( $\varphi$ ) de cada alineación y la distancia recorrida (L) respecto a un origen de coordenadas, podemos asemejar cada uno de los tipos de alineaciones a una expresión matemática de tipo polinómico. En el siguiente cuadro se recogen las características más reseñables de los tres tipos de alineaciones, incluyendo dichos modelos polinómicos:

S.18		Características generales de las alineaciones en planta				
ALINEACIÓN	RECTA	R	CURVA CIRCULAR	CC	CURVA DE TRANSICIÓN	CT
<b>Geometría</b>	Línea recta		Circunferencia		Clotoide	
<b>Parámetros geométricos</b>	Longitud (L)		Radio (R) Longitud (L)		Parámetro (A) Longitud (L)	
<b>Mod. polinómico</b>	$\varphi = a_0$		$\varphi = a_0 + a_1 \cdot L$		$\varphi = a_0 + a_1 \cdot L + a_2 \cdot L^2$	
<b>Curvatura (K)</b>	$K = 0$		$K = 1 / R$		$K = L / A^2$	
<b>Características genéricas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Plantean pocos problemas al conductor</li> <li>- Se desarrollan las mayores velocidades</li> <li>- Su trazado y replanteo es sencillo</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Provocan la aparición de la fuerza centrífuga sobre el vehículo</li> <li>- Están dotadas de inclinación transversal o peralte</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Han sido concebidas para facilitar la transición entre las otras dos</li> <li>- Su cálculo es relativamente complejo</li> </ul>	

## 2. ALINEACIONES RECTAS

La **recta** es un elemento de trazado especialmente indicado en cualquier tipo de carretera, para adaptarse a ciertos condicionantes del entorno, como pueda ser la existencia de otras infraestructuras, condicionantes urbanísticos, terrenos llanos, valles de configuración recta, etc. También se emplea en vías de dos carriles y doble sentido de circulación para ofrecer suficientes oportunidades de adelantamiento a los vehículos que transitan por ella, ya que este tipo de alineación no suele plantear problemas de visibilidad, siendo más simple de realizar la maniobra de adelantamiento.

No es conveniente que este tipo de alineaciones sean excesivamente largas, ya que esto provoca la aparición de una sensación de monotonía y cansancio en el conductor, que se traduce en una pérdida de atención que puede llegar a ser muy peligrosa. La Instrucción de Carreteras limita su longitud, estableciendo un **valor máximo** equivalente a un tiempo de recorrido de 60 segundos a la velocidad de proyecto. Esto arroja valores comprendidos entre **500 y 2.000 metros**:

$$L_{\text{máx}} = \frac{60}{3,6} \cdot V$$

donde V es la velocidad de proyecto del tramo en km/h.

En cuanto a la **longitud mínima** de este tipo de alineaciones, la norma establece valores de entre **50 y 350 metros**. En ocasiones puede ser recomendable eliminar o reemplazar este tipo de alineaciones por otras, especialmente en los siguientes casos:

- Cuando en una alineación recta situada entre dos curvas de sentido contrario (trazado en "S"), el tiempo de recorrido a la velocidad de proyecto no sea superior a 5 segundos. En este caso es preferible alargar las curvas de transición y suprimir dicha alineación.

$$L_{\text{min,s}} = 1,39 \cdot V$$

- En el caso de que las curvas sean del mismo sentido y el tiempo de recorrido de la alineación recta existente entre ellas no supere los 10 segundos, es recomendable sustituir ambas curvas y la recta por una única alineación curva.

$$L_{\text{min,o}} = 2,78 \cdot V$$

- Las alineaciones rectas de gran longitud pueden sustituirse por curvas circulares de radio muy amplio (de 5.000 a 10.000 m.) que obliguen al conductor a modificar ligeramente la dirección del vehículo, obligándole así a mantener despierta su atención. Además, se evita el posible efecto de continuo deslumbramiento, característico de las rectas.

La siguiente tabla resume los valores máximos y mínimos de una recta en función de la velocidad de proyecto:

T.27		Longitudes máximas y mínimas en alineaciones rectas				
VELOCIDAD DE PROYECTO (km/h)		40	60	80	100	120
Longitud máxima (m)		700	1000	1350	1700	2000
Longitud mínima (m)	Curvas en S	55	85	110	140	170
	Otros casos	110	170	225	280	340

### 3. CURVAS CIRCULARES

Este tipo de alineaciones de curvatura positiva y constante poseen una característica singular que condiciona su geometría, que es la aparición de una **fuerza centrífuga** que tiende a desplazar el vehículo hacia el exterior de la curva que recorre.

Los principales condicionantes de diseño de este tipo de alineaciones son:

- Equilibrio dinámico: elección de una relación radio/peralte apropiada para un determinado rozamiento transversal, función de la velocidad.
- Existencia de visibilidad de parada en toda su longitud.
- Adecuada coordinación planta-alzado, especialmente para evitar pérdidas de trazado o codos ópticos.

En el Capítulo 3 se abordó el problema de la estabilidad del vehículo en las curvas, y se obtuvo una fórmula que relacionaba radio, velocidad y peralte, que es la empleada por la Instrucción española:

$$V^2 = 127 \cdot R \cdot \left( \frac{p}{100} + f_t \right)$$

siendo  $V$  la velocidad en km/h

$R$  el radio horizontal de la curva en m

$f_t$  el coeficiente de rozamiento transversal

$p$  el peralte de la curva en %

Analizando la dinámica del movimiento en la curva, se deduce que la aceleración centrífuga ( $a_c$ ) existente se contrarresta de dos formas:

- Mediante la acción dinámica compensatoria del **peralte**, que al inclinar el plano de apoyo del vehículo genera una aceleración centrípeta ( $a_p$ ).
- A través del **rozamiento transversal** movilizado por el conductor al girar el volante ( $a_R$ ).

Un parámetro que da una idea de la seguridad de una curva es la proporción de aceleración centrífuga compensada por el peralte:

$$\beta = \frac{a_p}{a_c} = \frac{\frac{127 \cdot p}{100}}{\frac{V^2}{R}} = \frac{1.27 \cdot R \cdot p}{V^2}$$

A medida que la velocidad específica de la curva aumente, es lógico pensar que dicho coeficiente sea más próximo a la unidad, ya que el rozamiento transversal movilizado será cada vez menor. Este hecho, por otro lado, es necesario, ya que cuanto mayor es la velocidad de un vehículo, más fiables deben ser las condiciones de seguridad que aseguren su correcta circulación.

Asimismo, puede calcularse la velocidad  $V_0$  a la que el vehículo podría tomar la curva sin ejercer acción alguna sobre el volante, es decir, sin movilizar rozamiento transversal:

$$V_0 = \sqrt{1.27 \cdot R \cdot p} = V \cdot \sqrt{\beta}$$

Una elevada velocidad de entrada a la curva puede producir los siguientes efectos no deseables, que conllevan un alto riesgo de accidente:

- (a) Quiebro: Conocido popularmente como *tijera*, este fenómeno sólo afecta a los vehículos articulados –remolques, semirremolques o caravanas- y se produce al ser empujada la cabeza tractora por el correspondiente remolque. El desencadenante de este tipo de accidente suele ser una ligera frenada, que movilice un rozamiento transversal superior a 0,25. Se da con relativa frecuencia a bajas velocidades.
- (b) Deslizamiento: Se produce cuando el rozamiento movilizado alcanza el máximo valor de resistencia al deslizamiento transversal, no pudiendo compensar totalmente la fuerza centrífuga que hace que el vehículo tienda a salirse por el exterior de la curva.
- (c) Vuelco: Esta condición es muy difícil que se dé, ya que requiere un rozamiento transversal importante para que el vehículo no deslice. Aun así, debe contemplarse esta posibilidad. La condición de vuelco será la más restrictiva si se cumple que:

$$f_t = \frac{b}{2h}$$

donde  $b$  es la distancia entre las ruedas de un mismo eje

$h$  es la distancia del centro de masas del vehículo respecto al firme

De cara al estudio de este tipo de alineaciones, cuyo fin no es otro que delimitar los valores mínimos de radios y peraltes, la Instrucción distingue entre dos tipos de vías:

- (a) Grupo 1: Autopistas, autovías, vías rápidas y carreteras convencionales, de éstas últimas sólo aquéllas cuya velocidad de proyecto sea de 100 km/h.
- (b) Grupo 2: Resto de carreteras convencionales, con velocidad de proyecto inferior a 100 km/h.

### 3.1. Elección del radio y el peralte

El valor del radio se adopta en función del **peligro de deslizamiento**, condición generalmente más restrictiva que la de vuelco. Dicho valor se corresponde con el límite señalado por la **velocidad específica**, ya que un valor inferior entraría en una zona de inseguridad, pudiéndose incluso llegar al deslizamiento. El radio que finalmente se adopte para resolver la alineación deberá hallarse dentro de la zona de comodidad.

El **radio mínimo** de una alineación curva viene determinado por la velocidad específica del tramo, tal y como se indica en los siguientes diagramas:

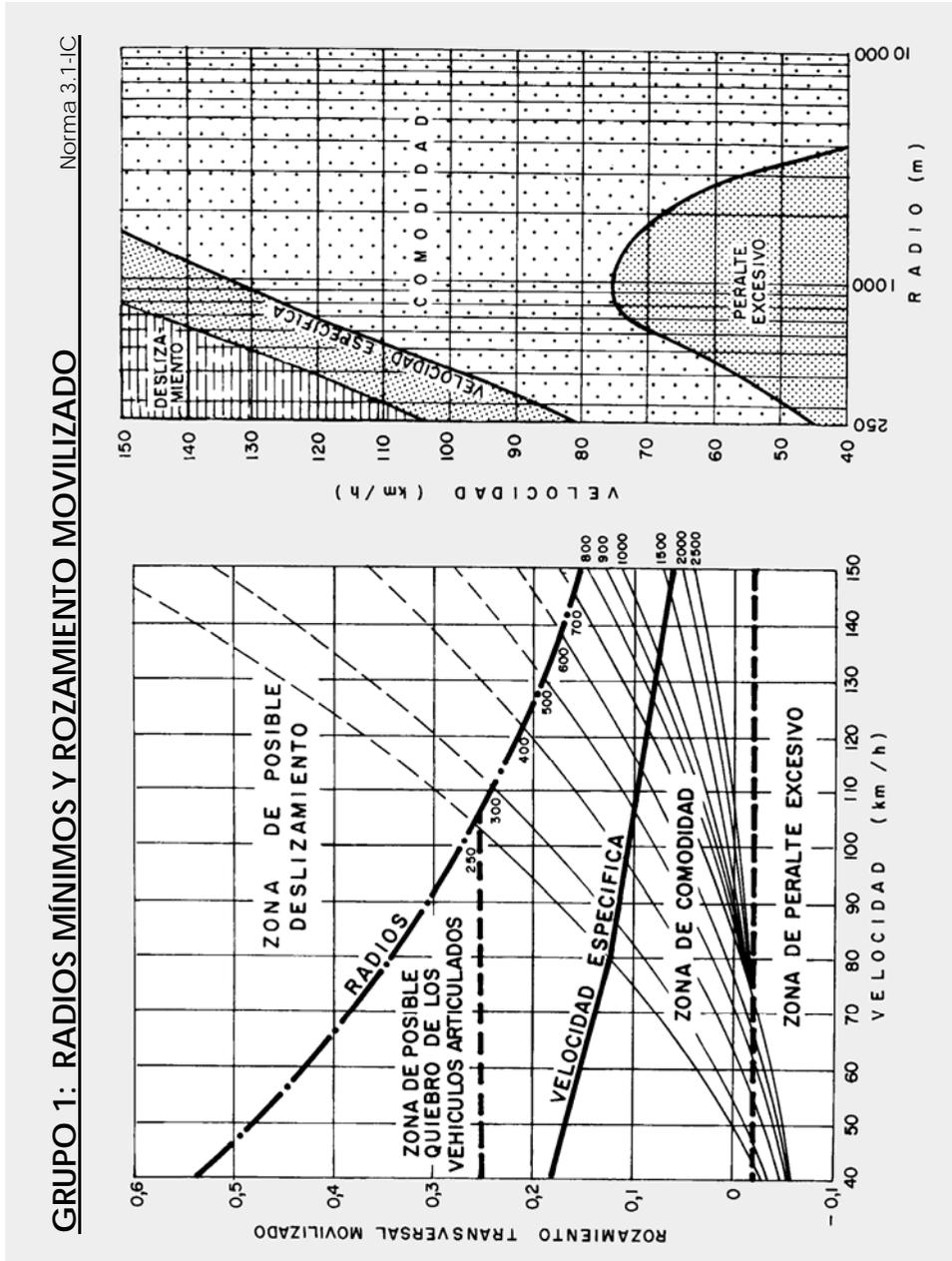


Fig. 11.1 - Parámetros en alineaciones curvas (grupo 1)

**GRUPO 2: RADIOS MÍNIMOS Y ROZAMIENTO MOVILIZADO**

Norma 3.1-IC

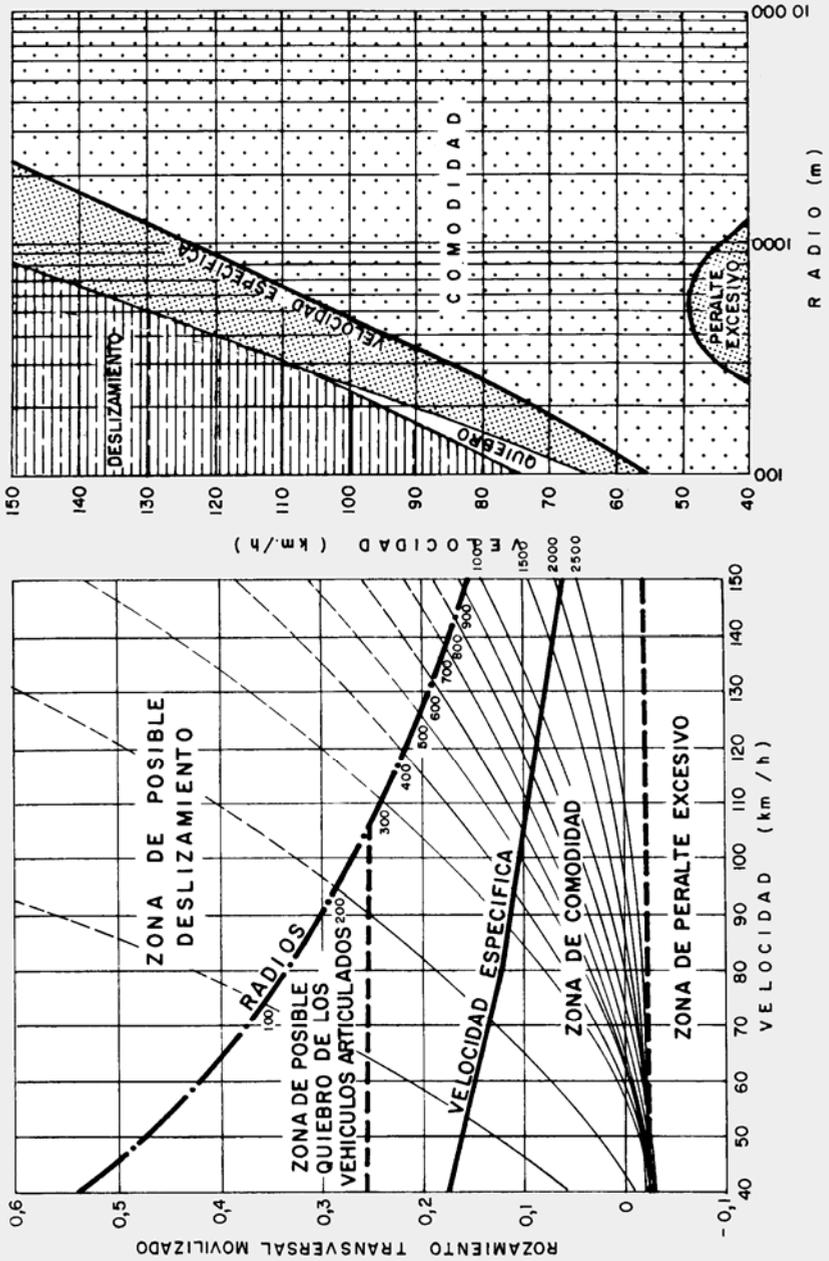


Fig. 11.2 - Parámetros en alineaciones curvas (grupo 2)

El **peralte** se halla íntimamente relacionado con el radio escogido. A este efecto, la norma ha realizado un estudio, fruto del cual es la siguiente tabla, que establece los valores límite a considerar en la adopción del peralte:

**T.28 Relación entre valores límite de radios y peraltes**

VALORES LÍMITE		GRUPO 1	GRUPO 2
$P_{max}$	Peralte máximo	8.00%	7.00%
$R_1$	Radio máximo para peralte máximo	700 m.	350 m.
$R_2$	Radio mínimo para peralte del 2%	5.000 m.	2.500 m.
$R_3$	Radio mínimo para bombeo del 2%	7.500 m.	3.500 m.

El siguiente gráfico permite obtener el valor del peralte en función del radio adoptado, según sea el grupo al que pertenezca la vía en proyecto:

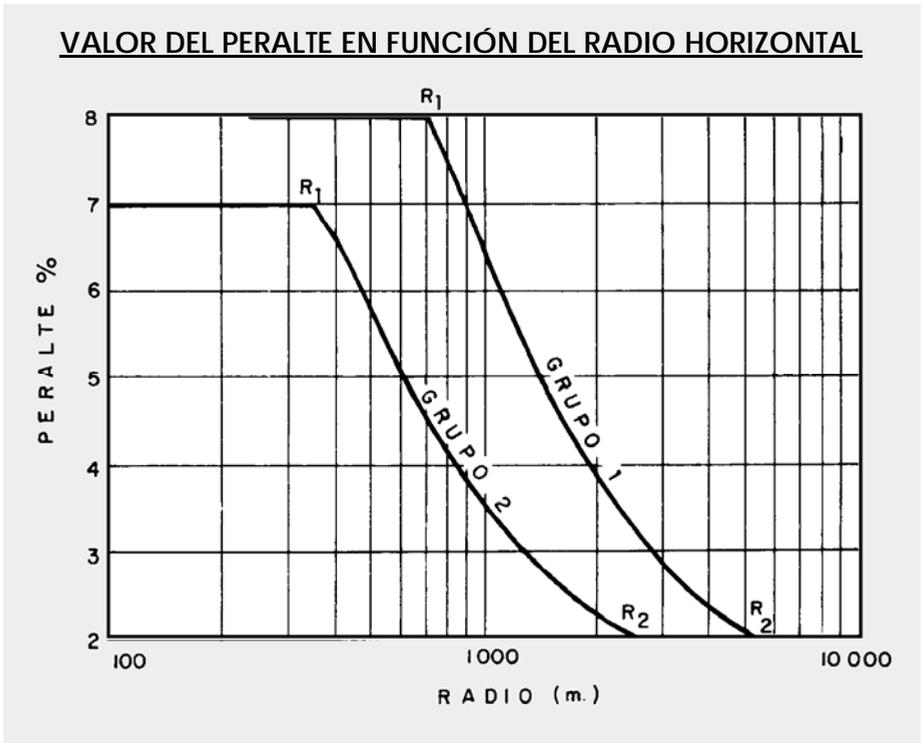


Fig. 11.3 – Relación entre radio y peralte (Norma 3.1-IC)

### 3.2. Despejes

Las alineaciones curvas suelen ser las más propensas a plantear problemas de visibilidad, especialmente en los túneles, viaductos y tramos en desmante o a media ladera. Para subsanar este tipo de inconvenientes, se recurre al **despeje** o anchura libre necesaria para conseguir visibilidad de parada en un determinado punto, medida a partir del borde interior de la calzada.

El cálculo su valor puede realizarse mediante dos métodos: el trigonométrico, más exacto, y otro aproximado, basado en el concepto de potencia.

$$VD_{\min} = 2 \cdot R \cdot \arccos\left(1 - \frac{f}{R}\right) \approx \sqrt{8 \cdot R \cdot f}$$

siendo  $VD_{\min}$  la visibilidad mínima disponible en metros

$R$  el radio de la curva en metros

$f$  el valor total del despeje en metros

Dada su mayor simplicidad y facilidad de manejo suele emplearse la expresión aproximada, salvo que la curva sea muy cerrada, en cuyo caso el valor obtenido con aquélla puede ser sensiblemente inferior al necesario.

El valor de despeje obtenido anteriormente corresponde a la longitud total de la flecha que marca la anchura libre necesaria. A este valor será necesario descontarle la distancia transversal entre la visual del conductor y el borde interior de la calzada, con lo que el **despeje real** o efectivo será:

$$d = \frac{VD_{\min}^2}{8 \cdot R} - b$$

siendo  $d$  el máximo despeje, localizado en el punto medio de la visual

$b$  la distancia transversal respecto del borde de la calzada a la que se halla el punto de vista del conductor, normalmente 1.50 m.

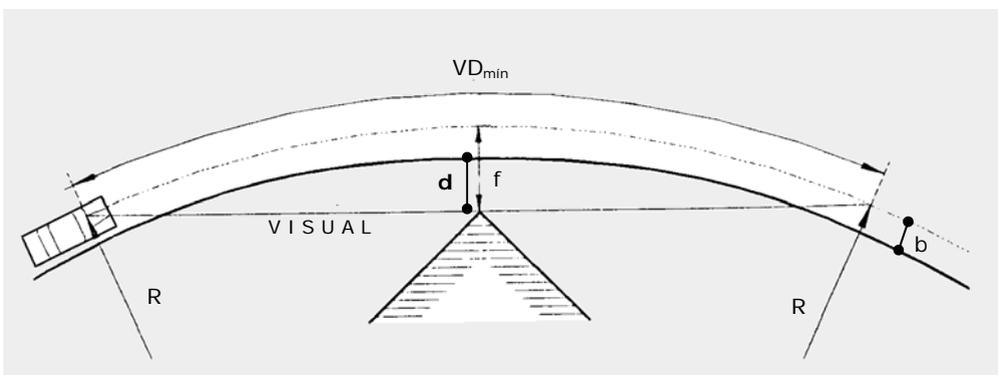


Fig. 11.4 – Despeje de una curva circular

El estudio de los valores de despeje de una curva suele realizarse trazando visuales desde cada uno de los puntos que la conforman, cuya longitud es igual a la mínima distancia de visibilidad requerida, usualmente la **distancia de parada**. La **línea de despeje** vendrá definida entonces por la **envolvente** de dichas visuales.

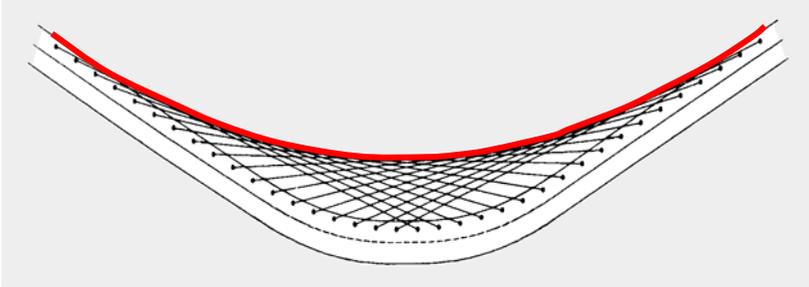


Fig. 11.5 – Línea de despeje

## 4. CURVAS DE TRANSICIÓN

La **curva de transición** surge debido a la necesidad de interponer un elemento que garantice una **continuidad dinámica y geométrica** entre los anteriores tipos de alineaciones:

- La continuidad dinámica apunta al hecho de que la aparición de la fuerza centrífuga ocasionada al modificar la trayectoria se haga de manera gradual, de forma que el conductor pueda efectuar una maniobra de giro suave –con velocidad angular constante- para adecuarse a este cambio.
- La continuidad geométrica va ligada a la anterior, y se refiere a la inexistencia de discontinuidades o puntos angulosos entre los elementos geométricos de dos alineaciones consecutivas, como puedan ser la curvatura o el peralte .

Aparte de servir como enlace de otros tipos de alineaciones, la curva de transición se constituye como una alineación más, pudiendo existir tramos de vía compuestos exclusivamente por este tipo de curvas.

### 4.1. Ecuaciones características

Como ya se ha comentado, la principal condición que rige este tipo de curvas es su continuidad dinámica, por lo que para hallar su expresión debemos plantear el estado de fuerzas que actúan en ella y plantear su equilibrio.

Las fuerzas actuantes, descompuestas convenientemente y prescindiendo del efecto del rozamiento transversal, serán las siguientes:

$$F_c = m \cdot \frac{V^2}{R} \cos \beta \approx m \cdot \frac{V^2}{R}$$

$$F_p = P \cdot \operatorname{sen} \beta \approx P \cdot p = m \cdot g \cdot p$$

Aplicando la ecuación de equilibrio del sistema:

$$F_c = F_p \Rightarrow m \cdot \frac{V^2}{R} = m \cdot g \cdot p \Rightarrow \frac{V^2}{R} = g \cdot p$$

Si consideramos que el peralte varía proporcionalmente a un determinado parámetro en planta ( $p = k \cdot Y$ ), se obtienen una serie de curvas dinámicas en función del parámetro escogido:

S.19

## Modelos de curva de transición

PARÁMETRO EN PLANTA	CURVA	ECUACIÓN
Longitud recorrida (L)	Clotoide	$R \cdot L = A^2$
Longitud de la cuerda (D)	Lemniscata	$R \cdot D = B^2$
Valor de la abcisa (x)	Radioide de abscisas	$R \cdot x = C^2$

De todas ellas, la **clotoide** posee unas características dinámicas superiores a las otras dos, por lo que es la única que se emplea en carreteras. Su ecuación característica es la siguiente:

$$R \cdot L = A^2$$

donde A es el parámetro de la clotoide  
L es la longitud recorrida  
R es el radio de curvatura correspondiente a dicha longitud

Otra forma de expresar matemáticamente esta curva es en función del **ángulo girado** ( $\varphi$ ) según la longitud recorrida (L). Para ello, debemos partir de que la longitud de arco recorrida es proporcional al ángulo girado:

$$dL = R \cdot d\varphi$$

Si en la anterior expresión incluimos la ecuación característica de la clotoide, obtendremos la siguiente ecuación diferencial:

$$dL = \frac{A^2}{L} \cdot d\varphi$$

Agrupando variables e integrando,

$$L \cdot dL = A^2 \cdot d\varphi \Rightarrow \int L \cdot dL = \int A^2 \cdot d\varphi \Rightarrow \frac{L^2}{2} = A^2 \cdot \varphi$$

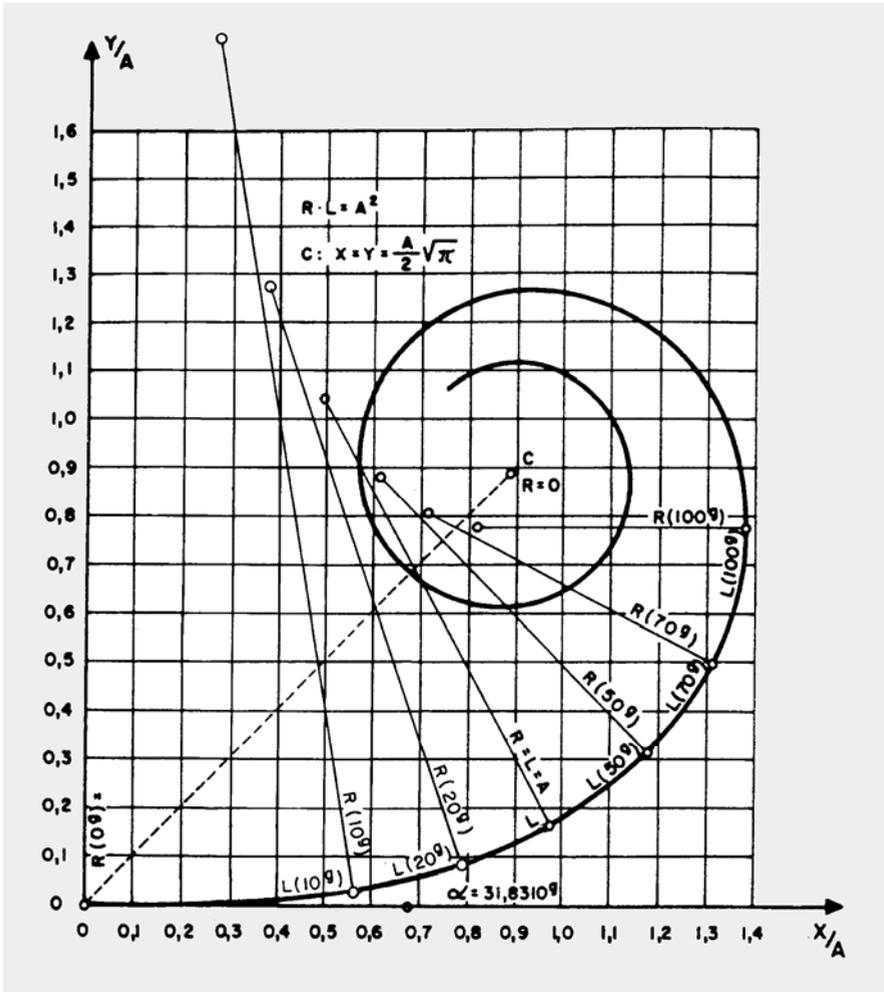


Fig. 11.6 – Clotoide o espiral de Cornu (Balaguer)

Despejando el valor de L,

$$L = \sqrt{2 \cdot A^2 \cdot \varphi} = m \cdot \sqrt{\varphi}, \text{ siendo } m = \sqrt{2} \cdot A$$

Reemplazando m por su valor en la anterior expresión y elevándola al cuadrado, podemos hallar una expresión que relacione las tres variables:

$$\left. \begin{aligned} L \cdot R &= A^2 \\ L^2 &= 2 \cdot A^2 \cdot \varphi \end{aligned} \right\} L \cdot R = \frac{L^2}{2 \cdot \varphi} \Rightarrow \varphi = \frac{L}{2 \cdot R}$$

El inconveniente que plantea este tipo de expresiones es que no permiten representar rápidamente la curva en un sistema de coordenadas cartesiano. Por ello, debemos recurrir a herramientas matemáticas –tales como los desarrollos en serie- que nos permitan obtener sus ecuaciones paramétricas:

$$x = A \cdot \sqrt{2\varphi} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\varphi^{2n}}{(1+4n) \cdot (2n)!} \cdot (-1)^n = A \cdot \sqrt{2\varphi} \cdot \left( 1 - \frac{\varphi^2}{5 \cdot 2!} + \frac{\varphi^4}{9 \cdot 4!} - \frac{\varphi^6}{13 \cdot 6!} + \dots \right)$$

$$y = A \cdot \sqrt{2\varphi} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\varphi^{2n+1}}{(3+4n) \cdot (2n+1)!} \cdot (-1)^n = A \cdot \sqrt{2\varphi} \cdot \left( \frac{\varphi}{3 \cdot 1!} - \frac{\varphi^3}{7 \cdot 3!} + \frac{\varphi^5}{11 \cdot 5!} - \dots \right)$$

Para valores pequeños del ángulo  $\varphi$ , puede obtenerse una expresión aproximada, que coincide con la forma de la **parábola cúbica**:

$$y = \frac{x^3}{6 \cdot A^2}$$

## 4.2. Parámetros geométricos

Existen otra serie de parámetros auxiliares, aunque de gran utilidad a la hora de representar gráficamente o replantear la curva. Éstos son:

- Tangente de entrada (o salida): Punto de tangencia entre la clotoide y la anterior (o siguiente) alineación recta. Coincide con el origen de coordenadas de la clotoide, por lo que también se llama tangente en el origen (O).
- Tangente común: Se llama así al punto de contacto entre una alineación circular y una clotoide. Su característica principal es que los radios de la curva circular y del círculo osculador a la clotoide en dicho punto coinciden.
- Retranqueo ( $\Delta R$ ): Distancia respecto de la tangente en el origen de la clotoide (eje de abscisas) a la que debe desplazarse el círculo osculador a la clotoide (R) en el punto de enlace con la siguiente alineación.

$$\Delta R = Y + R \cdot (\cos \varphi - 1)$$

- Distancia  $X_0$ : Distancia al origen de la clotoide de la proyección del centro del círculo osculador (C) sobre la tangente de entrada.

$$X_0 = X - R \cdot \text{sen } \varphi$$

- Tangente corta ( $T_c$ ): Longitud del segmento tangente al círculo osculador de la clotoide, limitado por la tangente común y el eje de abscisas (X). Su pendiente se corresponde con el ángulo girado ( $\varphi$ ). Su valor viene dado por:

$$T_c = \frac{Y}{\text{sen } \varphi}$$

- (f) Tangente larga ( $T_L$ ): Distancia entre el origen de la clotoide y el punto de corte de la tangente corta con el eje de abscisas. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$T_L = X - \frac{Y}{\operatorname{tg} \varphi}$$

Otra de las características que posee la clotoide es su **homotecia**, propiedad que viene a decir que dos clotoides con distinto parámetro son semejantes, y que sus puntos de igual curvatura mantienen una razón constante con respecto a un punto fijo, llamado centro de homotecia.

Esta propiedad geométrica que permite obtener sus características geométricas independientemente del valor de su parámetro. A este efecto, pueden confeccionarse tablas adimensionales como las que figuran en las páginas siguientes que relacionen las diferentes variables de la curva.

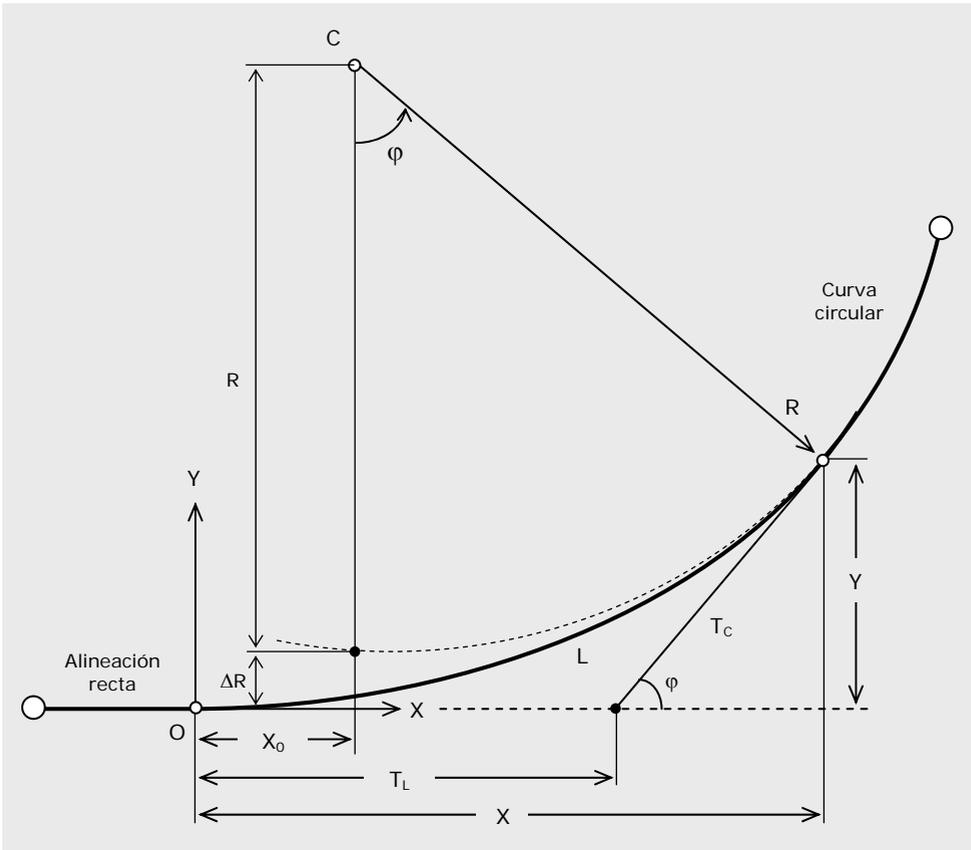


Fig. 11.7 – Parámetros geométricos de una clotoide

### 4.3. Limitaciones en la elección del parámetro

La elección del parámetro de la clotoide no se realiza de forma arbitraria, sino que debe de ceñirse a una serie de condicionantes estéticas, geométricas y dinámicas que garanticen la seguridad y comodidad de los vehículos al circular por ella.

La Instrucción de Carreteras establece tres condiciones que limitan la **longitud mínima** de una curva de transición y por tanto, su parámetro: **estética**, limitación de la **aceleración centrífuga** y **transición del peralte**.

#### Condición estética

Con el fin de que la curva de transición sea fácilmente perceptible por el conductor, así como para evitar el antiestético **efecto garrote** que ocasionan los codos ópticos, deberán cumplirse simultáneamente las siguientes condiciones:

- La variación del acimut ( $\varphi$ ) entre los extremos de la clotoide deberá ser mayor o igual a un dieciochoavo de radián:

$$\varphi = \frac{L}{2R} \geq \frac{1}{18} \Rightarrow L \geq \frac{R}{9}$$

Lo que establece un valor del parámetro de:

$$A \geq \frac{R}{3}$$

- Es recomendable que la variación de acimut entre los extremos de la clotoide sea mayor o igual que la quinta parte del ángulo total de giro ( $\Omega$ ) entre las alineaciones rectas consecutivas en que se inserta la clotoide:

$$\varphi = \frac{200}{\pi} \cdot \frac{L}{2R} \geq \frac{\Omega}{5} \Rightarrow L \geq \frac{\Omega \cdot \pi}{500} \cdot R$$

O un valor equivalente del parámetro de:

$$A \geq R \cdot \sqrt{\frac{\Omega \cdot \pi}{500}}$$

- El retranqueo de la curva circular ( $\Delta R$ ) no debe ser inferior a 0,50 m., siendo recomendable que supere 1 m.:

$$\frac{L^2}{24 \cdot R} \geq 0.50 \text{ (ó } 1.0) \Rightarrow L \geq 2 \cdot \sqrt{3 \cdot R} \text{ (} L \geq 2 \cdot \sqrt{6 \cdot R} \text{)}$$

Que se identifica con unos valores de parámetro de:

$$A \geq \sqrt[4]{12 \cdot R^3} \text{ (} A \geq \sqrt[4]{24 \cdot R^3} \text{)}$$

### Limitación por la aceleración centrífuga

Con objeto de que la circulación a lo largo de la curva sea lo suficientemente cómoda, la variación de la aceleración centrífuga no compensada por el peralte (j) deberá obedecer una ley lineal y creciente de aceleraciones y no exceder de un valor máximo, fijado en función de la velocidad en la siguiente tabla:

T.29		Límites de variación de la aceleración centrífuga					
$V_e$	VELOCIDAD C. CIRCULAR	< 80	80	90	100	110	120 >
J	Variación deseable (m/s <sup>3</sup> )	0.50	0.40				
$j_{m\acute{a}x}$	Variación máxima (m/s <sup>3</sup> )	0.70	0.60	0.50	0.40		

Sólo se emplearán los valores de  $j_{m\acute{a}x}$  cuando ello suponga una economía tal que justifique suficientemente esta restricción en el trazado, en detrimento de la comodidad.

La variación de la aceleración centrífuga puede obtenerse aplicando la ecuación de estabilidad dinámica de una curva en el punto final de la clotoide:

$$j = \frac{a_c - a_p}{t} = \frac{\frac{V^2}{R} - g \cdot p}{\frac{L}{V}} = \frac{V}{L} \cdot \left[ \frac{V^2}{R} - g \cdot p \right]$$

En base a esta expresión puede deducirse la longitud mínima de la curva de transición, así como el valor mínimo de su parámetro correspondiente:

$$L \geq \frac{V_e}{46.656 \cdot j} \cdot \left[ \frac{V_e^2}{R} - 1.27 \cdot p \right] \quad A \geq \sqrt{\frac{R \cdot V_e}{46.656 \cdot j} \cdot \left[ \frac{V_e^2}{R} - 1.27 \cdot p \right]}$$

- donde L y A son la longitud y el parámetro de la clotoide en m
- $V_e$  es la velocidad específica de la curva en km/h
- R es el radio de la curva circular contigua en m
- p es el peralte de la curva circular en %
- j es la variación de la aceleración centrífuga en m/s<sup>3</sup>

### Limitación por la transición del peralte

Además de efectuar una suave variación de la curvatura en planta, la curva de transición también debe procurar una progresiva variación del peralte. En el caso de la clotoide esta variación se realiza de forma lineal, y requerirá un desarrollo mínimo de dicha curva de forma que no se supere un determinado valor que produzca sensación de incomodidad a los conductores.

La normativa fija una variación máxima del peralte en función de la velocidad específica no superior a un valor de 4% por segundo. Expresándolo de forma matemática:

$$\frac{dp}{dt} \leq 4$$

Si consideramos que la variación del peralte es lineal a lo largo de la longitud de la curva de transición, entonces:

$$\frac{dp}{P} = \frac{dL}{L} \Rightarrow \frac{dp}{dt} = \frac{P}{L} \cdot \frac{ds}{dt} = \frac{P}{L} \cdot V_e \leq 4$$

Lo que da como resultado una longitud mínima de transición de:

$$L \geq \frac{p \cdot V_e}{14.4}$$

O un parámetro mínimo de:

$$A \geq \sqrt{\frac{p \cdot V_e \cdot R}{14.4}}$$

siendo L, A la longitud y el parámetro de la clotoide en m  
 p el peralte de la curva en %  
 V<sub>e</sub> la velocidad específica en km/h  
 R el radio de la curva circular adyacente en m

## Otras limitaciones

Aparte de los tres criterios fundamentales de elección del parámetro, existen otras limitaciones y recomendaciones que pueden condicionar su valor:

- En carreteras de calzadas separadas o vías rápidas en las que esté prevista la duplicación de calzada, el parámetro a adoptar será en todos los casos superior a 180 m.
- En general, para curvas circulares de radio superior a 5.000 m. (ó 2.500 m. en el caso de carreteras del Grupo 2), puede prescindirse del empleo de curvas de transición.
- La longitud de la curva de transición será superior a los valores mínimos antes indicados, salvo que pueda justificarse adecuadamente una longitud menor.
- Deberá procurarse no aumentar significativamente la longitud de la curva de transición con respecto al valor mínimo obtenido en los anteriores apartados, no debiéndose rebasar en vez y media dicha longitud mínima:

$$L \leq 1.50 \cdot L_{\min}$$

T.30a Tabla adimensional de clotoides

$\varphi^g$	X/A	Y/A									
0.00	0.000000	0.000000	4.00	0.354351	0.007422	12.0	0.611818	0.038481	44.0	1.120779	0.261762
0.01	0.017725	0.000001	4.10	0.358746	0.007702	12.5	0.624245	0.040902	44.5	1.125895	0.266028
0.02	0.025066	0.000003	4.20	0.363087	0.007986	13.0	0.636408	0.043371	45.0	1.130949	0.270310
0.03	0.030700	0.000005	4.30	0.367376	0.008272	13.5	0.648319	0.045886	45.5	1.135941	0.274608
0.04	0.035449	0.000007	4.40	0.371615	0.008563	14.0	0.659991	0.048447	46.0	1.140872	0.278921
0.05	0.039633	0.000010	4.50	0.375806	0.008856	14.5	0.671437	0.051052	46.5	1.145742	0.283249
0.06	0.043416	0.000014	4.60	0.379951	0.009153	15.0	0.682667	0.053702	47.0	1.150553	0.287592
0.07	0.046895	0.000017	4.70	0.384049	0.009453	15.5	0.693691	0.056394	47.5	1.155304	0.291949
0.08	0.050133	0.000021	4.80	0.388104	0.009756	16.0	0.704516	0.059128	48.0	1.159995	0.296320
0.09	0.053174	0.000025	4.90	0.392117	0.010062	16.5	0.715153	0.061903	48.5	1.164629	0.300705
0.10	0.056050	0.000029	5.00	0.396088	0.010371	17.0	0.725607	0.064719	49.0	1.169203	0.305104
0.12	0.061400	0.000039	5.10	0.400020	0.010684	17.5	0.735887	0.067575	49.5	1.173720	0.309516
0.14	0.066319	0.000049	5.20	0.403912	0.010999	18.0	0.745999	0.070470	50.0	1.178180	0.313941
0.16	0.070898	0.000059	5.30	0.407767	0.011318	18.5	0.755948	0.073402	50.5	1.182583	0.318378
0.18	0.075199	0.000071	5.40	0.411585	0.011640	19.0	0.765741	0.076373	51.0	1.186929	0.322828
0.20	0.079266	0.000083	5.50	0.415367	0.011964	19.5	0.775383	0.079381	51.5	1.191219	0.327290
0.22	0.083135	0.000096	5.60	0.419115	0.012292	20.0	0.784878	0.082424	52.0	1.195453	0.331763
0.24	0.086832	0.000109	5.70	0.422828	0.012622	20.5	0.794231	0.085504	52.5	1.199632	0.336248
0.26	0.090378	0.000123	5.80	0.426509	0.012956	21.0	0.803447	0.088619	53.0	1.203756	0.340745
0.28	0.093789	0.000138	5.90	0.430158	0.013292	21.5	0.812529	0.091768	53.5	1.207825	0.345252
0.30	0.097081	0.000152	6.00	0.433775	0.013631	22.0	0.821481	0.094951	54.0	1.211840	0.349770
0.35	0.104859	0.000192	6.10	0.437362	0.013973	22.5	0.830307	0.098168	54.5	1.215800	0.354298
0.40	0.112099	0.000235	6.20	0.440919	0.014317	23.0	0.839011	0.101418	55.0	1.219708	0.358837
0.45	0.118899	0.000280	6.30	0.444447	0.014665	23.5	0.847594	0.104700	55.5	1.223561	0.363385
0.50	0.125331	0.000328	6.40	0.447946	0.015015	24.0	0.856062	0.108014	56.0	1.227362	0.367943
0.55	0.131448	0.000379	6.50	0.451418	0.015368	24.5	0.864415	0.111359	56.5	1.231110	0.372510
0.60	0.137292	0.000431	6.60	0.454862	0.015724	25.0	0.872657	0.114735	57.0	1.234806	0.377086
0.65	0.142898	0.000486	6.70	0.458280	0.016082	25.5	0.880791	0.118142	57.5	1.238450	0.381671
0.70	0.148292	0.000544	6.80	0.461672	0.016443	26.0	0.888819	0.121578	58.0	1.242042	0.386264
0.75	0.153497	0.000603	6.90	0.465039	0.016807	26.5	0.896743	0.125044	58.5	1.245582	0.390865
0.80	0.158531	0.000664	7.00	0.468381	0.017173	27.0	0.904565	0.128539	59.0	1.249071	0.395475
0.85	0.163409	0.000727	7.10	0.471698	0.017542	27.5	0.912288	0.132063	59.5	1.252510	0.400092
0.90	0.168146	0.000792	7.20	0.474991	0.017913	28.0	0.919913	0.135614	60.0	1.255897	0.404716
0.95	0.172754	0.000859	7.30	0.478261	0.018287	28.5	0.927443	0.139193	60.5	1.259235	0.409348
1.00	0.177241	0.000928	7.40	0.481509	0.018664	29.0	0.934878	0.142800	61.0	1.262522	0.413986
1.10	0.185891	0.001071	7.50	0.484733	0.019043	29.5	0.942222	0.146433	61.5	1.265759	0.418631
1.20	0.194156	0.001220	7.60	0.487936	0.019425	30.0	0.949475	0.150093	62.0	1.268947	0.423283
1.30	0.202082	0.001376	7.70	0.491117	0.019809	30.5	0.956639	0.153779	62.5	1.272086	0.427940
1.40	0.209709	0.001537	7.80	0.494277	0.020195	31.0	0.963716	0.157490	63.0	1.275175	0.432603
1.50	0.217068	0.001705	7.90	0.497416	0.020584	31.5	0.970707	0.161227	63.5	1.278216	0.437272
1.60	0.224185	0.001878	8.00	0.500535	0.020976	32.0	0.977613	0.164988	64.0	1.281208	0.441946
1.70	0.231083	0.002057	8.10	0.503633	0.021370	32.5	0.984436	0.168774	64.5	1.284152	0.446625
1.80	0.237781	0.002241	8.20	0.506712	0.021766	33.0	0.991176	0.172584	65.0	1.287047	0.451309
1.90	0.244294	0.002430	8.30	0.509772	0.022165	33.5	0.997837	0.176417	65.5	1.289895	0.455998
2.00	0.250638	0.002625	8.40	0.512812	0.022566	34.0	1.004417	0.180274	66.0	1.292695	0.460690
2.10	0.256825	0.002824	8.50	0.515834	0.022969	34.5	1.010919	0.184154	66.5	1.295448	0.465387
2.20	0.262866	0.003028	8.60	0.518838	0.023375	35.0	1.017344	0.188056	67.0	1.298154	0.470088
2.30	0.268771	0.003237	8.70	0.521823	0.023783	35.5	1.023692	0.191981	67.5	1.300813	0.474792
2.40	0.274548	0.003450	8.80	0.524791	0.024194	36.0	1.029965	0.195927	68.0	1.303425	0.479499
2.50	0.280206	0.003668	8.90	0.527741	0.024607	36.5	1.036163	0.199895	68.5	1.305990	0.484209
2.60	0.285752	0.003890	9.00	0.530674	0.025022	37.0	1.042288	0.203884	69.0	1.308509	0.488922
2.70	0.291192	0.004117	9.10	0.533591	0.025439	37.5	1.048341	0.207894	69.5	1.310983	0.493638
2.80	0.296531	0.004348	9.20	0.536490	0.025859	38.0	1.054322	0.211924	70.0	1.313410	0.498356
2.90	0.301775	0.004583	9.30	0.539373	0.026281	38.5	1.060232	0.215975	70.5	1.315792	0.503076
3.00	0.306930	0.004822	9.40	0.542240	0.026705	39.0	1.066072	0.220045	71.0	1.318128	0.507798
3.10	0.311999	0.005065	9.50	0.545092	0.027131	39.5	1.071842	0.224135	71.5	1.320419	0.512521
3.20	0.316986	0.005312	9.60	0.547927	0.027560	40.0	1.077545	0.228243	72.0	1.322665	0.517246
3.30	0.321896	0.005562	9.70	0.550747	0.027991	40.5	1.083179	0.232371	72.5	1.324866	0.521971
3.40	0.326731	0.005817	9.80	0.553552	0.028423	41.0	1.088746	0.236517	73.0	1.327022	0.526698
3.50	0.331496	0.006075	9.90	0.556342	0.028859	41.5	1.094247	0.240681	73.5	1.329134	0.531425
3.60	0.336192	0.006338	10.0	0.559118	0.029296	42.0	1.099682	0.244863	74.0	1.331202	0.536152
3.70	0.340823	0.006603	10.5	0.572780	0.031515	42.5	1.105053	0.249062	74.5	1.333226	0.540879
3.80	0.345392	0.006873	11.0	0.586104	0.033786	43.0	1.110358	0.253279	75.0	1.335206	0.545607
3.90	0.349900	0.007146	11.5	0.599110	0.036108	43.5	1.115600	0.257512	75.5	1.337142	0.550334

T.30b

Tabla adimensional de clotoides

$\phi^g$	X/A	Y/A									
76.0	1.339035	0.555060	116	1.365467	0.911926	180	1.063885	1.245497	244	0.693105	1.187183
76.5	1.340884	0.559785	117	1.363363	0.919863	181	1.057592	1.247501	245	0.688654	1.183884
77.0	1.342691	0.564510	118	1.361144	0.927732	182	1.051286	1.249402	246	0.684264	1.180539
77.5	1.344454	0.569233	119	1.358811	0.935532	183	1.044968	1.251199	247	0.679936	1.177150
78.0	1.346175	0.573954	120	1.356367	0.943262	184	1.038640	1.252894	248	0.675670	1.173720
78.5	1.347853	0.578674	121	1.353812	0.950920	185	1.032303	1.254486	249	0.671467	1.170250
79.0	1.349489	0.583392	122	1.351148	0.958506	186	1.025960	1.255975	250	0.667327	1.166742
79.5	1.351083	0.588107	123	1.348376	0.966019	187	1.019611	1.257362	251	0.663251	1.163198
80.0	1.352635	0.592820	124	1.345499	0.973456	188	1.013257	1.258646	252	0.659238	1.159619
80.5	1.354145	0.597531	125	1.342517	0.980818	189	1.006902	1.259830	253	0.655290	1.156007
81.0	1.355614	0.602238	126	1.339433	0.988103	190	1.000545	1.260911	254	0.651407	1.152365
81.5	1.357041	0.606942	127	1.336247	0.995310	191	0.994189	1.261892	255	0.647589	1.148694
82.0	1.358426	0.611643	128	1.332961	1.002438	192	0.987835	1.262772	256	0.643836	1.144997
82.5	1.359771	0.616340	129	1.329577	1.009486	193	0.981484	1.263552	257	0.640149	1.141274
83.0	1.361075	0.621034	130	1.326096	1.016453	194	0.975139	1.264233	258	0.636527	1.137530
83.5	1.362338	0.625723	131	1.322519	1.023338	195	0.968800	1.264813	259	0.632971	1.133764
84.0	1.363560	0.630408	132	1.318850	1.030140	196	0.962468	1.265295	260	0.629482	1.129980
84.5	1.364743	0.635089	133	1.315088	1.036858	197	0.956147	1.265679	261	0.626058	1.126180
85.0	1.365885	0.639765	134	1.311235	1.043491	198	0.949835	1.265965	262	0.622701	1.122366
85.5	1.366987	0.644435	135	1.307294	1.050038	199	0.943537	1.266153	263	0.619411	1.118540
86.0	1.368049	0.649101	136	1.303265	1.056499	200	0.937251	1.266244	264	0.616186	1.114704
86.5	1.369071	0.653762	137	1.299150	1.062872	201	0.930981	1.266240	265	0.613028	1.110861
87.0	1.370055	0.658417	138	1.294951	1.069157	202	0.924727	1.266140	266	0.609937	1.107013
87.5	1.370998	0.663066	139	1.290669	1.075353	203	0.918491	1.265945	267	0.606911	1.103163
88.0	1.371903	0.667709	140	1.286307	1.081459	204	0.912274	1.265655	268	0.603952	1.099312
88.5	1.372769	0.672345	141	1.281865	1.087474	205	0.906077	1.265272	269	0.601059	1.095463
89.0	1.373595	0.676976	142	1.277345	1.093397	206	0.899903	1.264796	270	0.598231	1.091619
89.5	1.374384	0.681599	143	1.272748	1.099229	207	0.893751	1.264228	271	0.595469	1.087782
90.0	1.375134	0.686216	144	1.268077	1.104967	208	0.887624	1.263569	272	0.592772	1.083954
90.5	1.375845	0.690826	145	1.263333	1.110612	209	0.881523	1.262819	273	0.590140	1.080140
91.0	1.376519	0.695428	146	1.258518	1.116163	210	0.875449	1.261979	274	0.587572	1.076340
91.5	1.377154	0.700023	147	1.253632	1.121619	211	0.869403	1.261049	275	0.585069	1.072557
92.0	1.377752	0.704611	148	1.248679	1.126979	212	0.863387	1.260032	276	0.582629	1.068795
92.5	1.378312	0.709190	149	1.243659	1.132243	213	0.857401	1.258928	277	0.580253	1.065057
93.0	1.378835	0.713761	150	1.238574	1.137410	214	0.851448	1.257736	278	0.577940	1.061344
93.5	1.379321	0.718324	151	1.233425	1.142480	215	0.845528	1.256460	279	0.575688	1.057660
94.0	1.379769	0.722879	152	1.228215	1.147453	216	0.839642	1.255099	280	0.573499	1.054008
94.5	1.380181	0.727424	153	1.222945	1.152326	217	0.833792	1.253654	281	0.571370	1.050390
95.0	1.380556	0.731961	154	1.217616	1.157102	218	0.827979	1.252126	282	0.569302	1.046810
95.5	1.380894	0.736489	155	1.212230	1.161777	219	0.822203	1.250517	283	0.567293	1.043271
96.0	1.381197	0.741007	156	1.206789	1.166354	220	0.816467	1.248827	284	0.565343	1.039776
96.5	1.381462	0.745516	157	1.201295	1.170830	221	0.810771	1.247058	285	0.563450	1.036327
97.0	1.381692	0.750015	158	1.195749	1.175205	222	0.805116	1.245210	286	0.561615	1.032929
97.5	1.381886	0.754504	159	1.190152	1.179479	223	0.799503	1.243284	287	0.559836	1.029585
98.0	1.382045	0.758983	160	1.184507	1.183653	224	0.793934	1.241283	288	0.558112	1.026297
98.5	1.382168	0.763452	161	1.178815	1.187724	225	0.788409	1.239206	289	0.556442	1.023069
99.0	1.382255	0.767910	162	1.173077	1.191694	226	0.782930	1.237055	290	0.554825	1.019905
99.5	1.382308	0.772358	163	1.167295	1.195561	227	0.777497	1.234832	291	0.553261	1.016808
100	1.382325	0.776794	164	1.161472	1.199326	228	0.772111	1.232537	292	0.551747	1.013782
101	1.382256	0.785634	165	1.155608	1.202988	229	0.766774	1.230172	293	0.550282	1.010830
102	1.382048	0.794428	166	1.149705	1.206547	230	0.761486	1.227738	294	0.548866	1.007956
103	1.381705	0.803175	167	1.143764	1.210004	231	0.756249	1.225236	295	0.547496	1.005163
104	1.381226	0.811873	168	1.137788	1.213356	232	0.751062	1.222667	296	0.546172	1.002456
105	1.380614	0.820521	169	1.131778	1.216606	233	0.745928	1.220034	297	0.544892	0.999838
106	1.379870	0.829117	170	1.125736	1.219751	234	0.740846	1.217337	298	0.543655	0.997314
107	1.378994	0.837660	171	1.119663	1.222793	235	0.735818	1.214577	299	0.542458	0.994887
108	1.377990	0.846148	172	1.113561	1.225731	236	0.730844	1.211757	300	0.541301	0.992561
109	1.376857	0.854580	173	1.107431	1.228566	237	0.725926	1.208877			
110	1.375598	0.862955	174	1.101275	1.231296	238	0.721063	1.205940			
111	1.374214	0.871272	175	1.095095	1.233922	239	0.716258	1.202946			
112	1.372706	0.879528	176	1.088892	1.236445	240	0.711510	1.199897			
113	1.371076	0.887723	177	1.082668	1.238864	241	0.706820	1.196794			
114	1.369325	0.895855	178	1.076424	1.241179	242	0.702188	1.193640			
115	1.367455	0.903923	179	1.070163	1.243390	243	0.697617	1.190436			

ÁNGULOS EN GRADOS CENTESIMALES

VALORES INTERMEDIOS INTERPOLABLES

**T.31 Longitud mínima de una curva de transición**

Condición estética	$L \geq \frac{R}{9}$	$L \geq \frac{\Omega \cdot \pi}{500} \cdot R$	$L \geq 2 \cdot \sqrt{3R}$
Variación aceleración centrífuga	$L \geq \frac{V_e}{46.656 \cdot j} \cdot \left[ \frac{V_e^2}{R} - 1.27 \cdot p \right]$		
Transición del peralte	$L \geq \frac{V_e \cdot p}{14.4}$		

**5. ALINEACIONES TIPO**

Una vez definidos los elementos constitutivos del trazado en planta y delimitadas sus características y restricciones, el siguiente paso es establecer combinaciones entre ellos. Surgen así una serie de **alineaciones tipo**, que suelen emplearse para enlazar los distintos tramos rectos o curvos que conforman la vía.

**5.1. Enlace de alineaciones rectas**

Antes de abordar de este tipo de alineaciones de enlace, hemos de introducir una serie de conceptos necesarios para su correcto estudio:

- (a) Ángulo de giro entre alineaciones ( $\Omega$ ): Es el ángulo total girado por un vehículo desde que penetra en la curva por la tangente de entrada ( $T_E$ ) hasta que sale de ella por la tangente de salida ( $T_S$ ). Puede expresarse como la suma de los ángulos de las distintas alineaciones que componen la curva:

$$\Omega = 2 \cdot \Omega_{CT} + \Omega_{CC} = 2 \cdot \varphi + \theta = \frac{L}{R} + \theta$$

- (b) Desarrollo de la curva ( $D_T$ ): Suma de las longitudes de las alineaciones que la componen. En el caso más genérico –curva formada por dos clotoides y una curva circular- su valor es:

$$D_T = D_{CT} + D_{CC} = 2L + \frac{\pi \cdot \theta}{200} \cdot R = L + \frac{\pi \cdot \Omega}{200} \cdot R$$

- (c) Tangente (T): Distancia entre la intersección de las alineaciones rectas a enlazar (V) y cada una de las tangentes de entrada y salida.

$$T = (R + \Delta R) \cdot \operatorname{tg} \frac{\Omega}{2} + X_0$$

- (d) Bisectriz (B): Mínima distancia entre el vértice (V) y la curva de enlace. Su valor para el caso simétrico viene dado por la expresión:

$$B = \frac{R + \Delta R}{\cos \frac{\Omega}{2}} - R$$

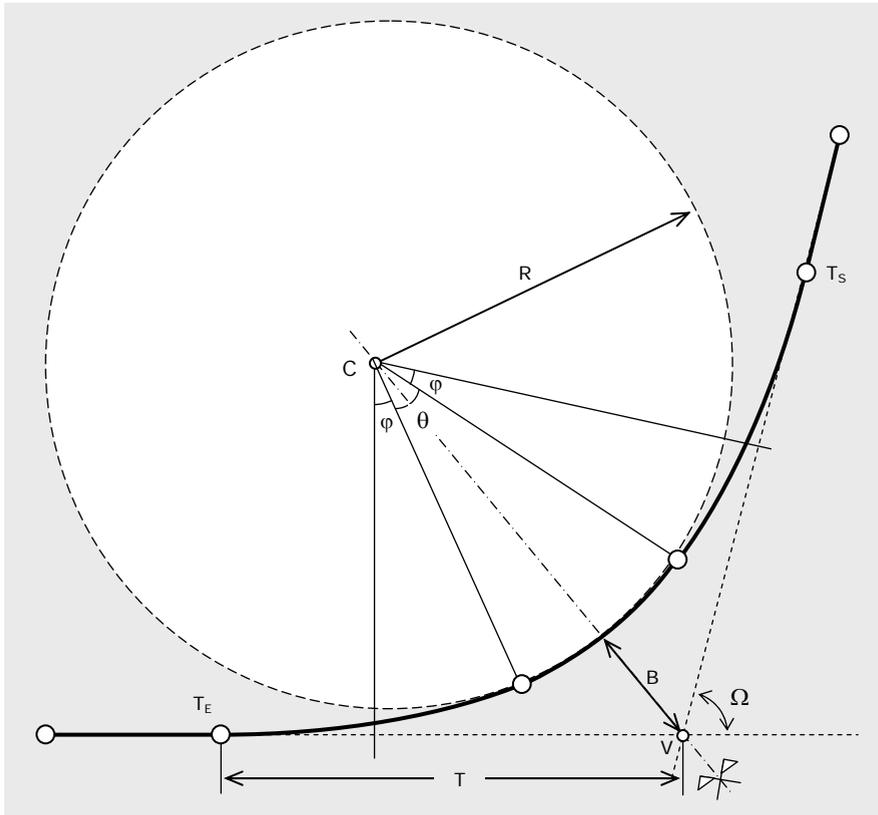


Fig. 11.8 – Elementos de una alineación genérica entre rectas

Nos centraremos en el estudio de los tres tipos de enlace más sencillos y empleados en carreteras, todos ellos **simétricos** respecto de la bisectriz del ángulo formado entre las alineaciones rectas a enlazar.

### Alineación mediante curva circular y curvas de acuerdo

Este es el caso más general de enlace, compuesto por una alineación curva circular central conectada a las alineaciones rectas mediante dos clotoides de igual parámetro. (Fig. 11.9 y Fig. 11.10)

El parámetro escogido para la clotoide debe cumplir las condiciones indicadas en el anterior apartado, y la curva circular debe tener un radio –elegido en función de la velocidad de proyecto- tal que satisfaga las condiciones dinámicas de estabilidad y comodidad estudiadas para ese tipo de alineaciones.

Una vez obtenidos el parámetro y el radio de las diferentes alineaciones que componen la curva, el ángulo de giro  $\theta$  de la curva circular viene condicionado:

$$\theta = \Omega - \frac{L}{R}$$

De igual forma puede obtenerse el **desarrollo** de la curva, aplicando la expresión anteriormente deducida:

$$D_T = L + \frac{\pi \cdot \Omega}{200} \cdot R$$

La Instrucción recomienda que, para ángulos de giro entre rectas ligeramente superiores a  $6^\circ$ , se comprobará siempre que la suma de las longitudes de las curvas de transición y de la curva circular sea superior a los desarrollos mínimos indicados en la siguiente tabla:

T.32	Desarrollos totales mínimos				
Radio mínimo de la curva (m)	2.000	2.500	3.500	5.500	9.000
Desarrollo mínimo (m)	175	200	225	250	275

El desarrollo de la curva circular existente entra ambas clotoides será:

$$D_{CC} = D_T - 2L = \frac{\pi \cdot \Omega}{200} \cdot R - L$$

Puede darse el caso de que, cumpliendo las longitudes y radios mínimos exigidos para una determinada velocidad de proyecto, el desarrollo de la curva circular ( $D_{CC}$ ) sea **negativo**, condición que resulta incompatible con la continuidad geométrica exigible a la vía (sería como si la curva se recorriera en sentido contrario al de la marcha del vehículo). Por ello, el valor mínimo del ángulo de giro ( $\Omega$ ) viene condicionado por la siguiente expresión:

$$\Omega \geq \frac{200 \cdot L}{\pi \cdot R}$$

En el caso límite, donde el ángulo de giro es igual al mínimo, el desarrollo de la curva circular es nulo, dando como resultado un enlace compuesto por curvas de transición exclusivamente.

Para solucionar este tipo de situaciones, en las que el ángulo de giro es inferior al mínimo requerido, puede recurrirse al empleo de una única curva circular como enlace.

Una vez obtenidos estos valores, es inmediata la obtención de las demás longitudes necesarias, mediante el empleo de las fórmulas ya deducidas, programas informáticos o tablas de clotoides.

## Alineación mediante curvas de acuerdo exclusivamente

En este tipo de enlace únicamente se emplean clotoides, denominadas comúnmente **en punta** o **de vértice** al no existir una alineación intermedia entre ellas.

Para su resolución, primero debe escogerse el radio mínimo común a ambas clotoides ( $R_0$ ) en función de la velocidad de proyecto del tramo. Como el ángulo de giro viene impuesto por las alineaciones rectas y no existe curva circular intermedia, el parámetro a emplear viene condicionado:

$$\Omega = \theta + \frac{L}{R} = \frac{L}{R} \Rightarrow L = R \cdot \Omega \Rightarrow A^2 = \Omega \cdot R^2$$

No obstante, debe comprobarse que el parámetro hallado cumpla con las condiciones mínimas especificadas por la norma, pudiendo ser necesario aumentar el radio mínimo para satisfacerlas.

Siempre que sea posible, se recomienda evitar el empleo de curvas en "S", ya que en el punto de máxima curvatura ( $R_0$ ) se produce un cambio brusco del sentido de la aceleración centrífuga, que puede desconcertar al conductor. Además, plantea serios problemas de espacio para efectuar una correcta transición del peralte.

## Alineación mediante una única curva circular

Este tipo de alineaciones está indicado para curvas circulares de radio superior a 5000 m. (2500 m. en carreteras del Grupo 2) o para pequeños ángulos de giro entre alineaciones rectas ( $\Omega$ ), inferiores a  $6^\circ$ , debiéndose cumplir la siguiente condición:

$$D_{cc} \geq 325 - 25 \cdot \Omega$$

siendo  $D_{cc}$  el desarrollo de la curva circular en m

$\Omega$  el ángulo de giro en grados centesimales o gonios ( $^\circ$ )

Los **radios mínimos** resultantes de esta condición se obtienen mediante aplicación directa de la siguiente expresión:

$$R \geq \frac{65000}{\pi \cdot \Omega} - \frac{5000}{\pi}$$

La siguiente tabla empleada por la Instrucción recoge algunos de estos valores:

T.33	Desarrollos mínimos de la curva circular				
Ángulo entre rectas ( $^\circ$ )	6	5	4	3	2
Radio mínimo de la curva (m)	2.000	2.500	3.500	5.500	9.000
Desarrollo mínimo (m)	175	200	225	250	275

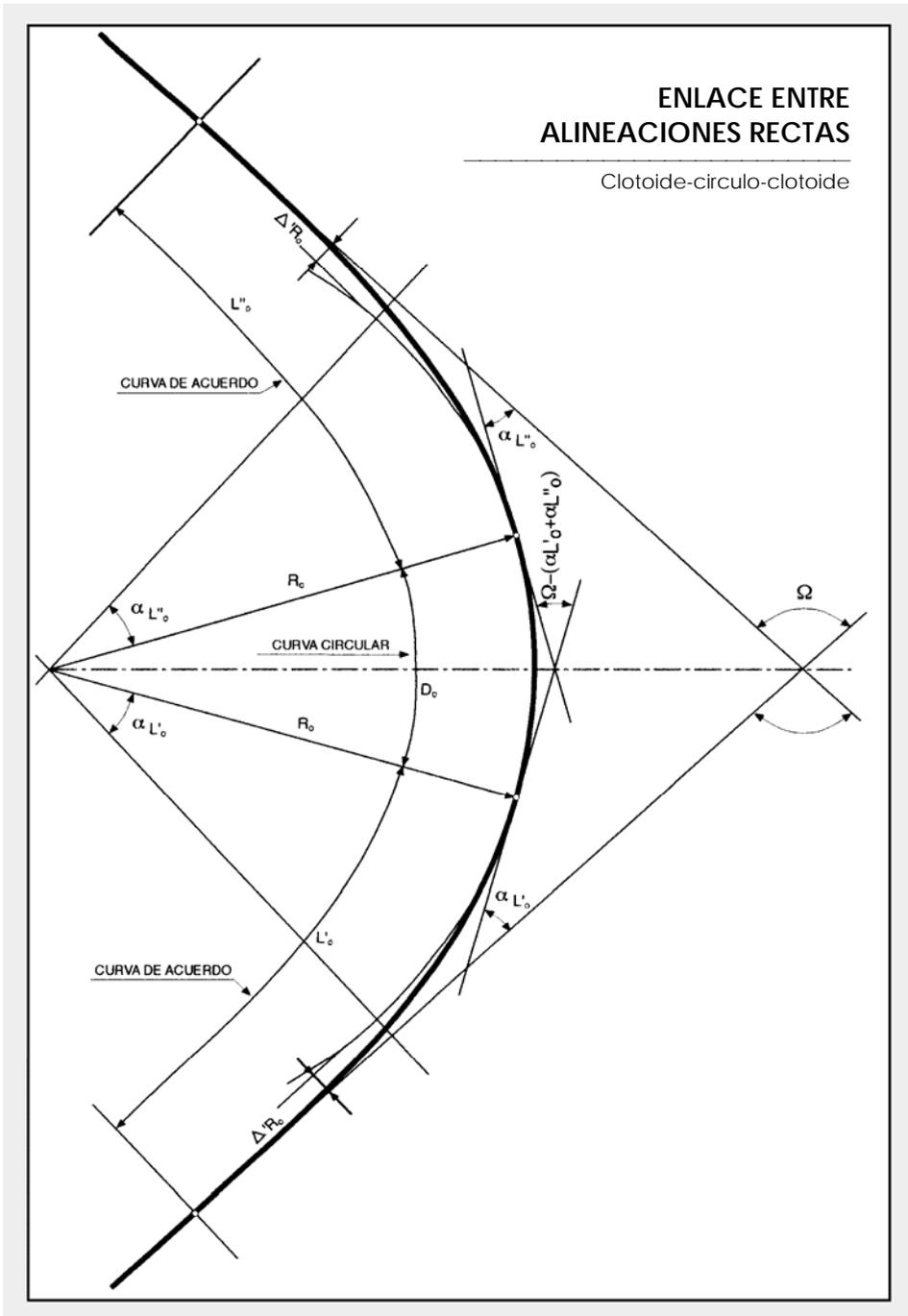


Fig. 11.9 – Enlace clotoide-circulo-clotoide

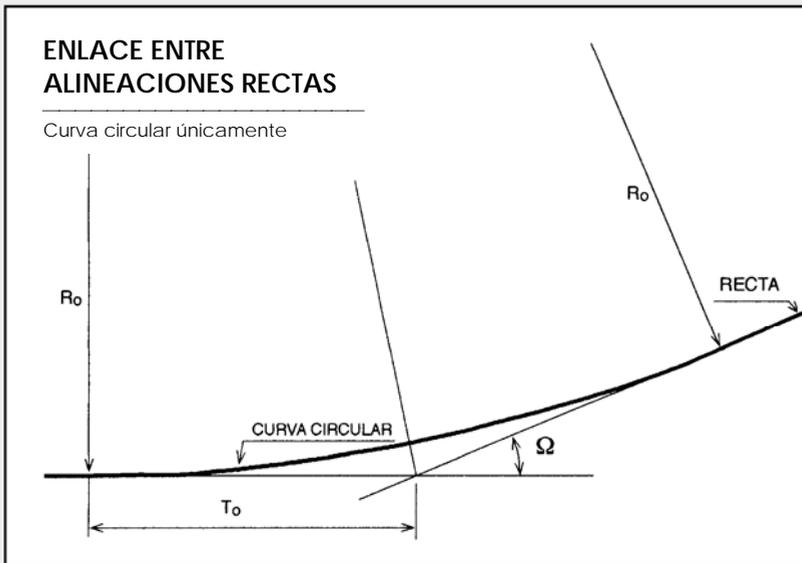
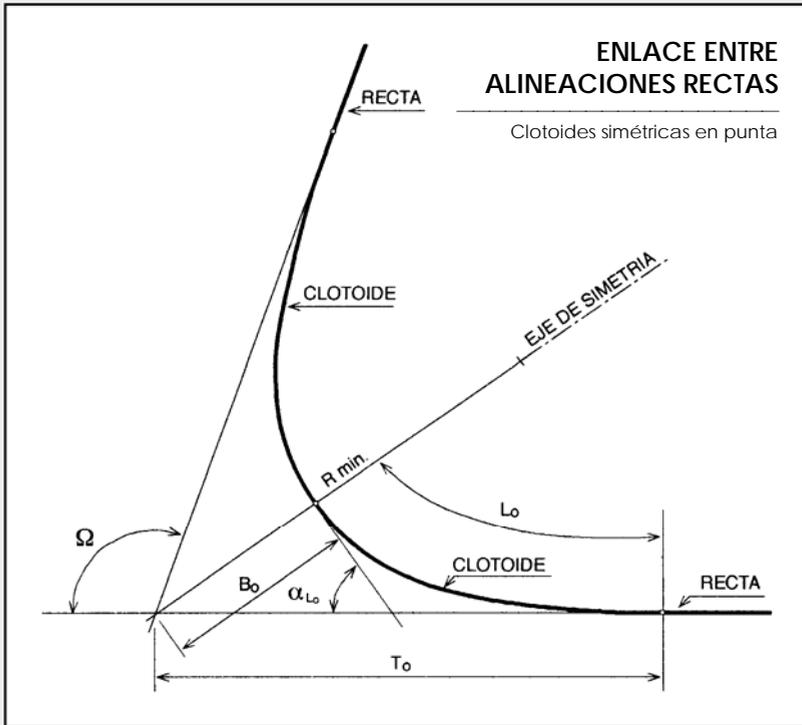
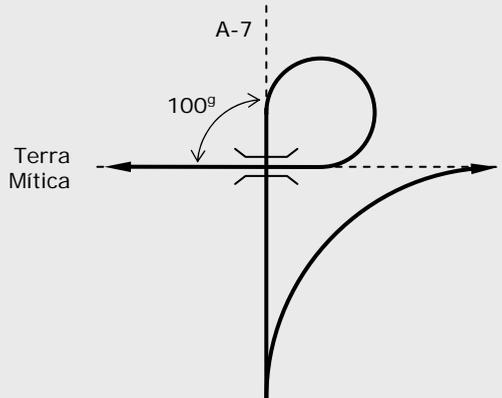


Fig. 11.10 – Enlace con clotoides en punta y enlace con curva circular

Uno de los enlaces que se pretende proyectar para unir Terra Mítica con la autopista A-7 se compone de un trébol, cuyos *loops* están formados por clotoides en punta, y sus giros directos se materializan mediante dos clotoides y una curva circular. El esquema geométrico de una de sus *hojas* es el siguiente:



Sabiendo que la velocidad de proyecto del *loop* es de 60 km/h. y la del giro directo es de 90 km/h., se pide:

(a) Hallar los parámetros geométricos mínimos del *loop*.

El radio mínimo a emplear en función de la velocidad de proyecto del *loop* (Grupo 2) viene dado por la tabla de la Fig. 11.2, y su valor es de 120 m. El peralte correspondiente a dicho radio (Fig. 11.3) es del 7%.

Al tratarse de clotoides en punta, el valor del parámetro viene condicionado por el ángulo de giro, que en este caso es de  $300^\circ$ :

$$A^2 = \Omega \cdot R^2 \Rightarrow A = R \cdot \sqrt{\Omega} = 120 \cdot \sqrt{\frac{300 \cdot \pi}{200}} = 260.5 \text{ m.}$$

La longitud de la curva de transición será:

$$L = \frac{A^2}{R} = \frac{260.5^2}{120} = 565.5 \text{ m.}$$

Veamos si esta longitud cumple las tres condiciones mínimas: estética, variación de la aceleración centrífuga y transición del peralte.

$$\text{Estética} \Rightarrow L \geq \frac{120}{9} = 13.3 \text{ m}$$

(Las otras dos condiciones estéticas no tienen sentido aquí)

$$\text{Aceleración centrífuga} \Rightarrow L \geq \frac{60}{46.456 \cdot 0.50} \cdot \left[ \frac{60^2}{120} - 1.27 \cdot 7 \right] = 54.5 \text{ m}$$

$$\text{Transición del peralte} \Rightarrow L \geq \frac{60 \cdot 7}{14.4} = 29.2 \text{ m}$$

Luego la longitud obtenida supera ampliamente todas las restricciones.

La **tangente común** a ambas clotoides, tomando como origen de coordenadas la intersección de ambas alineaciones, se halla situada en las siguientes coordenadas (empleando tablas de clotoide):

$$\varphi = \frac{300^g}{2} = 150^g \Rightarrow \begin{cases} \frac{X}{A} = 1.238574 \Rightarrow X = 322.648 \text{ m.} \\ \frac{Y}{A} = 1.137410 \Rightarrow Y = 296.295 \text{ m.} \end{cases}$$

Si queremos replantear geoméricamente la traza cada 20 m., deberemos de tomar coordenadas (X,Y) empleando la tabla o el desarrollo en serie, con variaciones de ángulo de:

$$\Delta\varphi = \frac{\Delta L}{2R} \cdot \frac{200}{\pi} = \frac{(\Delta L)^2}{2A^2} \cdot \frac{200}{\pi} = \frac{20^2}{2 \cdot 260.5^2} \cdot \frac{200}{\pi} = 0.1876^g$$

**(b) Hallar los parámetros geoméricos mínimos del giro directo.**

Para este caso, la velocidad de proyecto es de 90 km/h., por lo que el radio mínimo a considerar será de 350 m., y su correspondiente peralte, también el 7%.

La elección del parámetro de la clotoide se realizará hallando la longitud mínima de la curva de transición:

$$\text{Estética} \Rightarrow \begin{cases} L \geq \frac{350}{9} = 38.8 \text{ m} \\ L \geq \frac{100 \cdot \pi}{500} \cdot 350 = 220 \text{ m} \\ L \geq 2 \cdot \sqrt{3} \cdot 350 = 64.8 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L \geq 220 \text{ m}$$

$$\text{Aceleración centrífuga} \Rightarrow L \geq \frac{90}{46.456 \cdot 0.40} \cdot \left[ \frac{90^2}{350} - 1.27 \cdot 7 \right] = 69.0 \text{ m}$$

$$\text{Transición del peralte} \Rightarrow L \geq \frac{90 \cdot 7}{14.4} = 43.75 \text{ m}$$

La longitud mínima de la curva de transición será de 220 m, lo que supone un parámetro de:

$$A = \sqrt{RL} = \sqrt{350 \cdot 220} = 277.5 \text{ m}$$

El desarrollo total de este giro será de:

$$D_T = D_{CT} + D_{CC} = L + \frac{\pi \cdot \Omega}{200} \cdot R = 220 + \frac{\pi \cdot 100}{200} \cdot 350 = 770 \text{ m.}$$

El ángulo y el desarrollo de la curva circular serán:

$$\theta = \Omega - \frac{L}{R} \cdot \frac{200}{\pi} = 60^\circ$$

$$D_{CC} = \frac{\pi \cdot \Omega}{200} \cdot R - L = \frac{\pi \cdot 100}{200} \cdot 350 - 220 = 330 \text{ m.}$$

Entrando en las tablas de clotoides para hallamos las coordenadas de las tangentes comunes, tomando como origen las tangentes de entrada y salida respectivamente:

$$\varphi = \frac{L}{2R} \cdot \frac{200}{\pi} = 20^\circ \Rightarrow \begin{cases} \frac{X}{A} = 0.784878 \Rightarrow X = 217.804 \text{ m.} \\ \frac{Y}{A} = 0.082424 \Rightarrow Y = 22.873 \text{ m.} \end{cases}$$

Una vez hallados los parámetros básicos, podemos hallar otros parámetros de interés de cara al replanteo de la curva, como el retranqueo, la tangente o la bisectriz:

$$X_0 = X - R \cdot \text{sen } \varphi = 217.804 - 350 \cdot \text{sen } 20^\circ = 109.648 \text{ m.}$$

$$\Delta R = Y + R \cdot (\cos \varphi - 1) = 22.873 + 350 \cdot (\cos 20^\circ - 1) = 5.743 \text{ m.}$$

$$T = (R + \Delta R) \cdot \text{tg } \frac{\Omega}{2} + X_0 = (350 + 5.743) \cdot \text{tg } 50^\circ + 109.648 = 465.391 \text{ m.}$$

$$B = \frac{R + \Delta R}{\cos \frac{\Omega}{2}} - R = \frac{350 + 5.743}{\cos 50^\circ} - 350 = 153.097 \text{ m.}$$

Si, como en el apartado anterior, queremos replantear la curva tomando perfiles cada 20 m., la variación del ángulo y clotoide será:

$$\Delta \varphi = \frac{\Delta L}{2R} \cdot \frac{200}{\pi} = \frac{(\Delta L)^2}{2A^2} \cdot \frac{200}{\pi} = \frac{20^2}{2 \cdot 277.5^2} \cdot \frac{200}{\pi} = 0.1653^\circ$$

$$\Delta \theta = \frac{\Delta L}{R} \cdot \frac{200}{\pi} = \frac{20}{350} \cdot \frac{200}{\pi} = 3.63^\circ$$

La adopción de los parámetros y radios mínimos en el proyecto de este ramal de enlace garantiza una mínima superficie de ocupación en planta del enlace, minimizando los costes de expropiación y movimiento de tierras, factor muy importante en el proyecto de enlaces.

## 5.2. Enlace de alineaciones curvas

Las alineaciones formadas por curvas circulares pueden enlazarse de múltiples formas; de entre todas ellas, destacaremos cuatro, por ser las más empleadas en la resolución de enlaces entre este tipo de alineaciones.

### Curva en "S" enlazada mediante clotoides

La curva en "S" se caracteriza por el cambio de sentido de su curvatura. Las alineaciones curvas que la forman –cuyas curvaturas son de sentido opuesto– se enlazan mediante dos clotoides que, por lo general, tienen el mismo parámetro. En el caso de emplear parámetros distintos, el mayor de ellos no será superior al doble del otro:

$$A' \geq 2 \cdot A$$

Es recomendable que el cociente entre los radios de las curvas a enlazar no supere un determinado valor:

$$R' \leq 1.50 \cdot R$$

En el caso simétrico ( $A'=A$ ) existe un proceso iterativo para hallar el parámetro de las clotoides que sirven de enlace a las curvas circulares. Partimos conociendo los radios de ambas curvas y la distancia entre sus centros ( $OO'$ ). Aplicando el Teorema de Pitágoras al triángulo rectángulo  $OO'A$  obtenemos la siguiente expresión:

$$x_0 + x'_0 = \sqrt{OO'^2 - [(R + \Delta R) + (R' + \Delta R')]^2}$$

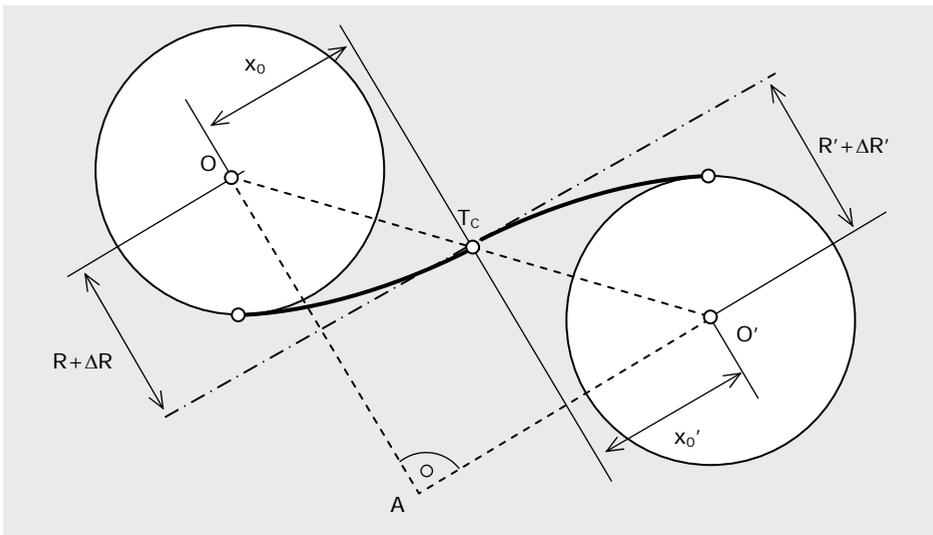


Fig. 11.11 – Curva en "S" enlazada mediante clotoides

Conocidos  $R$ ,  $R'$  y  $OO'$  pueden calcularse fácilmente por aproximaciones sucesivas los restantes miembros de la igualdad mediante el empleo de tablas o con las fórmulas matemáticas anteriormente deducidas. Con los datos obtenidos, puede elaborarse una gráfica que represente las dos series de valores, hallándose la solución en el punto de corte de ambas rectas.

Naturalmente, la curva de transición hallada deberá cumplir los parámetros mínimos especificados en anteriores apartados.

### Enlace mediante una única curva de acuerdo (curva ovoide)

Para que este enlace pueda ejecutarse, es condición indispensable que una de las circunferencias que se pretende enlazar sea interior a la otra.

La Instrucción condiciona el valor de la curva de transición estableciendo, aparte de las condiciones mínimas genéricas para este tipo de curvas, dos limitaciones:

$$A \geq \frac{R'}{2}; A > 100$$

siendo  $R'$  el radio menor de ambas curvas circulares a enlazar.

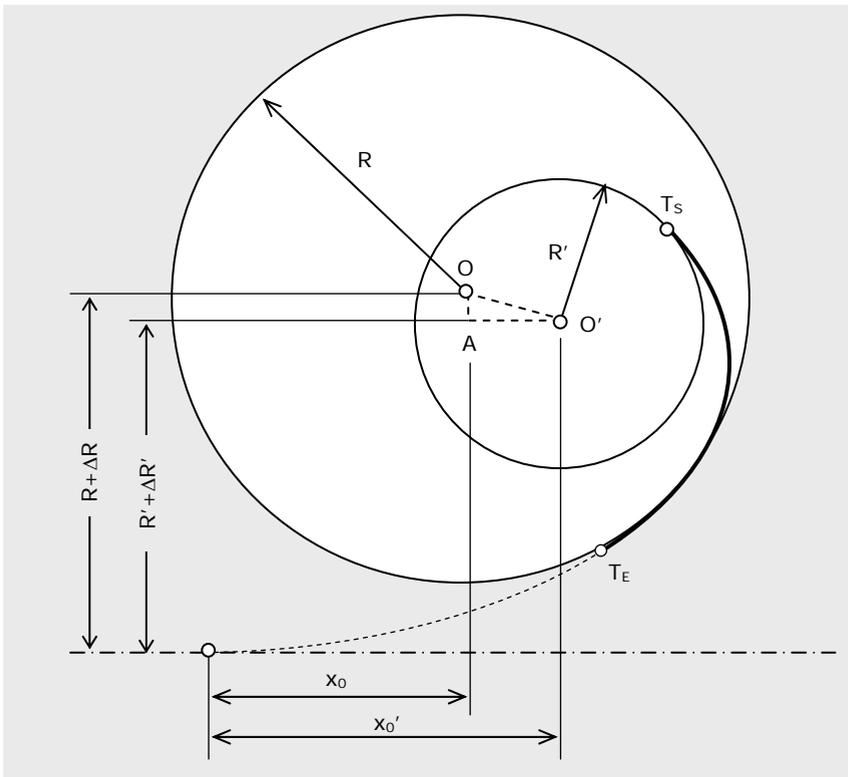


Fig. 11.12 – Enlace mediante una curva ovoide

El planteamiento matemático para solucionar este tipo de problemas es análogo al enlace de curvas en "S", resultando la siguiente expresión:

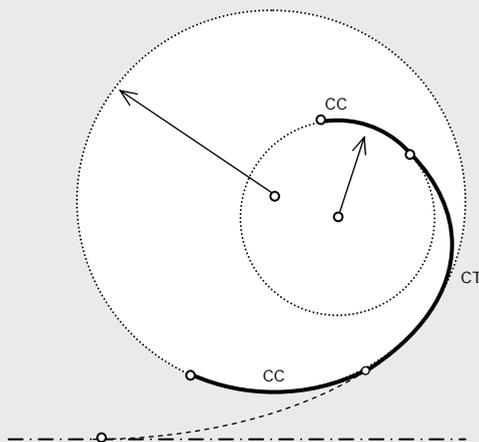
$$x'_0 - x_0 = \sqrt{OO'^2 - [(R + \Delta R) - (R' + \Delta R')]^2}$$

El procedimiento iterativo a seguir es idéntico al explicado en el caso anterior.

E.11

## Enlace de alineaciones curvas

El paso de una carretera por una zona lacustre obliga a emplear un caprichoso trazado formado por curvas circulares, enlazadas mediante clotoides. Si los radios de las curvas circulares a enlazar son de 1.200 m. y 500 m. y la distancia entre centros es de 650 m., hallar el parámetro de la clotoide que debe enlazarlas.



Para la resolución de este problema, emplearemos la expresión anteriormente deducida:

$$x'_0 - x_0 = \sqrt{OO'^2 - [(R + \Delta R) - (R' + \Delta R')]^2}$$

en nuestro caso, la distancia entre centros (OO') es de 650 m. y, al conocer los radios, podemos hallar el resto de variables para distintos valores del parámetro (A) de la clotoide. Para ello, confeccionamos dos tablas, una para cada miembro de la igualdad anterior, en la que figuren los diferentes sumandos que los componen y el valor final de cada uno de ellos.

El proceso manual de cálculo puede resultar tedioso y propenso a la aparición de errores, por lo que se recomienda el empleo de tablas adimensionales de clotoides o programas informáticos que automaticen las tareas de cálculo.

Comenzaremos tanteando por el mínimo fijado por la Instrucción:

$$A > 100 ; A > \frac{R'}{2} = 250 \text{ m}$$

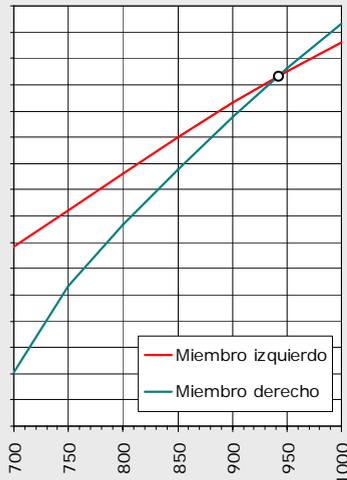
El primer miembro de la igualdad ( $x_0' - x_0$ ) se halla mediante esta tabla:

A	$\varphi$	$\varphi'$	X	X'	$x_0$	$x_0'$	$x_0' - x_0$
250	1.38	7.96	52.08	124.80	26.04	62.47	36.43
400	3.54	20.37	133.29	316.73	66.66	159.46	92.80
650	9.34	53.79	351.32	786.62	175.92	412.64	236.73
750	12.43	71.62	466.96	990.72	234.08	539.59	305.51
800	14.15	81.49	530.70	1085.60	266.23	606.60	340.37
850	15.97	91.99	598.30	1171.08	300.41	675.03	374.62
900	17.90	103.13	669.68	1243.48	336.61	744.09	407.48
950	19.95	114.91	744.73	1299.24	374.81	812.90	438.08
1000	22.10	127.32	823.34	1335.19	415.00	880.54	465.55

Para la obtención del segundo término, confeccionaremos esta otra tabla:

A	$\varphi$	$\varphi'$	X	X'	$\Delta R$	$\Delta R'$	$\sqrt{\quad}$
250	1.38	7.96	52.08	124.80	0.09	1.30	-
400	3.54	20.37	133.29	316.73	0.62	8.50	-
650	9.34	53.79	351.32	786.62	4.30	58.01	69.32
750	12.43	71.62	466.96	990.72	7.62	100.83	233.03
800	14.15	81.49	530.70	1085.60	9.86	128.82	291.36
850	15.97	91.99	598.30	1171.08	12.56	161.59	344.86
900	17.90	103.13	669.68	1243.48	15.78	199.30	394.66
950	19.95	114.91	744.73	1299.24	19.57	242.00	440.94
1000	22.10	127.32	823.34	1335.19	24.01	289.55	483.48

Representando ambas series en una gráfica, obtendremos la solución:



En este caso, la intersección de ambas rectas se corresponde con un parámetro de valor:

$$A = 941 \text{ m.}$$

Si continuamos el proceso iterativo, hallaríamos una segunda solución:

$$A = 1637 \text{ m.}$$

Dicho parámetro deberá cumplir además las condiciones mínimas prescritas por la Instrucción de Carreteras.

## Enlace mediante curva circular

Este tipo de enlace entre curvas circulares se basa en la unión de dichas curvas mediante una curva circular tangente a ambas. Requiere dos condicionantes para que pueda llevarse a cabo:

$$R_2 < 2 \cdot R_1 ; R_1 > 250 \text{ m.}$$

Es recomendable que el radio de la circunferencia de enlace supere los 1.500 m.

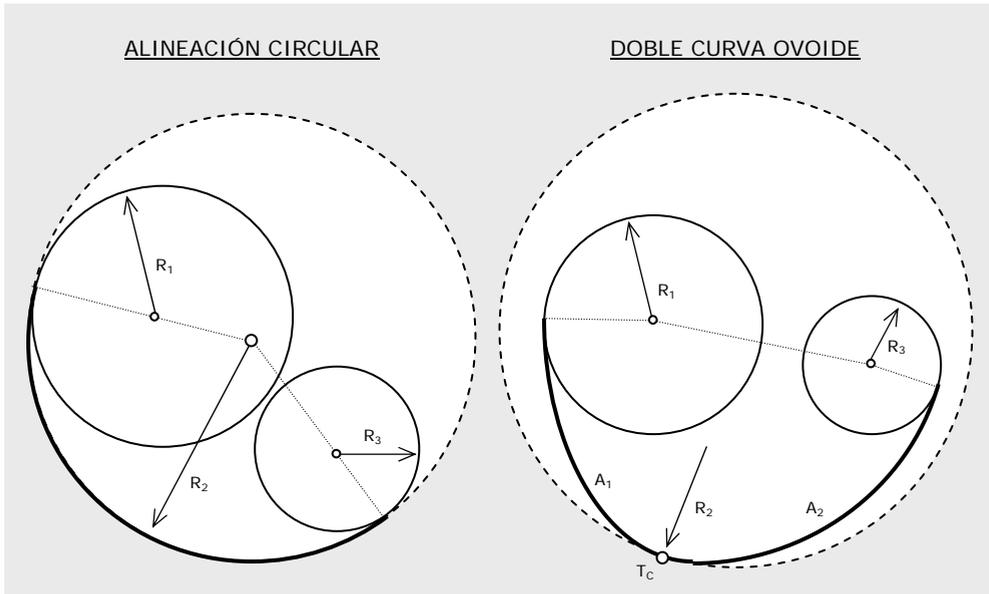


Fig. 11.13 – Enlace mediante circunferencia y mediante dos clotoides

## Enlace mediante dos curvas de acuerdo

Este caso puede reducirse a dos curvas ovoides mediante la introducción de una tercera circunferencia auxiliar, de tal forma que los parámetros de las clotoides a emplear superen cierto valor mínimo:

$$A_1 \geq \frac{R_1}{3} ; A_2 \geq \frac{R_2}{3}$$

Para su resolución se emplea un método similar al visto para la curva ovoide, sólo que en este caso las coordenadas de la tangente común ( $T_c$ ) situada en la circunferencia auxiliar deben coincidir en el caso de ambas clotoides.

Generalmente suele emplearse cuando las circunstancias de trazado impidan la adopción de los tipos de enlace vistos anteriormente.

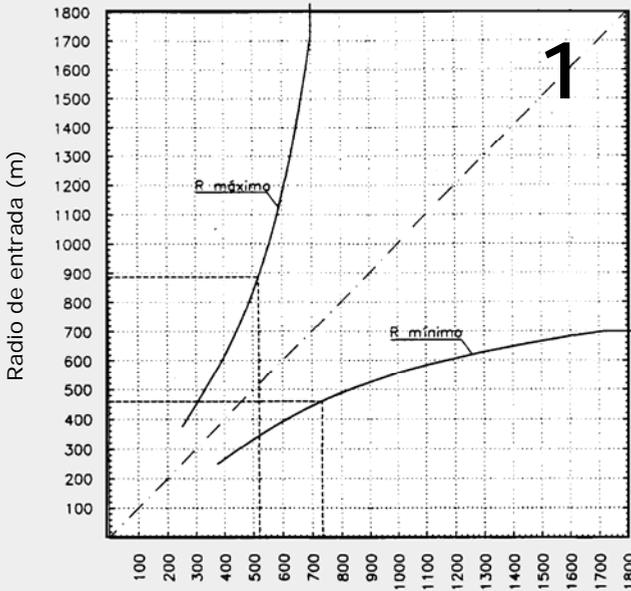
## 6. RECOMENDACIONES DE TRAZADO EN PLANTA

A continuación se detallan una serie de breves recomendaciones que deben ser tenidas en cuenta de cara a obtener un trazado de la vía en planta lo más óptimo posible:

- En carreteras de dos carriles y doble sentido de circulación, donde es preciso invadir el carril reservado al sentido contrario para efectuar maniobras de adelantamiento, es conveniente disponer la mayor cantidad de alineaciones rectas de longitud superior a 700 m. para así aumentar el número de oportunidades de adelantamiento de las que gozarán los vehículos.
- Por condición estética, el ángulo entre dos alineaciones rectas no debe ser nunca inferior a 2º, siendo recomendable que supere los 6º.
- Generalmente, el desarrollo mínimo de una curva circular será superior a 9º. Su desarrollo máximo no debe superar los 800 m., para evitar el efecto *tiovivo*.
- Si entre dos alineaciones curvas contiguas no puede intercalarse un tramo recto cuya longitud supere los umbrales mínimos establecidos, es preferible anular la recta y resolver el enlace empleando clotoides, obteniendo una curva en "S" o una curva ovoide, según el caso.
- Debe evitarse la adopción del radio mínimo correspondiente a la velocidad de proyecto de la vía, salvo circunstancias excepcionales. Normalmente, un aumento del radio no supone grandes variaciones en los costes y sí en la comodidad experimentada por el conductor y el nivel de servicio de la vía.
- Se procurará no emplear curvas circulares de radio superior a 10.000 m., salvo en casos donde este hecho sea inevitable.
- El radio de una alineación curva situada a continuación de una recta larga –de longitud superior a 400 m.– será tal que la diferencia de velocidades específicas entre ambos elementos no sea excesiva. A este efecto, la Instrucción fija unos radios mínimos de 700 m. para vías del Grupo 1 y de 300 m. para carreteras del Grupo 2.
- Por el mismo motivo, en una alineación formada por dos curvas circulares consecutivas, los radios mayor y menor no deberán superar los valores estipulados en la tabla de la página siguiente.
- Por último, recordar que si bien el camino más corto entre dos puntos es una línea recta, no tiene por qué ser el más idóneo.

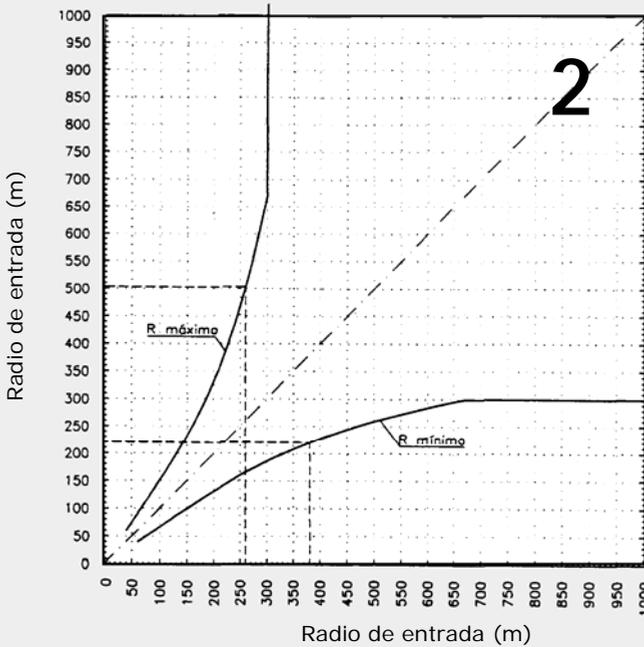
Sin duda alguna, estas recomendaciones obedecen a criterios semiempíricos, por lo que en determinadas circunstancias pueden perder parte de su vigencia. Una vez más es el ingeniero proyectista quien deberá buscar la solución más lógica y ventajosa.

## VALORES DE LOS RADIOS DE CURVAS CONSECUTIVAS



### CARRETERAS DEL GRUPO 1

Autopistas, autovías y vías rápidas, además de carreteras convencionales de velocidad de proyecto igual a 100 km/h.



### CARRETERAS DEL GRUPO 2

Carreteras convencionales de velocidad de proyecto inferior a 100 km/h.

Fig. 11.14 – Gama de radios a adoptar en curvas contiguas (Norma 3.1-IC)



# 12

## TRAZADO EN ALZADO

Si el diseño en planta de una carretera definía su recorrido, el trazado en alzado trata de **acomodar** la vía al terreno sobre el que va a asentarse. En este sentido juega un papel destacado la topografía del terreno: un relieve accidentado, cuyo perfil posee fuertes cambios de pendiente, dificultará la adecuación de la rasante de la carretera al terreno y acarreará un mayor movimiento de tierras, e incluso la construcción de estructuras de paso –viaductos y túneles- que encarecerán los costes.

No debe perderse de vista que el trazado en alzado está íntimamente ligado a la geometría en planta, que suele definirse con anterioridad. Aunque para el estudio del trazado en planta se analiza el posible **perfil longitudinal**, en ocasiones puede ser necesario remodelar parte del trazado original –e incluso su totalidad- por un aumento excesivo de los costes de construcción ocasionado por un desacertado encaje del perfil de la vía en el terreno preexistente.

Asimismo, la disposición en alzado afecta a una serie de elementos que definen el nivel de servicio de la carretera y a otros que inciden sobre el entorno que la rodea.

El perfil longitudinal de la vía se convierte así en un elemento decisivo desde el punto de vista técnico y económico, ya que debe mantener un **equilibrio** –muchas veces inestable- entre factores aparentemente antagónicos como comodidad y economía, y por supuesto garantizar unas condiciones de seguridad aceptables.

# 1. ELEMENTOS CONSTITUTIVOS

Desde el punto de vista geométrico, la definición del trazado en alzado es mucho más simple que en planta, ya que únicamente consta de **alineaciones rectas** enlazadas mediante **curvas de acuerdo**, que suavizan la transición entre alineaciones consecutivas.

Matemáticamente, pueden caracterizarse los diferentes elementos del alzado en función de la variación de su pendiente con la distancia recorrida:

$$i = b_0 + b_1 \cdot x$$

donde  $i$  es la pendiente existente

$x$  es la proyección horizontal de la longitud recorrida (L)

$b_0$  y  $b_1$  son coeficientes

Según los valores que adopten los coeficientes de la anterior expresión obtenemos los tres tipos de elementos existentes: **rampas**, **pendientes** y **acuerdos**, cuyas principales características se han resumido en la siguiente tabla:

S.20		Características generales de los elementos en alzado				
ELEMENTO	RAMPA	R	PENDIENTE	P	ACUERDO	AP
<b>Geometría</b>	Recta		Recta		Parábola	
<b>Parámetros geométricos</b>	Inclinación (i) Longitud (L)		Inclinación (i) Longitud (L)		Parámetro ( $K_v$ ) Longitud (L)	
<b>Mod. polinómico</b>	$i = b_0$		$i = b_0$		$i = b_0 + b_1 \cdot x$	
<b>Inclinación (i)</b>	$i > 0$		$i < 0$		$i = f(x)$	
<b>Características genéricas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Reducción de la velocidad, especialmente en vehículos pesados</li> <li>- Precisa mayor distancia de adelantamiento</li> <li>- Plantean problemas de capacidad</li> <li>- Los vehículos tienen mayor consumo</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Aumento de la velocidad de los vehículos</li> <li>- Precisa mayor distancia de parada</li> <li>- Menor seguridad en condiciones desfavorables</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Plantean problemas de visibilidad</li> <li>- Deben situarse en consonancia con el trazado en planta</li> </ul>	

## 2. RASANTES

Las **rasantes** son elementos caracterizados por mantener constante su inclinación a lo largo de toda su longitud. Su definición geométrica es relativamente sencilla y se realiza en función de criterios de ajuste al terreno, con el objetivo de minimizar el movimiento de tierras, como ya se ha comentado.

En función del signo de la pendiente –positiva o negativa- se distinguen dos tipos de rasantes: las **rampas**, cuya pendiente es positiva (subida) y las **pendientes**, de pendiente negativa (bajada). Al existir dos sentidos de circulación, lo que para uno de ellos es rampa, para el otro será pendiente y viceversa.

### 2.1. Inclinación de las rasantes

Con el fin de establecer una correcta regulación y un adecuado aprovechamiento de este tipo de elementos, la Instrucción define unos **valores máximos** de inclinación aplicables tanto a rampas como a pendientes:

T.34

#### Máxima inclinación de la rasante

VELOCIDAD DE PROYECTO (km/h)	CALZADAS SEPARADAS		CALZADA ÚNICA			
			Vía Rápida		Carretera Convencional	
	Rampa	Pte.	Máx.	Excep.	Máx.	Excep.
120	4	5	-	-	-	-
100	4	5	4	5	4	5
80	5	6	5	6	5	7
60	-	-	-	-	6	8
40	-	-	-	-	7	10

Fuente: Instrucción de Carreteras (3.1-IC)

Los valores excepcionales que figuran en la tabla podrán incrementarse en un 1%, en los siguientes casos:

- Existencia de un relieve catalogado como muy accidentado.
- Tratarse de una vía de baja intensidad de tráfico. (IMD < 3.000)
- Cualquier otro motivo suficientemente justificado.

En el caso de vías rápidas donde esté prevista una duplicación de calzada, sólo se considerará la inclinación máxima.

Para evitar problemas de drenaje superficial, también debe fijarse un valor mínimo de inclinación, de forma que se permita un correcto desagüe longitudinal a través de las cunetas. En este sentido, la normativa española fija un valor **mínimo de cinco décimas** (0.5%), que puede verse excepcionalmente reducido a dos décimas (0.2%), siempre y cuando la línea de máxima pendiente en cualquier punto de la plataforma supere el 0.5%.

En zonas propensas a la formación de nieve o hielo en la calzada es conveniente limitar la inclinación de la rasante, de forma que la línea de máxima pendiente no supere el 10%. Este factor debe cuidarse especialmente en las curvas, donde la situación dinámica del vehículo lo hace más propenso a deslizar.

## 2.2. Longitud de las rasantes

Una pendiente ascendente pronunciada y prolongada en el tiempo puede afectar a la marcha del vehículo, reduciendo su velocidad y aumentando su consumo de combustible. Este hecho repercute negativamente sobre diversos aspectos globales de la circulación, como la fluidez, la seguridad o los costes de explotación.

Por ello, y salvo un motivo convenientemente justificado, no se dispondrán rampas de longitud superior a **3.000 m.** cuya inclinación sea la máxima establecida para un determinado tipo de carretera. Esta limitación se considerará independientemente de un hipotético estudio de necesidad de carriles adicionales.

$$L_{\text{máx}}(i_{\text{máx}}) = 3.000 \text{ m.}$$

Además, la **longitud mínima** de toda rasante uniforme –rampas y pendientes– superará la equivalente a un tiempo de recorrido de 10 segundos a la velocidad de proyecto, medida entre vértices sucesivos:

$$L_{\text{min}} = 10 \cdot \frac{V_p}{3.6}$$

## 3. ACUERDOS VERTICALES

El acuerdo vertical surge como una solución de continuidad entre dos rasantes uniformes con diferente pendiente. En carreteras, esta variación progresiva de la inclinación se realiza de forma lineal, por lo que la forma del acuerdo es la de una **parábola de eje vertical**:

$$i = b_0 + b_1 \cdot x$$

Aplicando la definición matemática de derivada,

$$\frac{dy}{dx} = i \Rightarrow y = \int i \cdot dx = ax^2 + bx + c$$

Para facilitar su cálculo, se asume que las distancias medidas sobre la rasante coinciden con su proyección horizontal, dado el bajo ángulo de inclinación de la misma. Esta simplificación hace que la anterior expresión se reduzca, al ser nulos los coeficientes no cuadráticos (b y c):

$$y = a \cdot x^2$$

### 3.1. Elementos geométricos

En todo acuerdo vertical pueden distinguirse los siguientes elementos:

- (a) Parámetro ( $K_v$ ): Se define como el radio necesario para efectuar una transición progresiva de la inclinación a lo largo de una longitud determinada. Para grandes valores coincide con el radio del círculo osculador en el vértice de la curva.

$$L = R \cdot \theta \Rightarrow K_v = \frac{L}{\theta} = \frac{2T}{\theta}$$

El signo de  $K_v$  es **negativo** en el caso de que el acuerdo sea **convexo** ( $\cap$ ) y **positivo** para acuerdos **cóncavos** ( $\cup$ ).

- (b) Ángulo de giro ( $\theta$ ): Diferencia algebraica (con signo) entre las inclinaciones de la rasante de salida ( $i_s$ ) y de entrada ( $i_E$ ).

$$\theta = i_2 - i_1$$

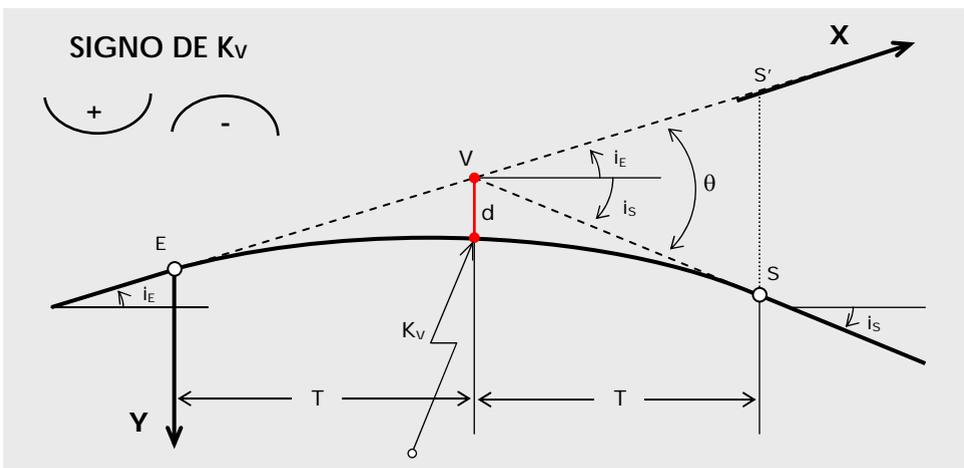


Fig. 12.1 – Elementos de un acuerdo vertical

- (c) Vértice (V): Punto de corte de las rasantes a acordar. Teóricamente se considera como el punto medio entre las tangentes de entrada (E) y de salida (S) del acuerdo vertical.

- (d) Tangente (T): Distancia horizontal existente entre el vértice y cada uno de los puntos de entrada y salida.

$$T = \frac{K_v \cdot \theta}{2}$$

- (e) Flecha (d): Diferencia de cota entre el vértice (V) y su vertical en el acuerdo. Su deducción se efectúa aprovechando una propiedad de la parábola, según la cual:

$$\text{Si } f(x) = ax^2 \Rightarrow f\left(\frac{x}{2}\right) = a \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2 = \frac{ax^2}{4} = \frac{f(x)}{4}$$

Observando la figura de la página anterior (Fig. 12.1) puede establecerse la siguiente relación:

$$SS' \cong T \cdot \theta = \frac{K_v \cdot \theta}{2} \cdot \theta = \frac{K_v \cdot \theta^2}{2}$$

Al ser una función parabólica del tipo  $f(x)=ax^2$ , puede aplicarse la anterior propiedad:

$$f(2T) = SS' \Rightarrow f(T) = d = \frac{f(2T)}{4} = \frac{K_v \cdot \theta^2}{8}$$

Otras formas de expresar la flecha en el punto medio del acuerdo son:

$$d = \frac{K_v \cdot \theta^2}{8} \quad d = \frac{T^2}{2 \cdot K_v} \quad d = \frac{T \cdot \theta}{4}$$

Puede deducirse la expresión matemática de la parábola que conforma la curva de acuerdo hallando el valor del coeficiente (a) mediante una sustitución de valores en un punto conocido ( $x=2T$ ):

$$\text{Como } y = f(x) = ax^2 \Rightarrow f(2T) = SS' = T \cdot \theta = a \cdot (2T)^2$$

Despejando a y sustituyendo T por su valor en función de  $K_v$ :

$$a = \frac{\theta}{4T} = \frac{\theta}{4 \cdot \frac{K_v \cdot \theta}{2}} = \frac{1}{2K_v}$$

Así pues, la ecuación de la parábola será:

$$y = \frac{x^2}{2K_v}$$

Una aplicación directa de esta expresión es hallar la diferencia de cota entre cualquier punto del acuerdo (P) y las tangentes de entrada (E) o salida (S) en función de su coordenadas horizontales:

$$\Delta y_E = \frac{(x - x_E)^2}{2 \cdot K_v} \quad ; \quad \Delta y_S = \frac{(x_S - x)^2}{2 \cdot K_v}$$

considerando siempre el signo del parámetro  $K_v$ .

Una vez determinados los anteriores elementos, resulta sencillo efectuar el replanteo de la curva de acuerdo, bien desde la tangente de entrada (E):

$$y = y_E + i_E \cdot (x - x_E) + \frac{(x - x_E)^2}{2 \cdot K_V}$$

o bien desde la tangente de salida (S):

$$y = y_S + i_S \cdot (x - x_S) + \frac{(x - x_S)^2}{2 \cdot K_V}$$

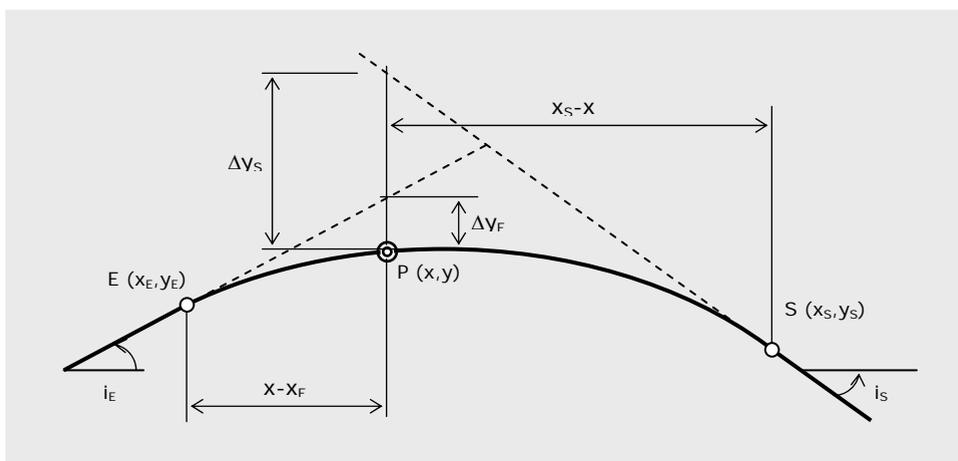


Fig. 12.2 – Replanteo de un acuerdo vertical

### 3.2. Limitaciones al parámetro

Al igual que ocurría con los anteriores elementos geométricos, la elección del parámetro adoptado en un acuerdo vertical está condicionada por una serie de factores que garanticen las condiciones de seguridad en dicho tramo. Estos dos factores son la **visibilidad** disponible y la **perceptibilidad** del propio acuerdo por el conductor, identificada como condición estética en la Instrucción española.

#### Visibilidad

Dentro de este apartado cabe hacer una distinción, ya que no será lo mismo la visibilidad existente en un acuerdo convexo que en uno cóncavo. Algunos autores hacen incluso una subdivisión entre acuerdos largos –aquéllos en los que la visibilidad queda encuadrada en la longitud del acuerdo- y acuerdos cortos, donde la visibilidad supera la longitud del propio acuerdo. La Instrucción española se restringe al caso de acuerdos largos, ya que en acuerdos cortos supone más restrictiva la condición estética.

Así tendremos que, en los **acuerdos convexos**, la condición restrictiva del parámetro será la siguiente:

$$K_v = \frac{D^2}{2 \cdot (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$$

donde  $K_v$  es el parámetro de la parábola en m

$D$  es la distancia de visibilidad requerida (parada o adelantamiento)

$h_1$  es la altura del punto de vista del conductor sobre la calzada en m  
(generalmente suele tomarse entre 1.10 y 1.20 m.)

$h_2$  es la altura del objeto sobre la calzada en m

(Normalmente 0.15 m. en parada y 1.10 m. en adelantamiento)

Los **acuerdos cóncavos** plantean otro tipo de problemática, ya que si bien durante el día no plantean problemas de visibilidad, por la noche ésta se restringe a la zona iluminada por los faros del vehículo. Así, una mayor curvatura del acuerdo –que se traduce en un valor del parámetro más pequeño- conllevará a priori una menor visibilidad disponible. La normativa española limita el valor del parámetro mediante la siguiente expresión:

$$K_v = \frac{D^2}{2 \cdot (h - h_2 + D \cdot \text{tg } \alpha)}$$

donde  $K_v$  es el parámetro de la parábola en m

$D$  es la distancia de visibilidad requerida (generalmente parada)

$h$  es la altura de los faros del vehículo sobre la calzada en m  
(generalmente suelen tomarse 0.75 m.)

$h_2$  es la altura del objeto sobre la calzada en m

$\alpha$  es el ángulo que el rayo de luz de mayor pendiente forma con el eje longitudinal del vehículo, normalmente  $1^\circ$

Debe advertirse que el haz de luz despedido por los faros del vehículo tiene un alcance máximo medio de 200 m. (ver Capítulo 10), por lo que todo valor de visibilidad –especialmente de adelantamiento- que sobrepase dicha longitud carece de sentido.

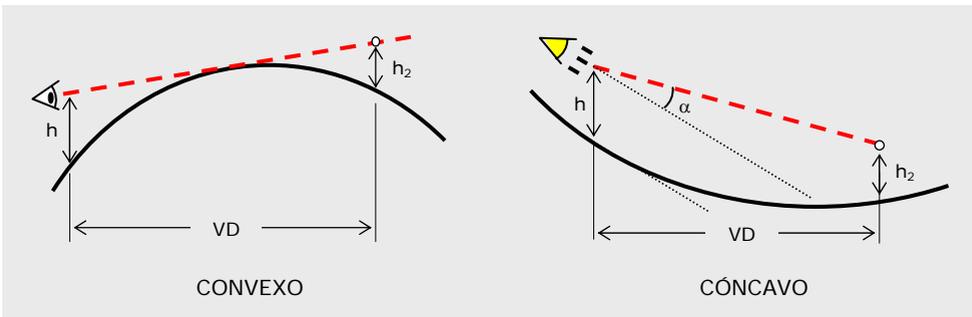


Fig. 12.3 – Visibilidad en acuerdos verticales

La Instrucción de Carreteras española establece los siguientes valores mínimos y deseables del parámetro  $K_v$  en función de la velocidad de proyecto del tramo:

T.35

Valores mínimos y deseables de  $K_v$ 

VELOCIDAD PROYECTO (km/h)	MÍNIMO		DESEABLE	
	CONVEXO	CÓNCAVO	CONVEXO	CÓNCAVO
120	15.276	6.685	30.780	9.801
100	7.125	4.348	15.276	6.685
80	3.050	2.636	7.125	4.348
60	1.085	1.374	3.050	2.636
40	303	568	1.085	1.374

Fuente: Instrucción de Carreteras (3.1-IC)

### Condición estética

Dentro de este apartado se engloban consideraciones estéticas relacionadas con la seguridad de la vía en el entorno del acuerdo, más concretamente aquello que atañe a la apreciación visual que desde el vehículo se haga de dicho acuerdo.

Para garantizar la correcta percepción del acuerdo por parte del conductor, la normativa exige que su desarrollo ( $L_v$ ) supere a la distancia recorrida por un vehículo a la velocidad de proyecto durante un tiempo de 3,6 segundos, es decir:

$$L_v \geq V_p$$

Si recordamos que  $L_v = K_v \cdot \theta$ , la anterior expresión quedará como:

$$K_v \geq \frac{V_p}{\theta} \quad \text{o bien} \quad K_v = \frac{L_v}{\theta}$$

donde  $V_p$  es la velocidad de proyecto en km/h

$\theta$  es la diferencia entre las inclinaciones de las rasantes a enlazar

De las dos condiciones vistas anteriormente, la más restrictiva será aquélla que presente una menor curvatura o un mayor desarrollo del acuerdo, que se traduce en un valor del parámetro más elevado.

Asimismo, no debe olvidarse que existe una tercera condición tan importante como las anteriores. La coordinación planta-alzado matiza el valor definitivo del parámetro  $K_v$ , pudiendo en algunas ocasiones ser inferior a los valores mínimos preconizados por la Instrucción, siempre y cuando garanticen la visibilidad de parada.

Los técnicos encargados de la redacción del proyecto de uno de los tramos de la autovía Madrid-Valencia optaron, para salvar un importante desnivel, por construir un viaducto que enlaza una pendiente con una rampa, ambas con el máximo valor permitido por la normativa de carreteras. Sabiendo que dicha vía está clasificada como AV-120, se pide:

(a) Hallar el valor del parámetro de la curva de acuerdo

Lo primero que debe hacerse es averiguar el valor máximo de la pendiente de las rasantes a acordar. Acudiendo a la **Tabla T.34**, vemos que para vías de calzadas separadas (autovía) y velocidad de proyecto de 120 km/h, los valores a considerar son:

Rampa máxima	4%
Pendiente máxima	5%

Al tratarse de una sucesión pendiente-rampa, el acuerdo será de tipo **cóncavo** (∪). Para calcular su valor mínimo, se emplearán los criterios de visibilidad y condición estética estipulados por la Instrucción.

- **Visibilidad:** Para aplicar el criterio de visibilidad puede emplearse la ecuación dispuesta a tal efecto o recurrir a la **Tabla T.35** donde se hallan los valores mínimos y deseables deducidos para cada velocidad de proyecto. Éstos son, para una  $V_p$  de 120 km/h:

$K_V$ 120 km/h	Valor mínimo	6.685
	Valor deseable	9.801

- **Estética:** La condición estética impone que:

$$L_v \geq V_p = 120 \text{ m}$$

lo que se traduce en un valor del parámetro  $K_V$  de:

$$K_V \geq \frac{L_v}{\theta} = \frac{120}{0.09} = 1333 \text{ m}$$

De ambos valores, prevalecerá el más restrictivo –el mayor de ellos– que en este caso viene determinado por la condición de visibilidad.

Para la elección definitiva del parámetro entran en juego otros factores ya comentados. Generalmente, es bueno dar una cierta holgura respecto del valor mínimo, por lo que adoptaremos un valor redondo del parámetro:

$$K_V = 7.000 \text{ m.}$$

**(b) Calcular los elementos geométricos del acuerdo**

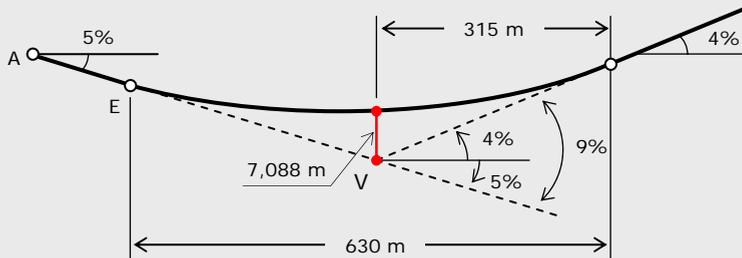
Una vez determinado el parámetro, resulta sencillo calcular los valores geométricos definitorios del acuerdo:

- Tangente (T):  $T = \frac{K_v \cdot \theta}{2} = \frac{7000 \cdot 0.09}{2} = 315 \text{ m.}$
- Desarrollo o longitud ( $L_v$ ):  $L_v = 2T = K_v \cdot \theta = 7000 \cdot 0.09 = 630 \text{ m.}$
- Flecha (d):  $d = \frac{K_v \cdot \theta^2}{8} = \frac{7000 \cdot 0.09^2}{8} = 7,088 \text{ m.}$

La ecuación de la parábola de eje vertical que arranca a partir de la tangente de entrada será:

$$y = \frac{x^2}{2 \cdot K_v} = \frac{x^2}{14000}$$

Un esquema de las características geométricas del acuerdo sería el siguiente:

**(c) Replantar el acuerdo con equidistancia de 35 m, tomando como origen el punto A, situado a 1 km. del vértice V y a una cota de 70 m**

Para ello, emplearemos la expresión de replanteo para acuerdos cóncavos desde la tangente de entrada (E) deducida anteriormente, estando dicha tangente de entrada a una distancia del origen de:

$$AE = AV - EV = AV - T = 1000 - 315 = 685 \text{ m.}$$

Y su cota será de:

$$y_E = y_A + i_E = 70 - 0.05 \cdot 685 = 35.75 \text{ m.}$$

La ecuación adaptada a los datos del problema será:

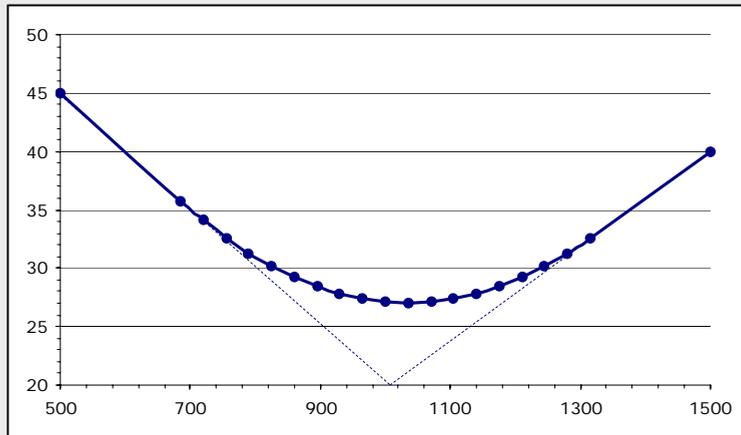
$$y = y_E + i_E \cdot (x - x_E) + \frac{(x - x_E)^2}{2 \cdot K_v} = 35.75 - 0.05 \cdot (x - 685) + \frac{(x - 685)^2}{14000}$$

Aplicaremos iterativamente esta expresión para valores de  $x$ , incrementados cada vez en la equidistancia (35 m.), tomando un rango de valores comprendido entre las tangentes de entrada ( $x_E = 685$  m.) y de salida ( $x_S = x_E + L_v = 685 + 630 = 1.315$  m.). Los resultados obtenidos se reflejan en la siguiente tabla:

Perfil	X	Y
P- $x_E$	685	35.750
P-1	720	34.088
P-2	755	32.600
P-3	790	31.288
P-4	825	30.150
P-5	860	29.188
P-6	895	28.400
P-7	930	27.788
P-8	965	27.350
P-9	1000	27.088

Perfil	X	Y
P-10	1035	27.000
P-11	1070	27.088
P-12	1105	27.350
P-13	1140	27.788
P-14	1175	28.400
P-15	1210	29.188
P-16	1245	30.150
P-17	1280	31.288
P- $x_S$	1315	32.600

Estos datos pueden plasmarse en el correspondiente perfil longitudinal:



#### 4. RECOMENDACIONES DE TRAZADO EN ALZADO

Al igual que en el capítulo anterior, se exponen una serie de recomendaciones y consejos prácticos que pueden servir de utilidad y orientación a la hora de concebir el trazado en alzado de una carretera, si bien es cierto que como ya se ha dicho, se halla fuertemente condicionado por la topografía existente y en consecuencia, por factores de tipo económico asociados al volumen de movimiento de tierras.

Los criterios más importantes a tener en cuenta son los siguientes:

- (a) Abuso de rasantes largas e inclinadas: Debe evitarse en la medida de lo posible el uso y abuso de las rasantes largas y de fuerte pendiente. Si bien en ocasiones la topografía de la zona invita al uso de este tipo de alineaciones, la capacidad de la vía y otros aspectos de la misma pueden verse seriamente afectados.
- (b) Carriles adicionales: En ocasiones convenientemente justificadas, la adición de un carril en determinados tramos que sufran una disminución en el nivel de servicio –rampas, generalmente- puede mejorar sensiblemente la circulación de los vehículos. Posteriormente se tratará este tema con mayor profundidad.
- (c) Parámetro mínimo: Hemos visto que, para acuerdos entre alineaciones con una gran diferencia de ángulo ( $\theta$ ) predomina la condición de visibilidad, mientras que para aquéllos entre alineaciones de bajo ángulo impera el factor estético. Es recomendable superar el valor del parámetro mínimo, de forma que el acuerdo sea perceptible a gran distancia.
- (d) Drenaje longitudinal: Una rasante plana o poco inclinada (menor del 0.5%) puede ocasionar problemas de drenaje longitudinal en superficie, salvo que se hayan previsto otro tipo de dispositivos.
- (e) Ordenación del tráfico: La elección de un determinado valor del parámetro  $K_v$  puede emplearse para enfatizar determinadas prohibiciones. Así, la prohibición de adelantamiento puede ser más efectiva si el parámetro escogido limita la visibilidad a la mínima de parada necesaria.
- (f) Coordinación planta-alzado: Los puntos de tangencia de todo acuerdo vertical, siempre que coincidan con una alineación curva en planta, estarán situados dentro de la clotoide en planta y lo más próximos a las tangentes de la clotoide con las alineaciones rectas que enlaza.

Además, la normativa recomienda evitar una serie de combinaciones planta/alzado sumamente perjudiciales para la seguridad o la comodidad del conductor del vehículo, que se comentarán más adelante.

## 4.1. Túneles

El trazado en perfil de los túneles, debido a la gran limitación de visibilidad que impone su sección transversal, merece una especial atención. Así, la normativa española dispone las siguientes prescripciones:

- Los túneles de longitud igual o menor de 500 m. tendrán una **única rasante**, salvo justificación en contrario.

- Cuando la longitud del túnel sea superior a 500 m., sus características geométricas serán objeto de un **estudio específico**. En dicho estudio, junto con el trazado, se considerarán todos los aspectos relativos a la construcción, explotación y conservación de dicho túnel.
- En carreteras de calzadas separadas, se evitarán rampas mayores del 3% y pendientes superiores al 5%. En carreteras de calzada única, es conveniente no adoptar inclinaciones de rasante superiores al 3%.
- Como norma general, la combinación de inclinación y longitud de las rampas en túneles deberán ser tales que no obliguen al diseño de carriles adicionales.
- En cualquier caso, y salvo justificación en contra, el trazado en alzado de un túnel será tal que en toda su longitud la velocidad de los vehículos pesados no sea inferior a 60 km/h.

## 4.2. Implantación de carriles adicionales

Como consecuencia de una excesiva congestión en un determinado tramo, motivada por diversos factores como pueden ser la inclinación de la rasante, la proporción de vehículos pesados o la velocidad de proyecto de la vía, es preciso ampliar la calzada añadiendo un nuevo carril –el **carril adicional**– de forma que contribuya a mejorar el nivel de servicio del citado tramo.

La Instrucción de Carreteras dispone que dicha ampliación podrá realizarse por la derecha –vías lentas– o por la izquierda –carriles de circulación rápida– según se trate de carreteras de calzada única o de calzadas separadas, respectivamente. De forma excepcional y siempre que se justifique podrá considerarse la situación contraria.

Para la implantación de un carril adicional, la normativa impone una condición de nivel mínimo de servicio en el año horizonte. Generalmente se atiende a un modelo exponencial basado en la IMD actual y una tasa de crecimiento anual de la demanda (C) que se obtiene en base a un estudio en la zona:

$$IMD_t = IMD_0 \cdot (1+C)^t$$

Suele tomarse un año horizonte situado 20 años después de la entrada en servicio de la vía (t=20).

Los tramos en rampa en vías de calzada única donde la velocidad de los vehículos pesados disminuya por debajo de los 40 km/h. también son susceptibles de implantación de un carril adicional por la derecha o vía lenta.

Por lo general, no suele estar justificada la adopción de carriles adicionales en tramos donde la IMD no supere los 1.000 vehículos por hora y la inclinación de la rampa sea inferior al 4%. En el siguiente capítulo, dedicado a la sección transversal, se tratará de la longitud y características de estos carriles especiales.

El criterio de implantación de carriles adicionales empleado por la Instrucción española se resume en la siguiente tabla:

T.36

## Implantación de carriles adicionales

TIPO DE CARRETERA		VELOCIDAD PROYECTO (km/h)	N.S. MÍNIMO EN EL AÑO HORIZONTE
CALZADAS SEPARADAS		120	C
		100	D
		80	
CALZADA ÚNICA	VÍA RÁPIDA	100	C
		80	D
	CARRETERA CONVENCIONAL	100	
		80	
		60	E
	40		

Fuente: Instrucción de Carreteras (3.1-IC)

## Criterio del Manual de Capacidad

Por su parte, el Transportation Research Board en su Manual de Capacidad de Carreteras establece las siguientes premisas para la implantación de vías lentas en carreteras de dos carriles:

- La intensidad de tráfico de subida en la rampa debe superar los 200 veh/h.
- La intensidad de los camiones que suben por la rampa debe exceder de 20 veh/h.
- Debe producirse una de estas tres situaciones:
  - Existencia de un nivel de servicio E ó F en el tramo.
  - Se produce una reducción de uno o dos niveles de servicio entre el segmento de aproximación y el inclinado.
  - El vehículo pesado típico experimenta una reducción en su velocidad igual o superior a 16 km/h.

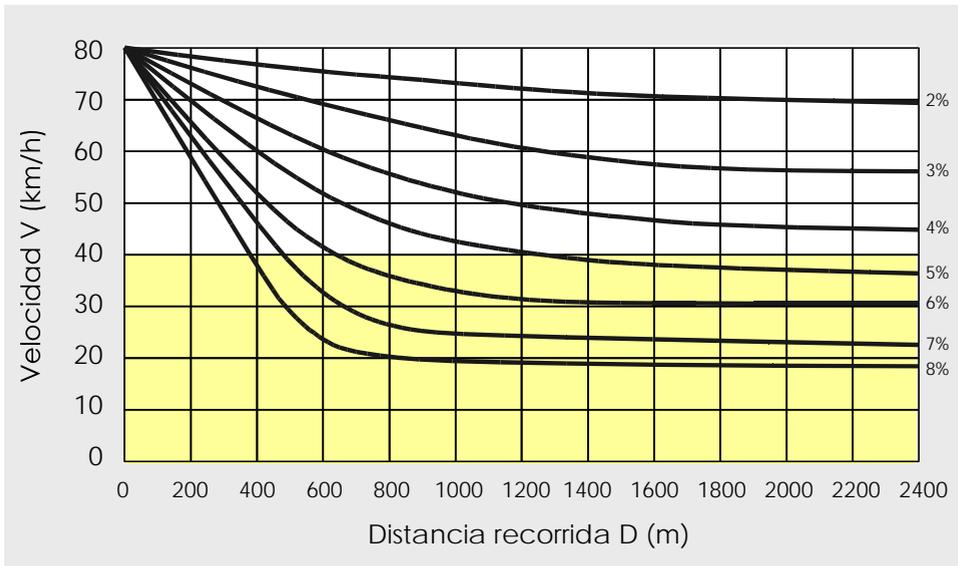


Fig. 12.4 – Variación de la velocidad en vehículos pesados en las rampas

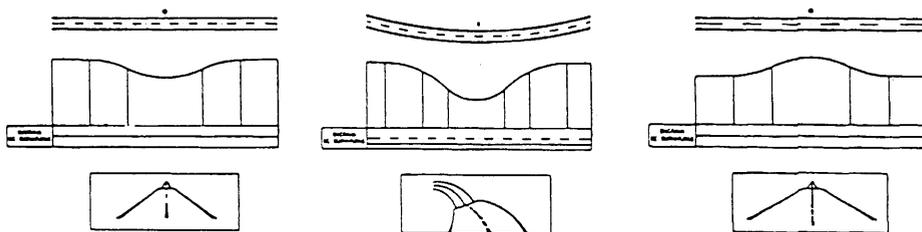
### 4.3. Coordinación de trazados en planta y alzado

Como se ha comentado anteriormente, la planta y el alzado de una carretera deben estar lo suficientemente coordinados como para que el usuario pueda circular por ella de forma cómoda y segura.

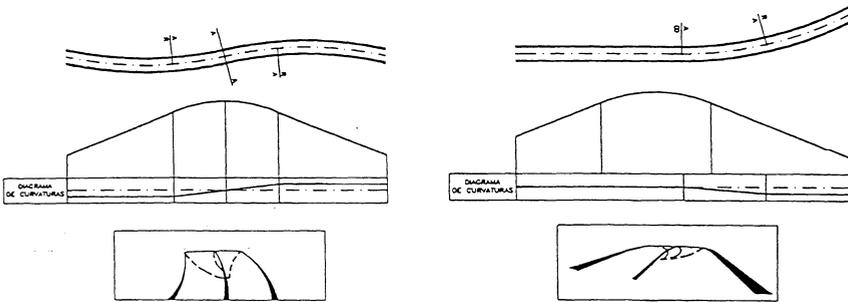
La Instrucción hace especial hincapié en evitar las **pérdidas de trazado**, situación en la cual el conductor es incapaz de observar en segmento de carretera situado entre otros dos perfectamente visibles.

A este efecto, la citada normativa expone una serie de situaciones que deberán evitarse y que a continuación se muestran:

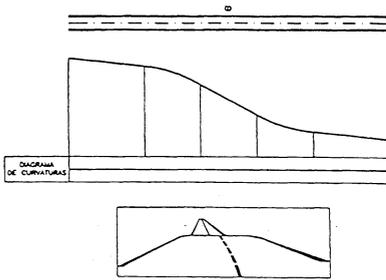
- (a) Alineación única en planta –recta o curva- que contenga un acuerdo vertical corto, tanto cóncavo como convexo.



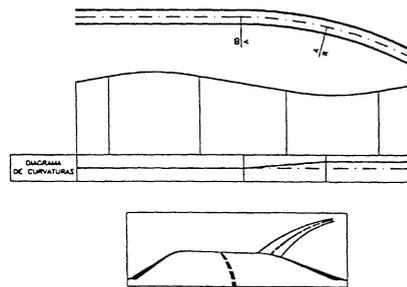
- (b) Acuerdo convexo en coincidencia con un punto de inflexión en planta.



- (c) Alineación recta en planta con acuerdos convexo y cóncavo consecutivos.

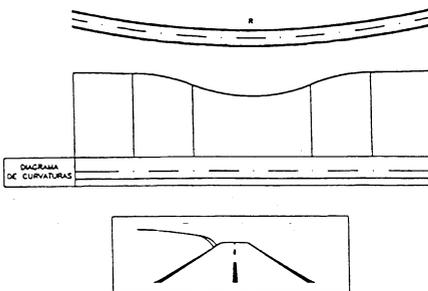


(c)

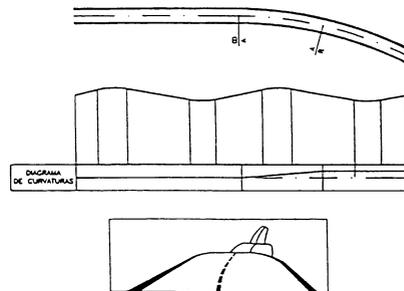


(d)

- (e) Alineación curva de desarrollo corto con un acuerdo vertical cóncavo corto.



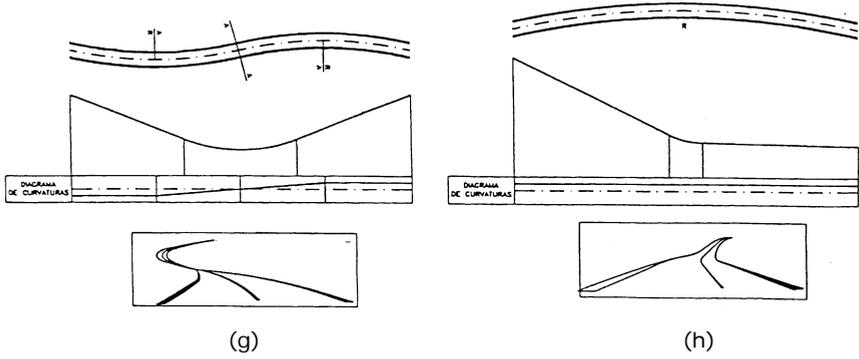
(e)



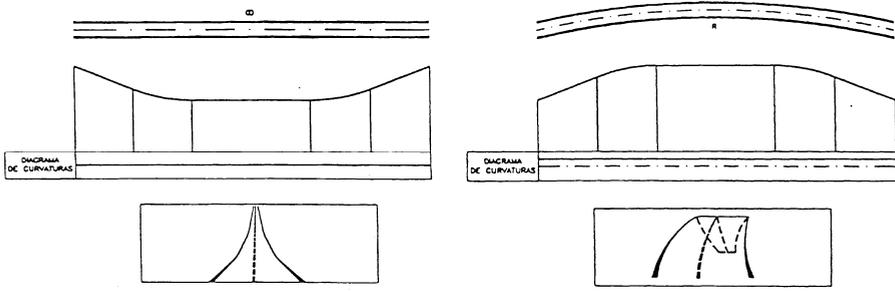
(f)

En carreteras de calzadas separadas y vías rápidas, dada su mayor velocidad de proyecto y en consecuencia, sus mayores y más estrictas exigencias, se evitarán en la medida de lo posible las siguientes situaciones de trazado.

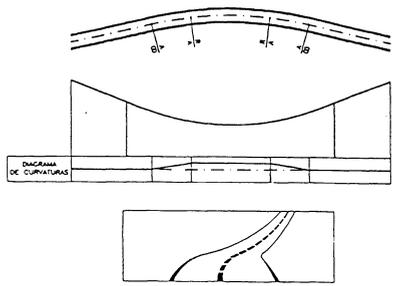
- (g) Un acuerdo cóncavo en coincidencia con un punto de inflexión en planta.
- (h) Acuerdos cortos entre pendientes largas dentro de una misma alineación.



- (i) Rasantes uniformes entre acuerdos consecutivos del mismo signo –cóncavos o convexos- dentro de una misma alineación en planta.



- (j) Curvas en planta dentro de un acuerdo vertical largo.





# 13

## LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La sección transversal de una carretera se concibe como la solución a los diferentes estudios de diversa índole realizados anteriormente, y que engloban aspectos relativos a la **capacidad** de la vía, a su **seguridad** y, cómo no, a su **coste** económico.

Aparte de estos factores, el proyectista de carreteras deberá tener presentes otros parámetros que condicionan su diseño: la funcionalidad, el carácter y el medio natural circundante.

La **funcionalidad** determinará la categoría de vía a emplear –autopista, autovía, vía rápida o carretera convencional- y por tanto, fijará algunos factores relativos a la separación de calzadas, limitación de accesos, barreras de seguridad y carriles especiales que afectan a la propia sección transversal.

El **carácter** urbano o interurbano de la vía establece una clara división. En las primeras el espacio está limitado, por lo que se convierte en un bien escaso; este hecho se traduce en secciones transversales más estrictas en este tipo de vías. Las segundas presentan menores problemas de espacio, pudiendo emplear secciones más amplias.

Por último, los **condicionantes ambientales** –geología, topografía y pluviometría- influirán de manera notable en aspectos como la pendiente de los taludes, los anchos exigibles de arcenes y carriles o la dimensión y emplazamiento de las cunetas.

# 1. CONSIDERACIONES PREVIAS

A pesar de que en el capítulo donde se estudiaban las redes viarias ya se habló de los elementos de los que se compone una carretera, no está de más hacer un breve recordatorio.

La vía se asienta sobre una **plataforma** o zona destinada al uso de vehículos, que integran la **calzada** y los **arcenes**. De estas dos, la más importante es la **calzada**, ya que por ella va a realizarse la circulación de los vehículos, y que se compone de un cierto número de **carriles**.

Las carreteras pueden estar compuestas por una única calzada o varias calzadas separadas por una **mediana**, cuyo principal cometido es separar eficazmente distintos sentidos de circulación, valiéndose de los dispositivos necesarios y oportunos.

Otros elementos que no deben descuidarse son los **arcenes** y **bermas**, ya que influyen tanto en la capacidad de la vía como en la seguridad que ésta ofrece al usuario. Estas zonas sirven además para que el vehículo pueda efectuar detenciones de emergencia.

Por último, es importante reseñar la importancia de un buen drenaje superficial de la plataforma, para lo cual se dota a ésta de una cierta pendiente transversal que favorezcan la canalización por gravedad de las aguas pluviales hacia los elementos situados en sus flancos –**cunetas** y **caces**– que se encargarán de evacuarla longitudinalmente.

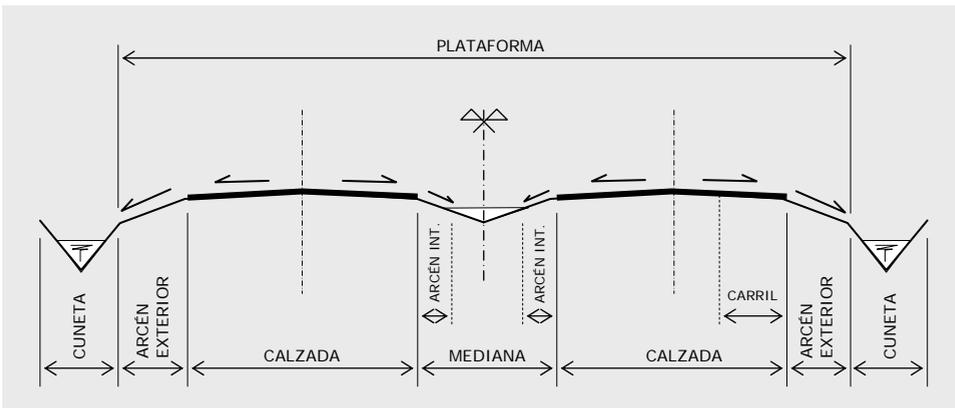


Fig. 13.1 – Sección transversal-tipo

Todos estos elementos conforman la sección transversal de toda vía, y sus dimensiones generales se fijarán en función del tráfico previsible en la hora de proyecto del año horizonte. Generalmente, se toma como año horizonte el situado 20 años después de la entrada en servicio de la vía, y la intensidad de la hora de proyecto suele

ser estar comprendida entre la de la hora 30 (IH30) y la de la hora 150 (IH150). Como veíamos en el bloque de Tráfico, la IH-N es aquella que sólo es superada durante N horas a lo largo del año.

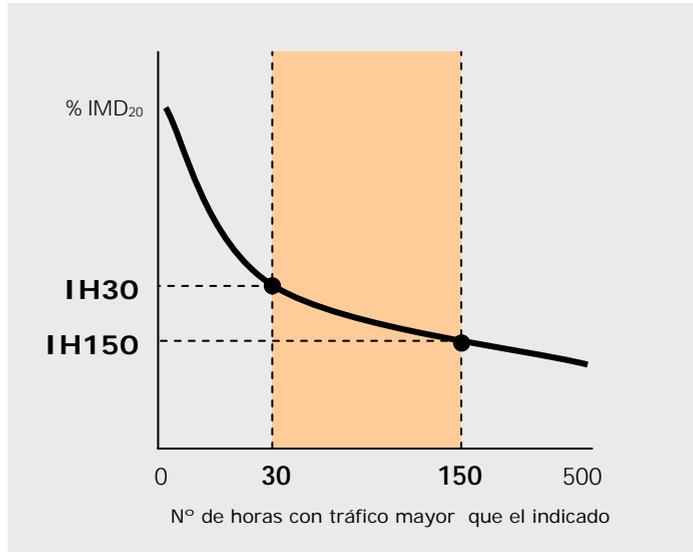


Fig. 13.2 – Intervalo de intensidades de proyecto en el año horizonte

Otros factores que también influyen en la geometría de la sección transversal son el trazado de la vía, tanto en planta –pendientes transversales, sobreeanchos y peraltes- como en alzado –drenaje superficial- o las exigencias de seguridad derivadas de la velocidad de proyecto.

## 2. LOS CARRILES

Técnicamente se define **carril** como la banda longitudinal en que puede subdividirse la calzada, caracterizada por tener una anchura suficiente para permitir la circulación de una sola fila de vehículos.

El carril se emplea como elemento de clasificación tipológica de vías, distinguiendo entre carreteras de dos carriles y carreteras multicarril. Esta división es muy importante desde el punto de vista del tráfico, como ya vimos al tratar el análisis de la capacidad de vías urbanas e interurbanas.

Los carriles suelen materializarse en el pavimento bien mediante marcas viales, bien mediante separadores de tráfico, según sea el grado de seguridad necesario y el sentido de circulación –igual o contrario- de los carriles adyacentes que delimita.

## 2.1. Número de carriles

El carril es el elemento básico empleado en los estudios de tráfico para determinar la capacidad de una carretera. De su número y dimensiones depende en gran medida que ésta alcance el nivel de servicio deseado, y de ahí su importancia desde el punto de vista del proyecto.

La Instrucción de Carreteras establece ciertas condiciones y premisas que regulan el número de carriles de los que debe constar una calzada. Así, en carreteras de **calzadas separadas**:

- (a) No se proyectarán más de cuatro carriles por calzada ni menos de dos. A estos efectos, no se computarán los carriles auxiliares de cambio de velocidad o de trenzado.
- (b) Donde se dispongan dos calzadas separadas para cada sentido de circulación –una central para recorridos largos y otra lateral de ámbito más local- la calzada central sólo se conectará con la lateral y, excepcionalmente, con otras vías.

Para vías de **calzada única**:

- (a) Se proyectarán dos carriles por calzada, uno para cada sentido de circulación.
- (b) En ningún caso se proyectarán calzadas con dos carriles por cada sentido, dada la alta accidentalidad que presentan. No se computarán a este efecto los carriles adicionales ni los de cambio de velocidad.

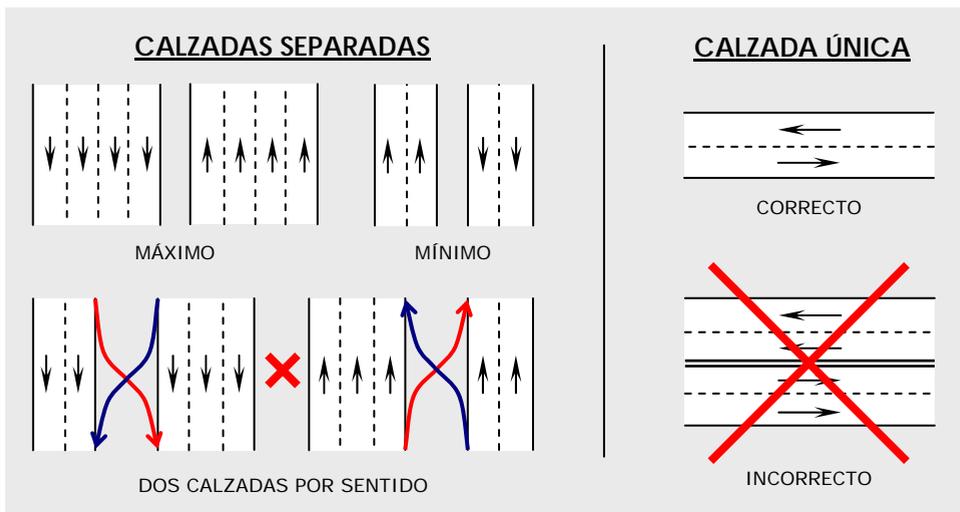


Fig. 13.3 – Prescripciones normativas para los carriles (Norma 3.1-IC)

## S.21

## Disposiciones típicas de carriles

Carriles	Tipo de vía		Observaciones
<b>1</b>	Caminos rurales de escaso tráfico		- Construcción a intervalos regulares de apartaderos para permitir el cruce de vehículos
	Ramales de enlace		- Anchura suficiente para rebasar a vehículos averiados
<b>2</b>	Carreteras convencionales y vías rápidas		- Un carril por sentido - Buen nivel de servicio para $IMD < 5000$ - Nivel de servicio aceptable para $IMD < 10000$ - Se contemplan carriles adicionales para mejorar el NS en determinados tramos
	Ramales de enlace largos		- Cuidar la disposición final del ramal, para evitar su congestión
<b>3</b>	No deban plantearse en ningún caso, ya que presentan un alto índice de siniestralidad debido al empleo del carril central como carril de adelantamiento.		
<b>4</b>	Zonas urbanas		- Son relativamente frecuentes. Al no disponer de espacio, suele emplearse calzada única - Funcionan bien para una IMD comprendida entre 10.000 y 20.000 vehículos/día
	Vías interurbanas de calzada única		- Terminantemente prohibidas por su peligrosidad y alta siniestralidad
<b>+4</b>	Grandes arterias urbanas		- Calzada única de 6 ó más carriles.
	Vías interurbanas de calzadas separadas	2 calzadas	- Idóneas para una IMD superior a 10.000 veh/día - Cada calzada consta de entre 2 y 4 carriles.
		Más de 2 calzadas	- Suele disponerse, por cada sentido, una calzada central para recorridos largos, enlazada con otra lateral, conectada a la red local

## Variación del número de carriles

Las transiciones entre tramos de carretera con distinto número de carriles, habituales en los nudos de la red viaria, están regidas por una dos condiciones que aseguran el equilibrio del flujo de vehículos ambos tramos.

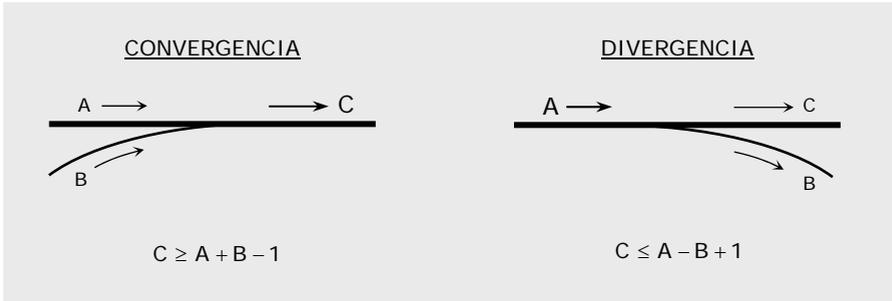


Fig. 13.4 – Transición del número de carriles en conjunciones y bifurcaciones

## 2.2. Anchura de los carriles

Si el número de carriles influye de gran manera en la capacidad y el nivel de servicio de la carretera, la **anchura** de cada uno de ellos es otro factor a tener en cuenta en este aspecto.

Como veíamos en los capítulos dedicados al estudio del tráfico, la anchura del carril influye en la seguridad experimentada por el conductor, lo que propicia una mayor o menor velocidad de circulación. De todo ello se deduce que cuanto más alta sea la velocidad de proyecto de una vía, mayor deberá de ser la anchura de sus carriles, ya que el vehículo es más propenso a realizar basculaciones laterales. De lo contrario, la velocidad de circulación será menor y el nivel de servicio de dicha carretera se reducirá.

La normativa española fija un ancho estándar de 3,50 m., aunque éste puede variarse en función del tipo de vía y los condicionantes topográficos y del entorno. Así, el abanico de anchuras permisibles va desde los 3,75 m. de las vías de alta velocidad hasta los 2,50 m. de determinadas vías particulares de reducido uso.

Un ancho superior a este límite favorecería las maniobras de adelantamiento dentro del mismo carril, aparte de que el margen de movilidad del vehículo sería tan amplio que serían más frecuentes las trayectorias erráticas de los vehículos. Naturalmente, anchos inferiores a 2,50 m. impedirían la correcta circulación –e incluso el paso- de determinados vehículos.

La anchura de los carriles puede emplearse como arma por parte del proyectista para forzar una disminución de velocidad al circular por determinadas zonas, como puedan ser travesías o tramos en obras.

## T.37

## Anchura del carril en función del tipo de vía

Tipo de vía	Condición	Anchura
Autopistas y autovías	$V_p > 100$	3,75 m
Carreteras convencionales y vías rápidas	$80 < V_p < 100$	3,50 m
Vías de escaso tráfico de vehículos	$V_p < 40$ $IMD < 2.000$	3,00 m
Carreteras de montaña	Requiere gran movimiento de tierras	
Vías arteriales y calles urbanas		
Vías locales urbanas de más de 2 carriles por sentido		2,75 m
Vías locales urbanas que sirvan a menos de 200 viviendas		2,50 m

## Sobrealcance

En determinadas circunstancias es necesario dotar al carril de una anchura suplementaria para facilitar el giro de los vehículos. Este ancho adicional se denomina **sobrealcance**, y se emplea en curvas cuyo radio es inferior a 250 m:

$$S = \frac{l^2}{2 \cdot R_h}$$

- donde S es el sobrealcance de cada carril en m  
 l es la longitud media del vehículo, normalmente 9 m  
 R<sub>h</sub> es el radio de la curva horizontal en m

La **transición** del sobrealcance se realiza de manera lineal, y el tramo en el que se realice dicha variación de anchura debe cumplir una serie de condiciones:

- Su longitud debe ser superior a los 30 m.
- Debe estar situada dentro de la curva de transición, es decir, antes de la tangente de entrada a la curva circular, salvo en casos de especial dificultad, donde se admitirá una penetración del 25% de la longitud de transición en la curva circular.
- En ningún caso el sobrealcance se obtendrá disminuyendo la anchura de los arcenes.

El sobrealcance influye en otro factor relacionado con la geometría en planta de las curvas de transición, como es el retranqueo. Así, en el replanteo de los bordes de la

calzada a partir del eje central que define su trazado en planta deben tomarse los siguientes valores:

**T.38 Geometría de tramos con sobreebanco**

ELEMENTO GEOMÉTRICO	BORDE EXTERIOR	BORDE INTERIOR
Radio de la curva circular (R)	$R_e = R + (a + s)$	$R_i = R - (a + s)$
Retranqueo ( $\Delta R$ )	$\Delta R_e = \Delta R - s$	$\Delta R_i = \Delta R + s$

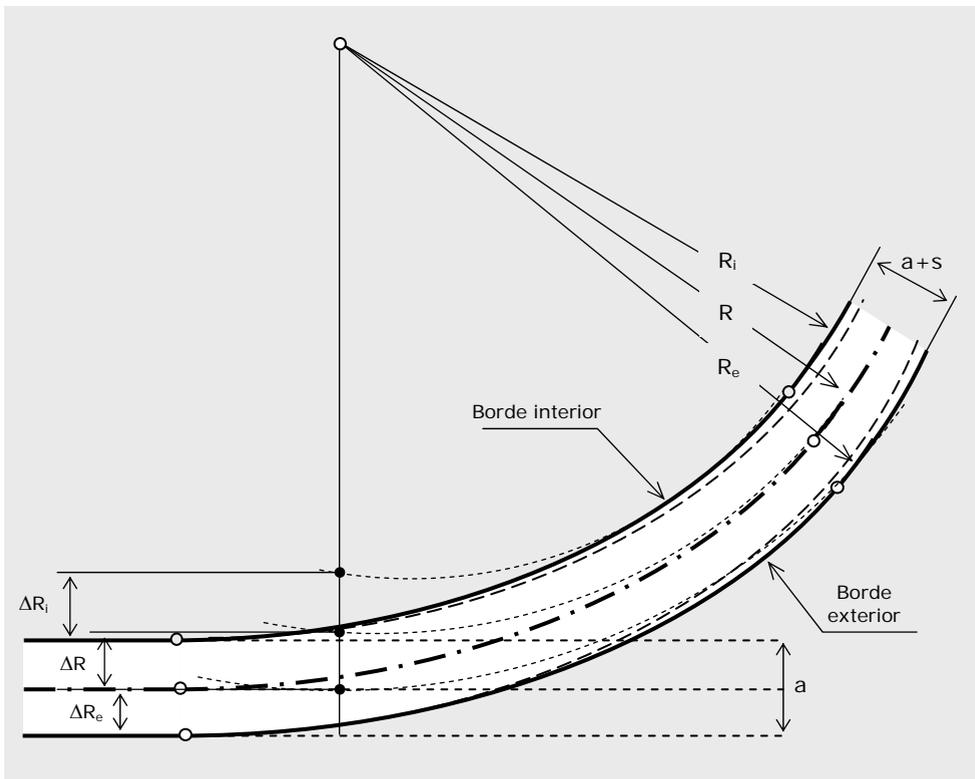


Fig. 13.5 – Transición del sobreebanco

**2.3. Pendiente transversal**

Como se ha comentado en repetidas ocasiones, una de las funciones que debe cumplir la sección transversal es la de drenar lateralmente el agua caída en el firme, para asegurar las mejores condiciones de seguridad en caso de lluvia. Para ello, se

dispone una inclinación lateral en la plataforma –el **bombeo**– de forma que las aguas pluviales evacuen hacia los lados, donde serán recogidas por el sistema de drenaje longitudinal, generalmente cunetas.

El valor de esta pendiente transversal oscila entre el 1 y el 4% según sea la calidad y acabado del pavimento. Un valor inferior al 1% ocasionaría problemas de desagüe, mientras que valores superiores al 4% exigirían un incómodo movimiento compensatorio por parte del conductor para evitar ser dirigido hacia el exterior de la calzada.

El siguiente esquema muestra los diferentes rangos de pendientes y su empleo:

### T.39 Valores más frecuentes de la pendiente transversal

Pendiente	Situación
1-1½ %	Pavimentos uniformes y muy bien acabados. Valor prohibido por la Instrucción española.
2%	<b>Valor habitual del bombeo en la calzada y los arcenes. (3.1-IC)</b>
2½ %	Zona de alto índice pluviométrico o donde las precipitaciones sean intensas.
3-4%	Pavimentos poco uniformes o con irregularidades (macadam o tratamientos superficiales)
4%	Zonas de la calzada no destinadas al tránsito de vehículos (bermas y medianas)
<b>PERALTE</b>	En las curvas peraltadas, el valor de la pendiente transversal viene dado por el peralte.

La normativa de carreteras española emplea un bombeo del 2% en calzada y arcenes –ampliable justificadamente al 2,5% en caso de ser una zona de elevada o intensa pluviosidad– mientras que en las bermas asciende al 4%. Mención aparte merece el caso de las curvas, donde la pendiente transversal la marca el peralte.

Antiguamente y como regla de buena construcción, se suavizaban los puntos angulosos mediante acuerdos parabólicos de longitud equivalente a tiempos de recorrido transversal de 0,7 segundos, llegándose incluso a sustituir la línea quebrada por una curva. En la actualidad, y por condicionantes económicos, esta regla ha caído en desuso.



Fig. 13. 6 – Sección transversal sin acordar y acordada

Según se trate de vías de calzada única o de calzadas separadas suele emplearse un tipo u otro de disposición de pendientes en la sección transversal. La Instrucción adopta las disposiciones reflejadas en la figura siguiente.

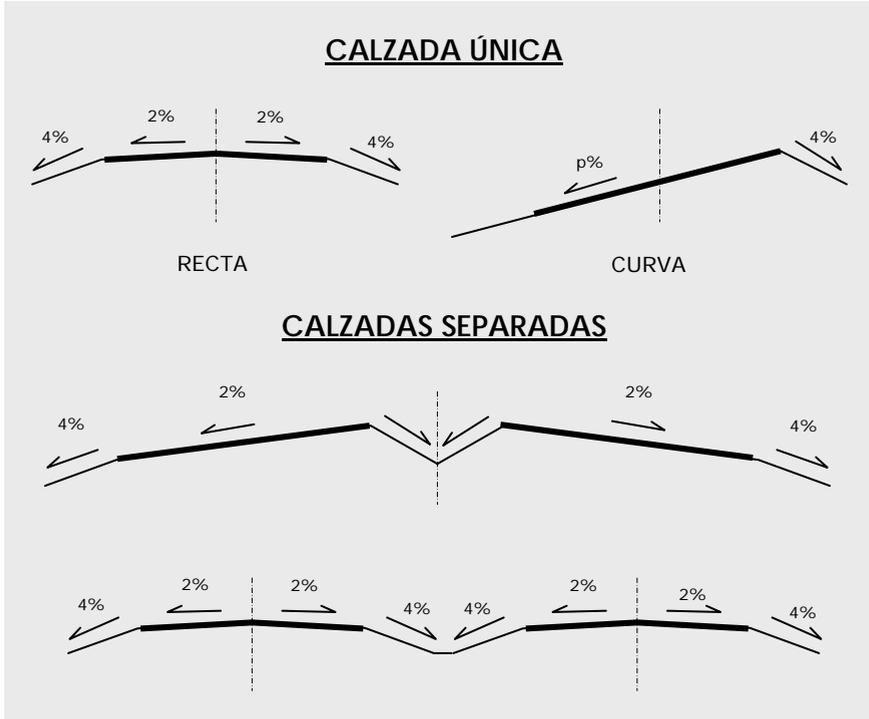


Fig. 13.7 – Secciones contempladas por la Instrucción de carreteras

## 2.4. Transición del peralte

En este apartado se retoma el análisis realizado en el capítulo dedicado al trazado en planta, donde se justificaba la necesidad del peralte en alineaciones curvas. Procede ahora estudiar cómo debe efectuarse la transición desde las alineaciones que carecen de peralte –alineaciones rectas o curvas muy abiertas- a aquéllas en que es necesario adoptar una mayor inclinación –el peralte- para garantizar la estabilidad del vehículo.

Una adecuada transición debe cumplir tres objetivos a lo largo de toda su longitud, desde el punto de vista de la sección transversal:

- (i) Asegurar una **estabilidad dinámica aceptable** para los vehículos, de ahí la condición impuesta anteriormente en el capítulo de trazado en planta:

$$\frac{dp}{dt} \leq 4\% / \text{segundo}$$

- (ii) Conseguir una rápida evacuación de las aguas de la calzada, para lo cual la línea de máxima pendiente no debe ser inferior al 0,5%.
- (iii) Realizarse con suavidad, manteniendo en todo momento las condiciones de seguridad y comodidad. Para ello, la inclinación longitudinal ( $\xi$ ) de cualquier borde de la calzada respecto al eje de giro deberá ser inferior al valor:

$$\xi \leq 1,8 - \frac{V_p}{100}$$

donde  $V_p$  es la velocidad de proyecto del tramo en km/h.

Por lo general, la transición del peralte se desarrolla a lo largo de la curva de transición en planta (clotoide). La variación del peralte se realiza de forma **lineal**, constando de dos fases diferenciadas, precedidas de una fase previa:

- (a) Desvanecimiento del bombeo: En esta fase previa, que se da en la alineación recta inmediatamente anterior a la tangente de entrada de la curva, se pretende la reducción progresiva del bombeo de sentido contrario al peralte de la calzada hasta anularlo totalmente. Pueden distinguirse tres supuestos:
- CASO A - Bombeo con dos pendientes: Se mantendrá el bombeo en lado con pendiente favorable al peralte, desvaneciéndose linealmente en el lado con inclinación contraria al peralte.

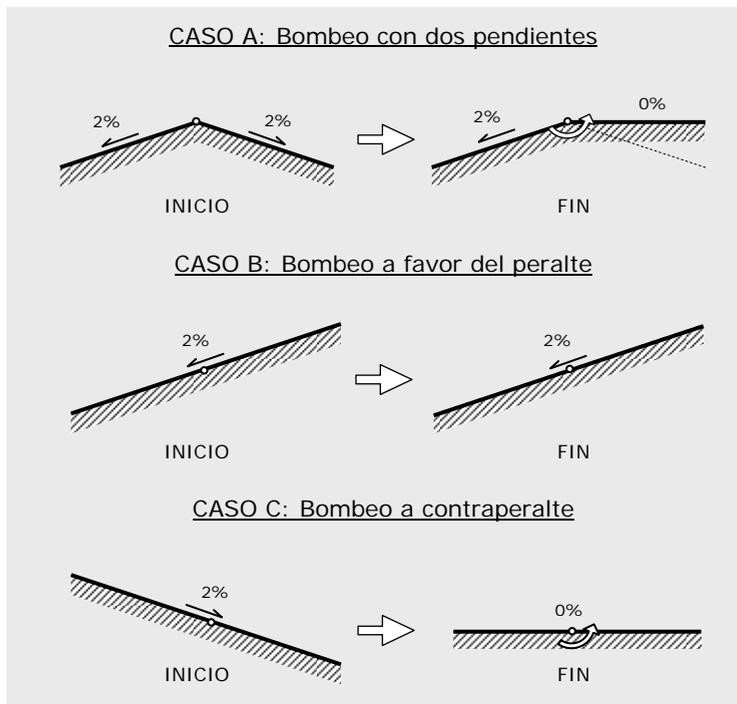


Fig. 13.8 – Casos de desvanecimiento del bombeo

- CASO B - Bombeo con pendiente única con igual sentido que el peralte:  
Se mantendrá el bombeo hasta el inicio de la clotoide.
- CASO C - Bombeo con pendiente única contraria al peralte: Se desvanecerá linealmente el bombeo en toda la plataforma.

El desvanecimiento se llevará a cabo a lo largo de una **longitud máxima (L)** de 40 m. en el caso de carreteras con calzadas separadas o de 20 m. si se trata de vías de calzada única.

- (b) Fase inicial: Transición desde el inicio de la curva de transición (tangente de entrada), donde el peralte es como poco nulo, hasta un peralte uniforme del 2% en toda la sección, en la misma longitud L empleada en la fase previa.
- (c) Fase final: Desde el punto anterior hasta el final de la curva de transición (tangente común de la curva circular) se aumentará el peralte de manera lineal hasta llegar al valor exigido por la curva.

En el caso de que la alineación recta enlace directamente con la curva circular, la transición se efectuará sobre dicha alineación recta, aunque en estos casos, donde las curvas son de radio considerable los peraltes requeridos suelen ser más bajos.

En la figura de la página siguiente se muestran las leyes de peraltes tipo para cada uno de los tres casos de bombeo analizados. Por último, cabe citar dos casos particulares que requieren un tratamiento especial, como son las **curvas ovoides** y las **curvas en "S"**.

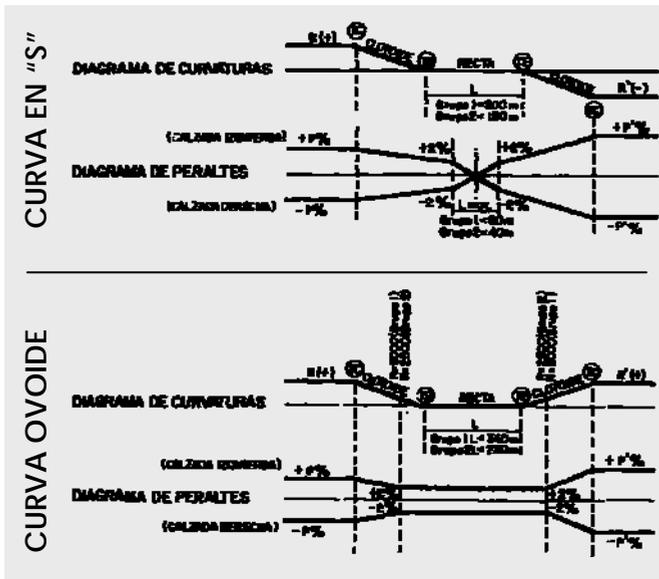


Fig. 13.9 – Transición del peralte en curvas en "S" y ovoides

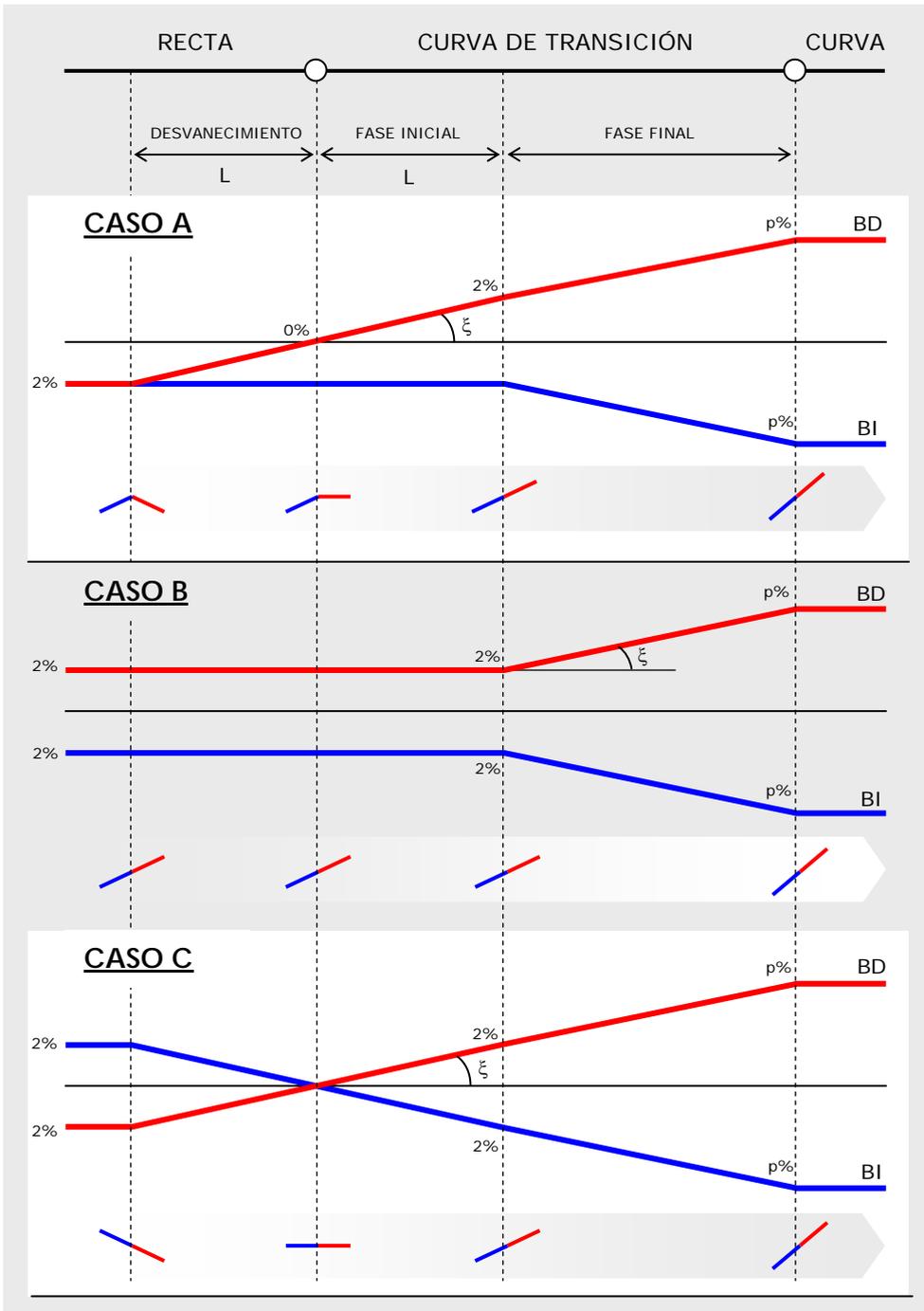


Fig. 13.10 – Casuística de transición del peralte

### 3. ARCENES, BERMAS Y MEDIANAS

Desde el punto de vista de la circulación, los arcenes, bermas y medianas quedan desplazados a un segundo plano, al ser zonas no destinadas al tránsito de vehículos. Por ello, su empleo está limitado y condicionado por diversos factores que hagan o no viable su uso. Por ejemplo, en vías de alta velocidad el uso de una mediana es obligatorio, mientras que en carreteras de montaña, menos exigentes en lo que a capacidad y velocidad se refiere, puede llegarse incluso a suprimir los arcenes para reducir el volumen de movimiento de tierras.

Sin embargo, no debe caerse en el error de subestimar estos tres elementos, ya que desempeñan un papel fundamental desde el punto de vista de la capacidad y la seguridad, y por tanto, del nivel de servicio que pueda ofrecer la vía.

#### 3.1. Arcenes y bermas

El **arcén** es una banda longitudinal afirmada y pavimentada que se dispone junto a los bordes de la calzada, no destinada a la circulación de vehículos. Sus principales funciones son:

- Constituir una zona de transición entre la zona de circulación de vehículos y el exterior de la vía, donde no hay movimiento a tal velocidad.
- Actuar como barrera *invisible* de seguridad, ya que interpone una distancia entre los vehículos y los posibles obstáculos que puedan existir en los márgenes de la carretera. Como vimos en el bloque de tráfico, este *efecto pared* influye en la capacidad y el nivel de servicio de la vía.
- Posibilitar la detención por motivos de emergencia de un vehículo, de forma que no interrumpa o moleste al resto de vehículos que circulan por la vía.
- En casos extraordinarios pueden emplearse para habilitar un carril adicional, siempre y cuando la anchura de la plataforma lo permita.

El arcén tiene otros usos secundarios, como servir de zona de almacenamiento de la nieve removida de los carriles por las máquinas quitanieves, soportar la circulación de bicicletas y vehículos lentos o servir como carril improvisado para el paso de ambulancias, bomberos y policía en el caso de embotellamiento.

Las **bermas** pueden considerarse como una prolongación transversal no pavimentada de los arcenes, y auxilian a éstos en el cumplimiento de algunas de sus funciones. Es en las bermas donde suele colocarse la señalización vertical, así como los elementos de contención de vehículos.

Como ya se ha comentado, la pendiente transversal de los arcenes coincide con la de la calzada y ronda el 2%, mientras que en las bermas asciende hasta el 4% para facilitar la evacuación del agua, al poseer una superficie peor acabada.

Por su parte, la Instrucción española establece las anchuras de arcenes y bermas en función de la tipología y la velocidad de proyecto de la carretera:

#### T.40 Anchura de arcenes y bermas

TIPO DE VÍA		V <sub>p</sub> (km/h)	ARCÉN (m)		BERMA (m)	
			Ext	Int	Mín	Máx
CALZADAS SEPARADAS		120	2.50	1.00-1.50	0.75	1.50
		100			0.75	1.50
		80	1.00	0.75	1.50	
CALZADA ÚNICA	VÍA RÁPIDA	100	2.50		0.75	1.50
		80			0.75	1.50
	CARRETERA CONVENCIONAL	100	1.50 - 2.50		0.75	1.50
		80	1.50		0.75	1.50
		60	1.00 - 1.50		≤ 0.75	≤ 1.50
		40	0.50		0	0

Fuente: Instrucción de Carreteras (3.1-IC)

Con estos anchos, la norma pretende asegurar la existencia de un espacio disponible para la detención del vehículo sin que entorpezca de manera importante la circulación normal por la calzada del resto del tráfico.

Otro de los propósitos es el de establecer un **margen de seguridad** suficiente en caso de accidente. Se ha comprobado que en la gran mayoría de accidentes producidos por salidas de la calzada, el vehículo no se aleja más de 10 m. de ésta. Por ello, es recomendable que no existan obstáculos que aumenten el riesgo de choque o vuelco en un radio de 5 a 15 m, como puedan ser señales, cunetas o el propio talud del terraplén sobre el que se asienta la plataforma.

No obstante, estas distancias de seguridad son muy exigentes desde el punto de vista de expropiación y movimiento de tierras, por lo que suele recurrirse a reducirlas y a emplear en su lugar elementos de contención de vehículos (barreras de seguridad), que disipen gradualmente la energía de choque o redirijan el vehículo hacia la vía.

### 3.2. Medianas

La **mediana** materializa físicamente la separación entre calzadas con distinto sentido de circulación que obligatoriamente debe existir en las vías multicarril, ya que la Instrucción prohíbe terminantemente las vías de calzada única y dos o más carriles por sentido, dada su alta accidentalidad.

Como elemento de seguridad que es, la mediana no sólo debe limitarse a reducir el número de accidentes de forma activa, sino que su diseño debe ser tal que no contribuya a aumentarlos; en este sentido, cualquier vehículo que penetre accidentalmente en ella no debe volcar ni ser objeto de colisión con algún obstáculo situado en la misma, ya que conseguiríamos el efecto contrario al buscado.

A estos efectos, es conveniente emplear pendientes suaves –no superiores a 1:5- con cambios de inclinación graduales y progresivos, evitando la existencia de irregularidades puntuales –baches, hoyos- y obstáculos de cierta entidad. En medianas amplias, suelen emplearse plantaciones vegetales para evitar el deslumbramiento y servir de *colchón* de retención para los vehículos.



Fig. 13.11 – Mediana separadora de calzadas en la N-III

## Anchura mínima

La Instrucción de Carreteras aconseja, siempre que sea posible, el proyecto de medianas con una **anchura mínima** de 14 m. entre bordes de plataforma. Dicha distancia –como ya se dijo en el caso de las bermas- asegura que la inmensa mayoría de los vehículos que se salgan lateralmente de la calzada por la que circulan no invadirán la calzada destinada a la circulación en sentido contrario, en el caso de que no existan barreras de seguridad u otro tipo de dispositivos de contención de vehículos.

Como es comprensible, no siempre se dispone del espacio que sería deseable para proyectar este tipo de medianas, ya que con frecuencia suelen prevalecer otro tipo de factores de índole topográfico –terrenos accidentados y muy accidentados-, urbanístico –restricción de espacio en suelo urbano- o económico. Concedora de este problema, la Instrucción permite una reducción del ancho de la mediana hasta un límite de 2 m. (incluso 1 m. en el caso de estructuras singulares debidamente justificadas) siempre y cuando se dispongan elementos de contención de vehículos.

La normativa también recoge que, en carreteras donde se prevea aumentar el número de carriles en un futuro, la mediana debe tener una anchura mínima de 10 m. De esta forma, la ampliación puede hacerse a costa de la mediana, sin necesidad de efectuar nuevas expropiaciones.

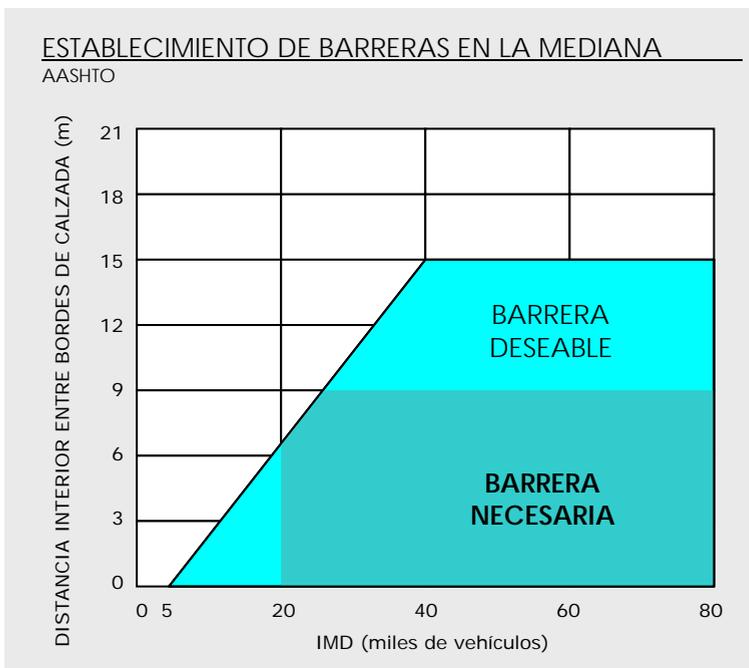


Fig. 13.12 – Criterio de establecimiento de barreras en medianas (AASHTO)

## 4. ELEMENTOS DE DRENAJE SUPERFICIAL

Las aguas pluviales caídas tanto sobre la calzada como sobre los desmontes adyacentes a la misma –en el caso de que existan- hacen necesario disponer elementos específicos destinados a recoger y canalizar longitudinalmente dichas precipitaciones.

En el capítulo dedicado a drenaje se efectuará un análisis más exhaustivo acerca de la problemática de evacuación de las aguas pluviales en carreteras; por el momento, describiremos los elementos empleados para efectuar el drenaje longitudinal y que forman parte de la sección transversal: las cunetas, caces y sumideros.

### 4.1. Cunetas

La **cuneta** puede definirse como una zona longitudinal situada en el extremo de la calzada y que discurre paralela a la misma, cuya misión es la de recibir y canalizar las aguas pluviales procedentes de la propia calzada –donde son evacuadas a través del bombeo- y de la escorrentía superficial del talud de desmonte si éste existe.

Además de esta función principal, las cunetas prestan otro tipo de funciones útiles para el correcto funcionamiento de la infraestructura viaria, como son:

- Control del nivel freático.
- Evacuación de las aguas infiltradas tanto en el firme como en el terreno circundante.
- Servir de almacén eventual de la nieve retirada de la calzada.

Las cunetas pueden construirse de diferentes materiales en función de la velocidad de circulación del agua en su seno, magnitud que depende directamente de la inclinación longitudinal de la cuneta, que suele coincidir con la adoptada para la vía. Una velocidad superior a la tolerable por el material causaría arrastres y erosiones del mismo, reduciendo la funcionalidad de la cuneta. Así, para bajas velocidades no es necesario efectuar ningún revestimiento, mientras que si ésta supera los 4.5 m/s. es necesario revestir las paredes de hormigón.

#### Ubicación

Como ya se ha comentado, las cunetas suelen ubicarse generalmente en los laterales de la calzada, aunque éste no es el único lugar donde pueden encontrarse. Otras disposiciones propias de las cunetas son:

- (a) Cunetas de coronación de desmonte: Se colocan en la parte más alta del desmonte para evitar la erosión y arrastre de materiales que conforman talud, así como para aliviar parte del caudal que debería recoger la cuneta principal, interceptando la escorrentía de las laderas circundantes.

- (b) Cuneta de coronación de terraplén: Al igual que las anteriores, evitan que el agua recogida por la calzada penetre en el talud, lo que podría ocasionar arrastres e incluso el desmoronamiento parcial del terraplén. Son de menor tamaño, ya que únicamente deben evacuar el agua recogida en el firme.
- (c) Cuneta de pie de terraplén: Su misión es recoger las aguas que caen sobre el talud del terraplén y sobre el terreno circundante, sobre todo si su pendiente vierte hacia el propio relleno, ya que podría llegar a erosionar gravemente la base del mismo.

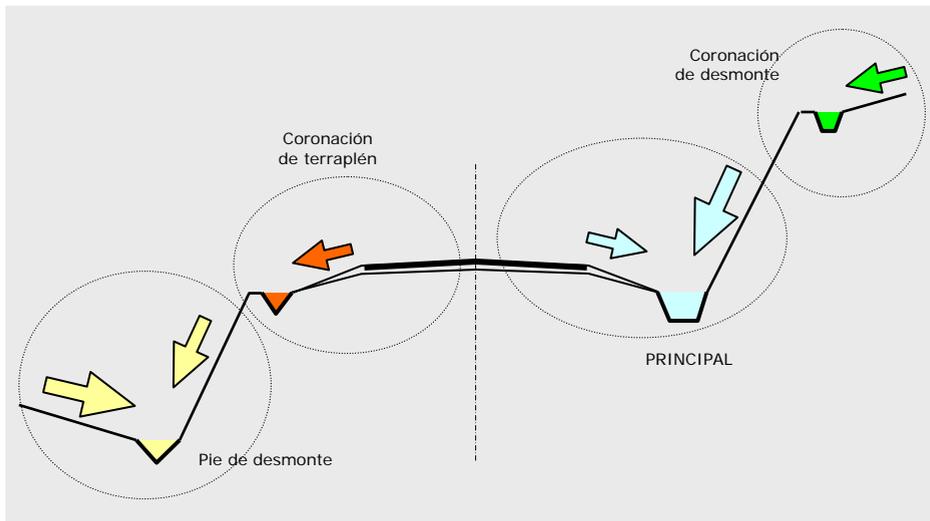


Fig. 13.13 – Ubicación de los distintos sistemas de recogida de aguas pluviales

## Tipología

Existen diversos tipos de secciones empleadas en la construcción de cunetas. Si bien es cierto que existen algunas secciones hidráulicamente mejores que otras, no es éste el único cometido que debe procurar la geometría de una cuneta. Sus parámetros de diseño son los siguientes:

- Sección hidráulica apropiada para la evacuación del caudal máximo previsto para el correspondiente período de retorno, que normalmente se toma entre 5 y 20 años.
- Garantizar de seguridad de los vehículos que accidentalmente abandonen la vía y penetren en la cuneta. A este efecto, deben evitarse secciones con pendientes abruptas y puntos angulosos, ya que pueden provocar el vuelco del vehículo. Si no puede garantizarse este aspecto, deben protegerse mediante barreras de contención, generalmente biondas.

- Durabilidad de la infraestructura, empleando materiales adecuados y procurando una cuidada ejecución, de forma que se mantenga operativa con los mínimos costes de mantenimiento y reparación.
- Simplicidad geométrica, de forma que su ejecución sea rápida, barata y eficaz.

Actualmente, se emplean dos tipos de secciones: las **triangulares** –denominadas en V- y las **trapeziales**, representadas simbólicamente con la letra T. Las aristas vivas de dichas secciones deberán suavizarse con acuerdos de al menos 1.50 m. de radio por los motivos ya comentados de seguridad vial. También deben mencionarse las **secciones reducidas** de una anchura estricta, empleadas en carreteras de montaña.

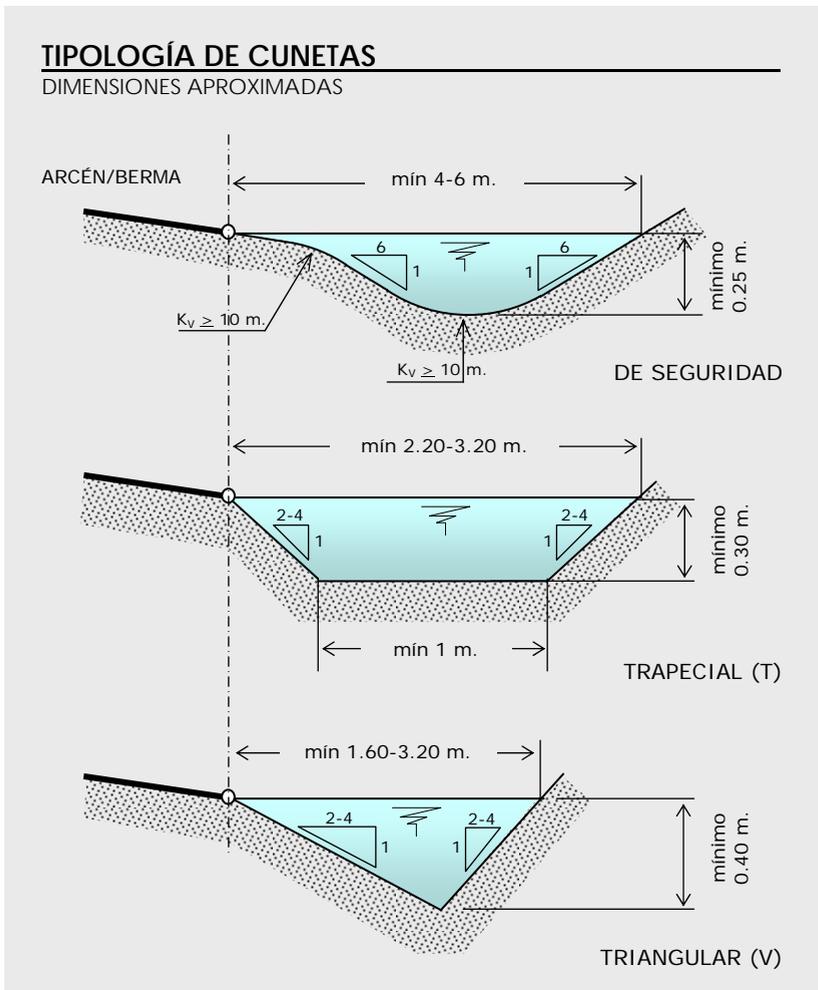


Fig. 13.14 – Tipología general de cunetas

## 4.2. Caces y sumideros

Un **caz** es una franja estrecha situada longitudinalmente en los bordes de la calzada y cuyo cometido es recoger conducir las aguas superficiales y de escorrentía hasta un elemento de desagüe. Dado su reducido tamaño, se emplean únicamente para evacuar pequeños caudales, como los recogidos únicamente en la superficie de la calzada, o en zonas donde el espacio es limitado, como travesías y núcleos urbanos.

Los caces desaguan con cierta frecuencia a un colector mediante unos elementos de conexión denominados **sumideros** o **bajantes**. Éstos suelen disponerse en general cada 25 ó 50 m., presentando diversas tipologías.

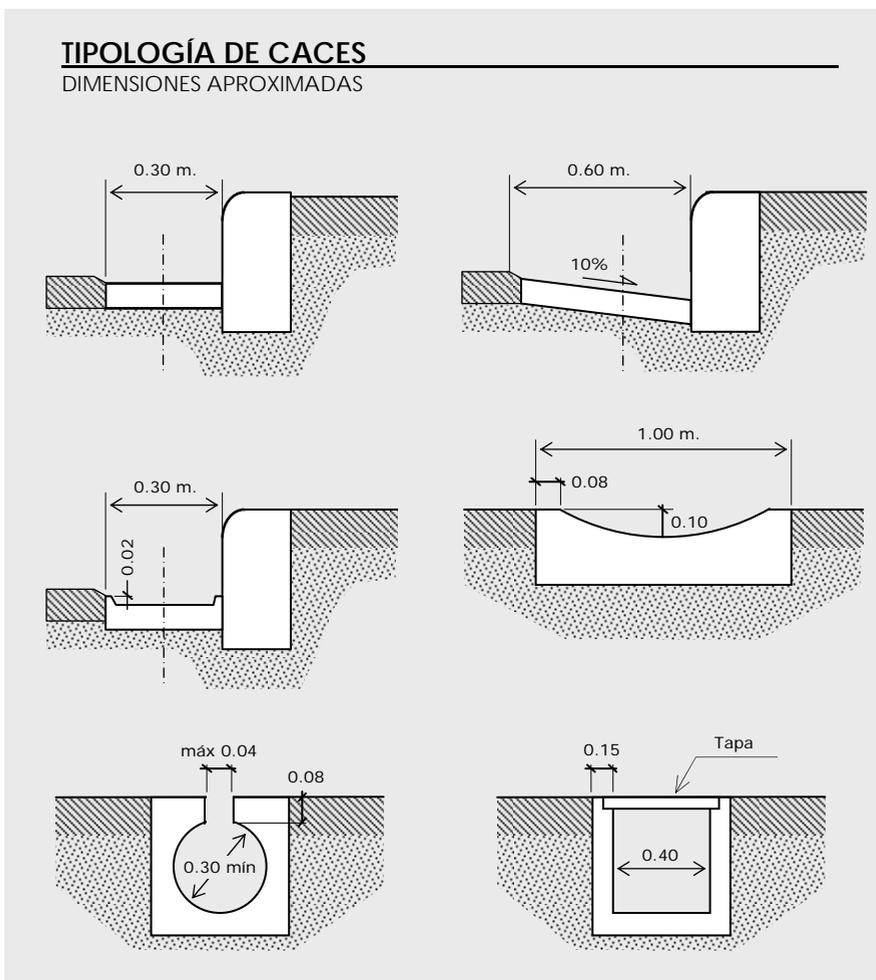


Fig. 13.15 – Tipos de caces empleados habitualmente en carreteras

## 5. CARRILES ESPECIALES

Además de los carriles destinados a la circulación normal de vehículos, existen una serie de **carriles especiales** destinados a cumplir un cometido específico en un determinado tramo de vía.

La tipología de esta clase de elementos ya fue definida en este libro con anterioridad (ver punto 1.6 del Capítulo 4), por lo que a continuación nos limitaremos a describir aspectos específicos de algunos de ellos.

### 5.1. Carriles de cambio de velocidad

Este tipo de carriles se emplea para facilitar la incorporación o abandono de una determinada vía por parte de los vehículos, denominándose de **aceleración** y de **deceleración** respectivamente.

La Instrucción de Carreteras española exige la disposición de este tipo de carriles en los siguientes casos:

- En entradas y salidas de carreteras de calzadas separadas –autopistas y autovías-, vías rápidas y carreteras convencionales de clase C-100 y C-80.
- En entradas y salidas de carreteras de clase C-60 con una IMD superior a 1.500 vehículos.
- En cualquier otro caso suficientemente justificado.

#### Tipología

Existen dos tipos de carriles de cambio de velocidad, en función de cómo éste efectúe la transición con la vía de la que nace o en la que muere. Estas dos clases son:

- (a) Paralelo: El carril de cambio de velocidad va adosado a la calzada principal, incorporando una transición en forma de cuña triangular, cuya anchura varía linealmente.
- (b) Directo: En este caso, el carril es tangente al borde de la calzada principal o forma un ángulo muy pequeño, de forma que su cotangente debe ser inferior a 20 aunque superior a 35 para que la salida sea perceptible por el conductor. Esta configuración no se emplea para carriles de aceleración.

#### Dimensiones

Para definir la **longitud** de este tipo de vías, la Instrucción define dos secciones características que limitan el carril por ambos extremos. Estas secciones se definen geoméricamente, tal y como se detalla a continuación:

- Sección de 1.50 m: Aquella donde la anchura del carril de cambio de velocidad, medida perpendicularmente al eje de la calzada, es de 1.50 m.
- Sección de 1.00 m: Aquella donde la separación entre los bordes del carril y la calzada principal, medida perpendicularmente al eje de ésta, es de 1 m. En esta zona se localiza la **nariz** del carril de deceleración o la **punta** en el caso del de aceleración.

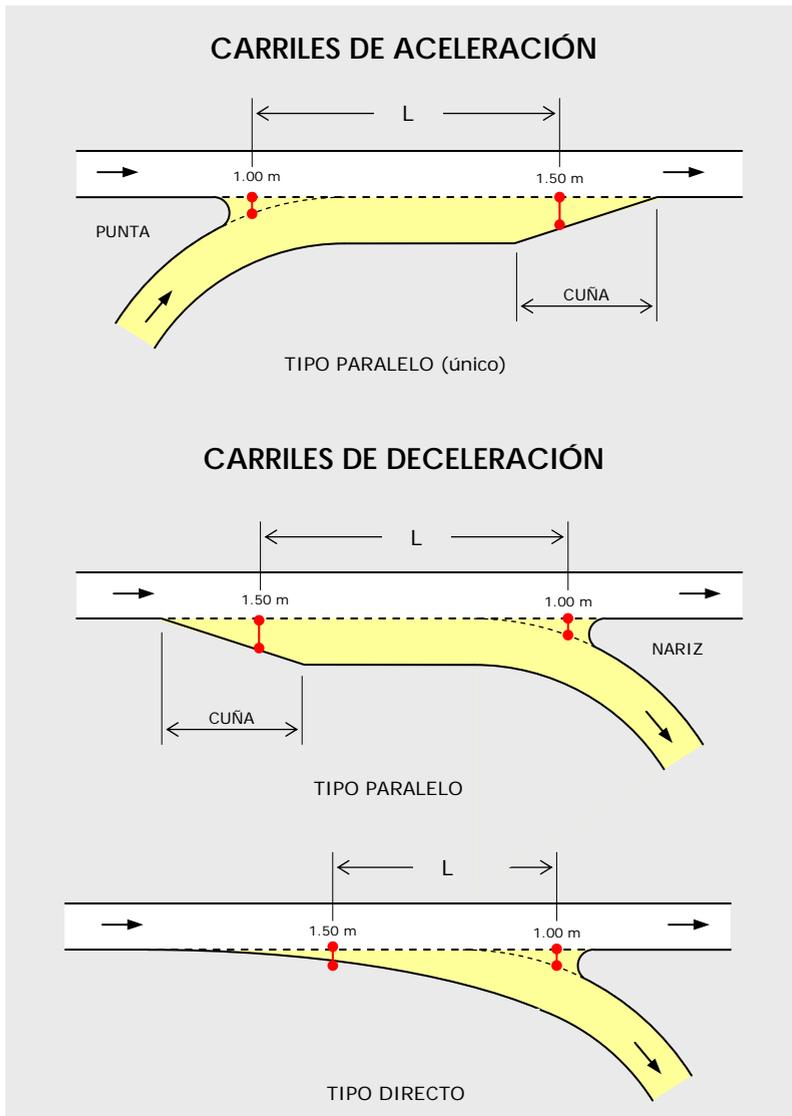


Fig. 13.16 – Carriles de cambio de velocidad (Norma 3.1-IC)

Para el dimensionamiento de este tipo de carriles se emplean las **velocidades** de entrada y salida a los mismos. En este aspecto, la normativa de carreteras define los siguientes valores a adoptar, según se trate de carriles de aceleración o deceleración:

**S.22 Velocidades en carriles de cambio de velocidad**

Carril	Zona	Velocidad
Aceleración	Punta (inicio)	Velocidad específica del elemento de carril que contiene la sección característica de 1 m.
	Cuña (Fin)	El menor de los siguientes valores: - Velocidad de proyecto de la vía ( $V_p$ ) - Velocidad máxima señalizada en la calzada principal a la altura de la sección característica de 1.50 m.
Deceleración	Cuña (Inicio)	El menor de los siguientes valores: - Velocidad de proyecto de la vía ( $V_p$ ) - Velocidad máxima señalizada en la calzada principal a la altura de la sección característica de 1.50 m.
	Nariz (Fin)	Velocidad específica del elemento de carril que contiene la sección característica de 1 m.

Fuente: Instrucción de Carreteras (3.1-IC)

Asimismo, la Instrucción también fija unas **longitudes mínimas** para este tipo de carriles, siendo de 100 m. para los de deceleración –180 m. si se trata de carriles de tipo directo- y de 200 m. si se trata de carriles de aceleración. La longitud de las cuñas triangulares de transición también viene definida en función de la velocidad en dicho elemento:

**T.41 Longitud de la cuña triangular de transición**

Velocidad (máx $V_p$ , limitada)	Deceleración	Aceleración
80 km/h	70 m.	133 m.
100 km/h	83 m.	167 m.
120 km/h	100 m.	175 m.

Fuente: Instrucción de Carreteras (3.1-IC)

En cuanto a la **anchura**, el carril de cambio de velocidad debe tener la misma que el resto de los carriles de la calzada principal hasta que diverja de dicha calzada. El arcén derecho debe mantener la misma anchura que el existente en la vía principal.

## Cálculo

Para el cálculo numérico de longitudes de **vías de aceleración**, la Instrucción emplea un modelo matemático de aceleración correspondiente a un vehículo-tipo de 100 CV/Tm. y una velocidad máxima de 176 km/h. Si suponemos una aceleración uniforme de 0.138 unidades "g", puede realizarse una aproximación empleando las ecuaciones del movimiento uniformemente acelerado (ver Capítulo 3), a la siguiente expresión:

$$L = \frac{V^2 - V_0^2}{254 \cdot (0.138 - i)}$$

donde L es la longitud del carril de aceleración en m

$V_0$  es la velocidad inicial en la punta, expresada en km/h

V es la velocidad final en la cuña, en km/h

i es la inclinación longitudinal de la rasante, en tanto por uno

En el caso de **vías de deceleración**, emplea un modelo uniforme, con un rozamiento longitudinal movilizizado de valor 0,20. La expresión resultante será similar a la anterior:

$$L = \frac{V_0^2 - V^2}{254 \cdot (0.20 + i)}$$

donde L es la longitud del carril de deceleración en m

$V_0$  es la velocidad inicial en la cuña, expresada en km/h

V es la velocidad final en la nariz, en las mismas unidades

i es la inclinación longitudinal de la rasante, en tanto por uno

## Cuñas de cambio de velocidad

En aquellas carreteras de baja velocidad de proyecto (tipo C-60 o inferiores) o con baja intensidad de vehículos pueden emplearse este tipo de elementos menos exigentes que los anteriores. Las dimensiones estipuladas por la Norma 3.1-IC para este tipo de zonas se detallan en la siguiente figura:

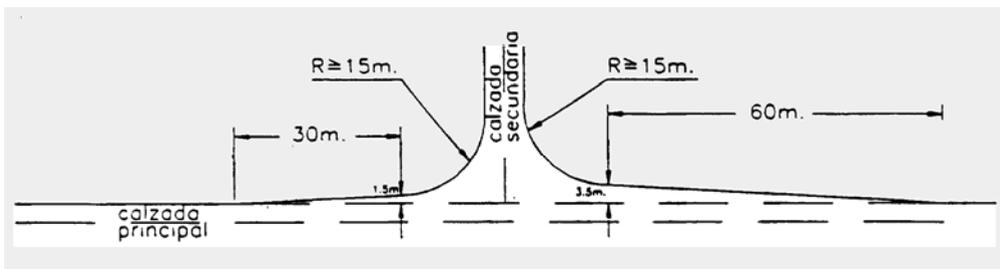


Fig. 13.17 – Cuña de cambio de velocidad (Norma 3.1-IC)

## 5.2. Carriles adicionales

Un carril adicional se habilita en aquellas zonas de la calzada donde el nivel de servicio disminuya de forma significativa en comparación con los tramos adyacentes; generalmente esto sucede en rampas prolongadas o con fuertes pendientes, y con un tráfico compuesto por un elevado porcentaje de vehículos pesados.

En el Capítulo 12 ya se describieron los diferentes criterios seguidos para la implantación de este tipo de carriles; a continuación nos ocuparemos de su dimensionamiento.

En general, la **longitud mínima** de un carril adicional no debería bajar en ningún caso de los 300 m. La **anchura** de este tipo de carriles es la misma que la de cualquier otro carril ordinario, 3.50 m.

Para su mejor estudio, distinguiremos entre **carriles de circulación rápida** y **carriles de circulación lenta**, más conocidos como vías lentas.

### Carriles de circulación rápida

Este tipo de carriles se emplea generalmente en carreteras de calzadas separadas, siendo excepcional su implantación en vías de calzada única. La habilitación de este tipo de carriles se realiza por la parte izquierda de la calzada.

La Instrucción fija que antes del inicio del carril adicional se dispondrá una zona de transición con una longitud mínima de 600 m., realizada mediante dos curvas circulares iguales, con una distancia mínima entre vértices de 300 m. La longitud de transición puede reducirse hasta un mínimo de 60 m. si ésta se realiza en alineaciones curvas apropiadas.

El carril adicional se prolongará una determinada longitud a partir de la sección en la que desaparecen las condiciones que lo hicieron necesario. Dicha longitud de prolongación (L) viene dada en función de la velocidad de proyecto ( $V_p$ ) en km/h.:

$$L = 1.2 \cdot V_p + 24$$

estando L expresada en metros.

A esta prolongación deberá seguir una cuña de transición para el desvanecimiento del carril adicional con una longitud mínima de 120 m.

### Carriles de circulación lenta

Las vías lentas se emplean en carreteras de calzada única, y de forma excepcional en vías de calzadas separadas. Su implantación se realiza siempre por la derecha de la calzada, en el sentido de circulación considerado.

Este carril adicional se prolongará hasta que el vehículo lento alcance el 85% de la velocidad de proyecto de la vía, o los 80 km/h. caso de que éstos se alcanzaran antes. A partir de esta sección se añadirá una cuña triangular de transición con una longitud mínima de 100 m.

### 5.3. Lechos de frenado

En aquellos tramos de carretera donde existan pendientes prolongadas y/o pronunciadas, los vehículos pueden perder el control por un sobrecalentamiento o una avería en su sistema de frenado, dado que en este tipo de zonas el freno se acciona intermitentemente con cierta frecuencia.

Para ayudar a la detención del vehículo siniestrado y evitar que éste ocasione problemas al resto de los vehículos que circulan por la vía, deben habilitarse **lechos de frenado** en el margen derecho de la calzada.

La implantación de este tipo de elementos obedece a la siguiente expresión, empleada por la Instrucción de Carreteras española:

$$\text{Longitud del tramo descendente (km)} \times \text{Pendiente media } i \text{ (\%)} > 60, \text{ con } i > 5\%$$

Si después del tramo en pendiente existiera una rampa con la suficiente longitud o inclinación como para que el vehículo pudiera detenerse antes de llegar a una curva, podría estar justificado el no disponer de un lecho de frenado.

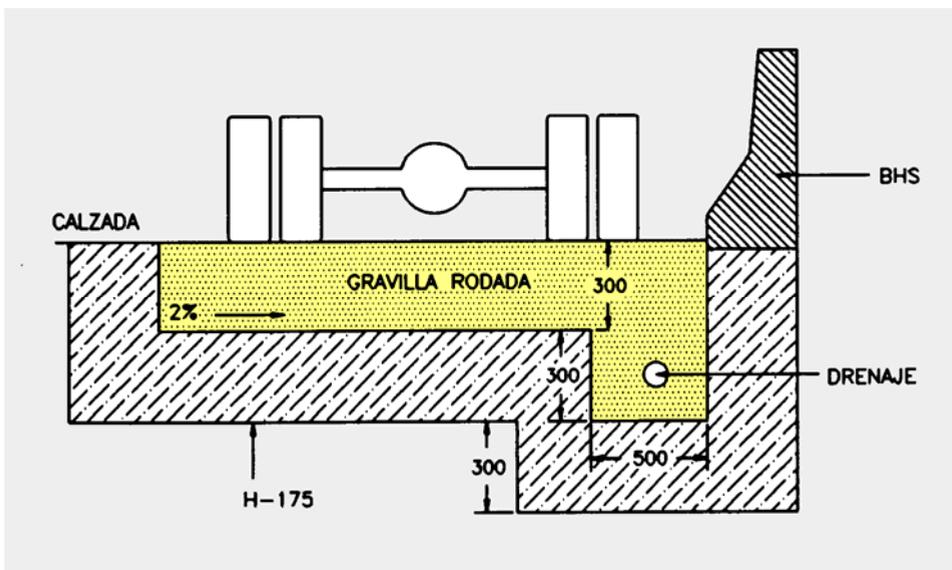


Fig. 13.17 – Dimensiones de un lecho de frenado de anchura completa

En general, los lechos de frenado se ubican en tramos sensiblemente rectilíneos, debiendo ser fácilmente perceptibles por el conductor con suficiente antelación –especialmente de noche- para que puedan efectuar las maniobras necesarias en caso de que necesiten hacer uso de él. Además, una correcta señalización de la zona evitará que el resto de usuarios hagan uso involuntario del mismo.

Constructivamente, el lecho se compone de una capa de entre 30 y 45 cm. de espesor a base de gravilla rodada suelta, con tamaños comprendidos entre 5 y 10 mm. Este espesor va aumentando gradualmente a medida que se avanza, de forma que se ofrezca una mayor resistencia al vehículo. También debe disponerse un sistema de drenaje que recoja el agua infiltrada y una barrera de seguridad para evitar que el vehículo se desvíe hacia el exterior del lecho.

### Longitud del lecho de frenado

La longitud de este tipo de vías se determina en función de la velocidad de penetración del vehículo, la cual deberá ser estimada en función de la longitud e inclinación de la pendiente anterior al lecho, así como de la velocidad de proyecto de la vía. El rozamiento longitudinal movilizado en el lecho se estima del orden de 0.50, un valor ciertamente conservador.

En cualquier caso, la longitud del lecho deberá superar en un 25% a la distancia de parada de un vehículo articulado tipo.

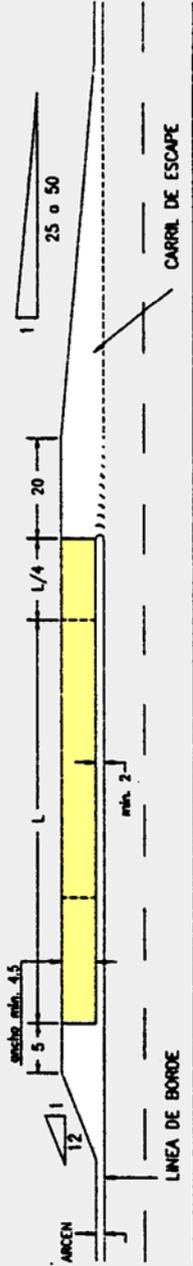
#### T.42 Longitud mínima de un lecho de frenado

Velocidad de entrada al lecho (km/h)	Distancia de detención (m)	Longitud mínima (m)
50	20	25
60	29	40
70	39	50
80	51	65
100	79	100
120	114	145

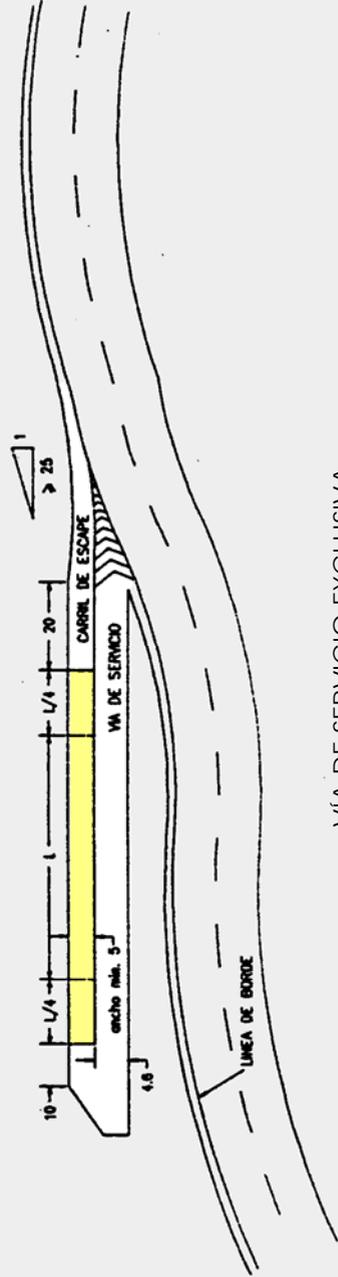
Excepcionalmente y en casos muy justificados podrán disponerse lechos de frenado de **anchura reducida**, entendiéndose por tales aquéllos que acogen únicamente las ruedas exteriores del vehículo. En este caso, la longitud de los mismos será doble que la considerada en los lechos de anchura completa.

Norma 3.1-1C

**LECHOS DE FRENADO**



**LECHO ADYACENTE A LA PLATAFORMA**



VIA DE SERVICIO EXCLUSIVA

Fig. 13.18 – Disposiciones típicas en planta de lechos de frenado

### 5.4. Carriles de espera

Los **carriles centrales de espera** se emplean en intersecciones a nivel –tanto urbanas como interurbanas- para proporcionar a los vehículos que desean girar a la izquierda (recordemos que el giro a la derecha es directo) una zona de **resguardo** donde puedan esperar a realizar la maniobra sin obstaculizar al resto de vehículos que circulan por la vía.

El carril arrancará con una cuña de transición de entre 70 y 125 m. de longitud mínima, prolongándose durante una longitud (L) de deceleración definida por la siguiente expresión:

$$L = \frac{V_0^2}{254 \cdot (0.3 + i)} \geq 100 \text{ m.}$$

donde L es la longitud de la zona de deceleración en m

$V_0$  es la velocidad de proyecto de la vía en km/h

i es la inclinación longitudinal de la rasante, en tanto por uno

Posteriormente, se habilitará una zona de almacenamiento y espera, cuya longitud se determinará en función de los tráficos de las vías intersectadas, no siendo en ningún caso inferior a 15 m. La anchura de estos carriles es la habitual (3.50 m).

La Instrucción prohíbe expresamente el proyecto de este tipo de carriles en intersecciones en cruz, dado el alto grado de siniestralidad que presentarían. Tampoco autoriza su empleo en carreteras con una IMD superior a 5.000 vehículos.

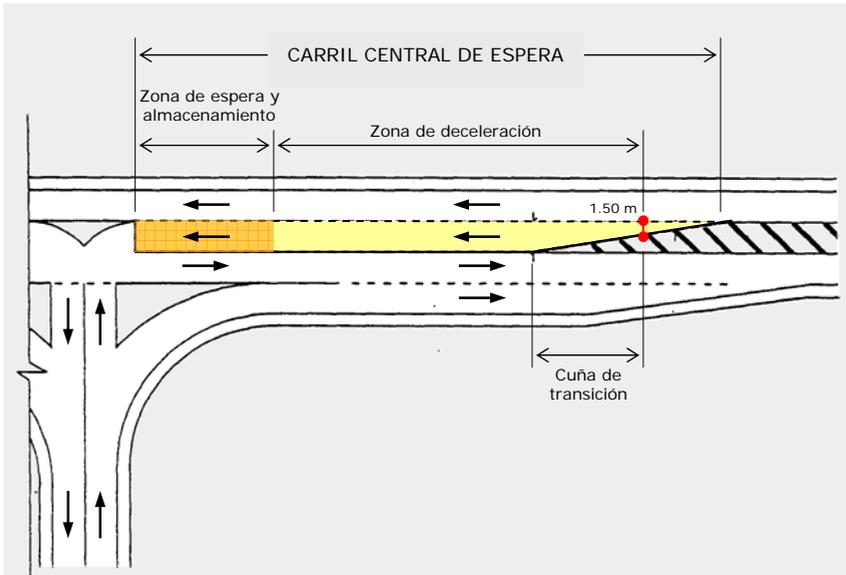


Fig. 13.19 – Carril central de espera (Norma 3.1-IC)

## 5.5. Carriles reservados

Este tipo de carriles está destinado a una serie de vehículos que por poseer unas determinadas características, necesitan disponer de un carril de uso exclusivo. Éste es el caso del transporte público en superficie –autobuses y taxis- o de las bicicletas, cuya fragilidad frente al resto de vehículos recomienda el proyecto de infraestructuras separadas.

### Carril reservado a autobuses (carril BUS)

El **carril bus** se da generalmente en vías urbanas, destinándose normalmente el carril exterior por ser el más próximo a la acera, zona donde se emplazan las paradas. Con esto se persigue facilitar la circulación urbana del transporte público evitando retrasos y demoras, lo que se traduce en un fomento de este tipo de transporte.

El gran inconveniente de este tipo de carriles es la reducción del número de carriles útiles para el resto de vehículos, que en situaciones de congestión acabarán por invadir el carril reservado, con lo que éste pierde toda su funcionalidad. Una correcta educación vial y el empleo de sanciones económicas es la única forma de evitarlo.

### Carril reservado a bicicletas (carril bici)

Este tipo de carriles se emplea en zonas urbanas y semiurbanas para resguardar a las bicicletas –vehículos lentos, muy endebles estructuralmente y con nulas medidas de seguridad- del resto del tráfico rodado.

La materialización de este tipo de carriles es diversa: desde proyectar una infraestructura independiente hasta delimitar con marcas viales una zona marginal de la vía. La anchura de estos carriles oscila entre 1.25 y 1.75 m., en función de la intensidad circulante, siendo conveniente protegerlos con barreras de seguridad.

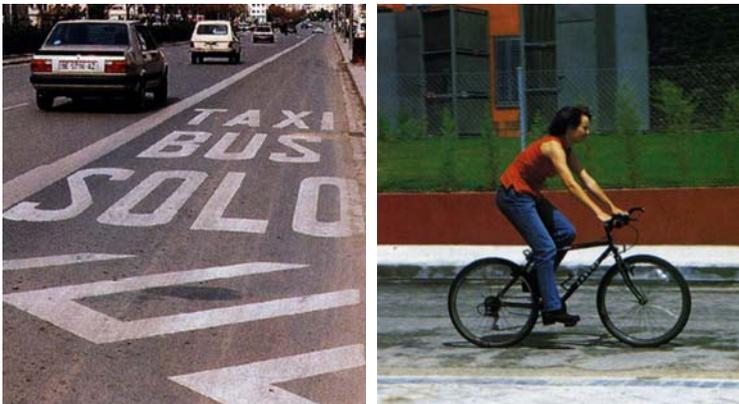


Fig. 13.20 – Carriles reservados

## 6. SECCIONES TRANSVERSALES SINGULARES

Generalmente, la sección transversal de una vía se mantiene constante a lo largo de gran parte de la misma, salvo que existan condicionantes que obliguen a la implantación de carriles especiales –ya estudiados- en determinados tramos.

Por otro lado, las infraestructuras de paso elevadas o subterráneas también implican una reducción de la sección transversal por motivos fundamentalmente económicos: el coste de una **obra de paso** –puente o viaducto- es proporcional a su anchura y al cuadrado de su luz libre, mientras que si se trata de un **túnel** dicho coste está directamente relacionado con el cubo de su diámetro.

### 6.1. Obras de paso

Las obras de paso cuya longitud total –medida entre estribos- no supere los 100 m. no serán objeto de reducción alguna de su sección transversal, incluyendo los arcenes. Si la obra de paso supera dicha longitud o posee características especiales –grandes luces o alturas-, la Instrucción contempla una reducción de los arcenes hasta un mínimo de 1,00 m., manteniendo constante la anchura de la calzada:

S.23		Secciones transversales en obras de paso			
Calzadas		Tipo de vía		Dimensiones	
SEPARADAS	2 CARRILES sin previsión de ampliación		- Plataforma de 10.50 m. - Arcén izquierdo de 1.00 m.		
	2 CARRILES con previsión de ampliación	ANTES	- Plataforma de 10.50 m.		
		DESPUÉS	- Plataforma de 12.50 m. - Arcenes de 1.00 m.		
3 CARRILES		- Plataforma de 12.50 m. - Arcenes de 1.00 m.			
ÚNICA	VÍAS RÁPIDAS		- Plataforma de 10.50 m. - Arcenes de 1.75 m.		
	CARRETERAS CONVENCIONALES	C-100	Arcén normal de 2.50 m	- Plataforma 10.00 m - Arcenes 1.50 m	
			Arcén normal de 1.50 m	- Plataforma 9.00 m - Arcenes 1.00 m	
		C-80 C-60	- Plataforma de 9.00 m. - Arcenes de 1.00 m.		
		C-40	Carril 3.50 m	- Plataforma 8.00 m.	
			Carril 3.00 m	- Plataforma 7.00 m.	
			- Arcenes de 0.50 m. en ambos casos		

En todos los casos anteriormente expuestos debe preverse un espacio adicional para la implantación de **barreras de seguridad** –rígidas, pretiles o biondas-, ubicación de determinados servicios y posibles zonas de tránsito peatonal, especialmente en zonas urbanas.

Por último, recalcar que toda obra de paso debe respetar el **gálibo** de carreteras recogido por la Instrucción, y que es de 5,30 m. en vías interurbanas y de 5,00 m. en vías urbanas.

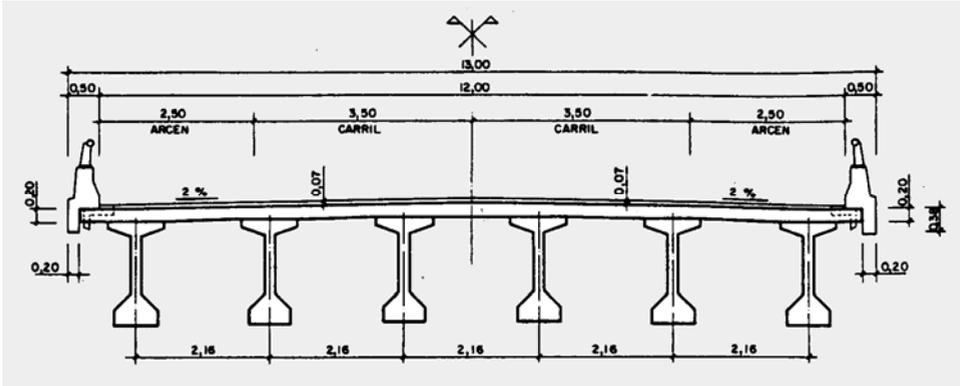


Fig. 13.21 – Ejemplo de sección transversal en una obra de paso (Balaguer)

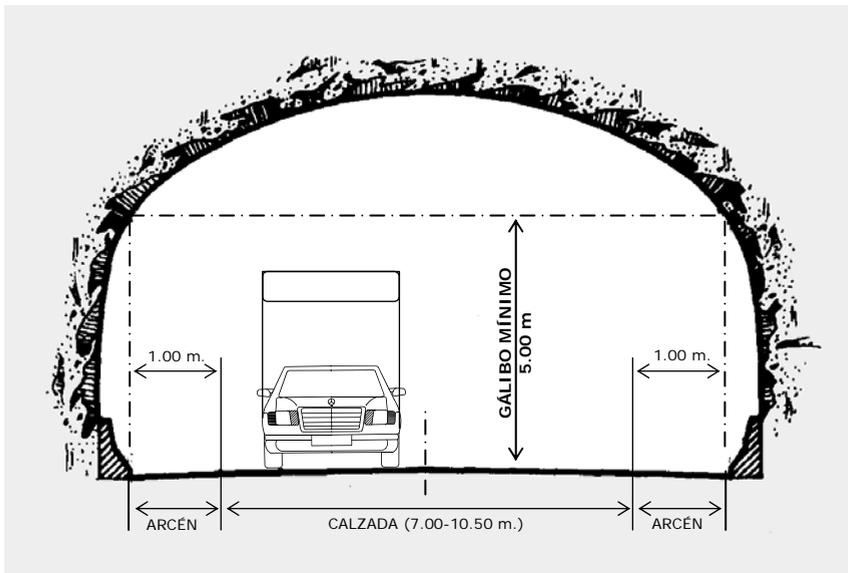


Fig. 13.22 – Sección transversal de un túnel

## 6.2. Túneles

Los túneles de longitud igual o inferior a 500 m. mantendrán la anchura de la plataforma –carriles y arcenes- existente en el resto del tramo, disponiéndose a ambos lados resguardos para peatones elevados con una anchura mínima de 75 cm., para facilitar las labores de conservación o una eventual evacuación del túnel.

Por el contrario, si el túnel supera los 500 m. será objeto de un estudio específico donde se ponderarán los factores relativos a la construcción, explotación y conservación del túnel. En este sentido, la Instrucción prescribe una serie de secciones a adoptar salvo justificación en contra, recogidas en el siguiente esquema:

### S.24 Secciones transversales en túneles

Calzadas	Tipo de vía		Dimensiones	
SEPARADAS	2 CARRILES sin previsión de ampliación		- Plataforma de 10.50 m. - Arcén izquierdo de 1.00 m. - Arcén derecho de 2.50 m.	
	2 CARRILES tráfico poco intenso		- Plataforma de 8.50 m. - Arcén izquierdo de 0.50 m. - Arcén derecho de 1.00 m.	
	2 CARRILES con previsión de ampliación		ANTES	- Plataforma de 10.50 m.
			DESPUÉS	- Plataforma de 12.50 m. - Arcenes de 1.00 m.
3 CARRILES		- Plataforma de 12.50 m. - Arcenes de 1.00 m.		
ÚNICA	VÍAS RÁPIDAS		- Plataforma de 10.50 m. - Arcenes de 1.00 m. - Mediana cebreada de 1.50 m.	
	CARRETERAS CONVENCIONALES	C-100 C-80	- Plataforma de 10.00 m. - Arcenes de 1.00 m. - Mediana cebreada de 1.00 m.	
		C-60	- Plataforma de 9.00 m. - Arcenes de 1.00 m.	
		C-40	Carril 3.50 m	- Plataforma 8.00 m.
	Carril 3.00 m		- Plataforma 7.00 m.	
		- Arcenes de 0.50 m. en ambos casos		

Fuente: Instrucción de Carreteras (3.1-IC)

También está regulada la altura libre en este tipo de infraestructuras: el gálibo en túneles debe superar los 5,00 m. en todo punto de la calzada, pudiéndose reducir a 2,00 m. en el caso de aceras y resguardos. (Fig. 13.22)



# 14

## COMPLEMENTOS DE PROYECTO

A lo largo de los capítulos precedentes hemos ido haciendo un recorrido a través de los aspectos más importantes a considerar en el proyecto de una carretera. No obstante, existen otros factores que merecen ser tenidos en cuenta y deben analizarse con una mayor profundidad de que lo que vamos a hacerlo aquí, dadas las limitaciones de espacio existentes y el carácter generalista del libro. Actualmente, existen multitud de tratados específicos acerca de cada una de las materias que van a analizarse.

Una carretera no sería una obra completa sin una correcta **señalización** que advierta al conductor en todo momento de las características de los tramos que recorre, así como de eventuales peligros o puntos singulares. La señalización es el idioma que la vía emplea para comunicarse con sus usuarios.

Otro de los factores que no debe subestimarse es la correcta **iluminación** de las vías, sobre todo en las zonas urbanas y sus cercanías. Este factor es de tal importancia que una correcta iluminación puede incrementar en mucho la capacidad de la vía y minimizar el riesgo de accidentes.

Por último, debemos fijar nuestra mirada más allá de la propia vía y estudiar la influencia que ejerce sobre su **entorno** más próximo, sin olvidar un tema tan importante como es la **seguridad vial** ya que en los últimos años el incremento del número de accidentes de tráfico está siendo motivo de preocupación y alarma social.

## 1. SEÑALIZACIÓN VIAL

La señalización surge por la necesidad de mantener **informado** al conductor del vehículo acerca de las características de la vía por la que circula y del entorno por el que ésta discurre. En este sentido, la misión de la señalización vial se define en tres puntos:

- (a) Advertir de la existencia de peligros potenciales.
- (b) Informar de la vigencia de ciertas normas y reglamentaciones en un tramo determinado de vía.
- (c) Orientar al usuario mediante las oportunas indicaciones para que éste sepa en todo momento dónde está, hacia dónde va y qué dirección tomar para cambiar de destino.

Para llevar a cabo estos principios, la señalización debe cumplir una serie **preceptos fundamentales** sin los cuales su eficacia es más que dudosa:

- (a) Claridad: La información debe ser presentada de forma que llame la atención del usuario y en zonas en que no dé lugar a una mala interpretación de la misma.
- (b) Sencillez: El código empleado debe ser comprensible por cualquier usuario capacitado para la conducción. Además, no conviene densificar el contenido de la información suministrada, ya que lo más seguro es que no se interprete correctamente.
- (c) Precisión: Es imprescindible que la información se suministre cuando el conductor la necesite, de forma que éste disponga de un tiempo de comprensión, decisión y reacción ante la advertencia visualizada. Tampoco debe suministrarse con demasiada antelación, ya que puede confundirlo.
- (d) Universalidad: La interpretación del código y la representación del mismo debe ser homogénea, de forma que todo usuario sea capaz de recibir la información independientemente de la zona, provincia, región o país donde se encuentre.

Una correcta señalización –que cumpla las reglas y objetivos anteriormente expuestos- mejorará las condiciones de capacidad y seguridad de la vía, por lo que es un aspecto que no debe subestimarse.

Un determinado porcentaje de accidentes se deben exclusivamente a la mala señalización de un tramo. Estas zonas, conocidas popularmente como *puntos negros*, añaden a un deficiente trazado o estado de conservación la inexistencia de una adecuada señalización que avise adecuada e incluso repetidamente de la peligrosidad en dicha zona.

Dejando aparte los semáforos y las indicaciones de los agentes de tráfico, pueden diferenciarse tres tipos de señales:

- Señalización vertical: Se sitúa en un plano perpendicular al eje de la vía.
- Señalización horizontal o marcas viales: Se localiza sobre la propia vía.
- Señales de balizamiento: Se encargan de encauzar o restringir el paso del flujo de vehículos.

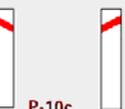
## 1.1. Señalización vertical

Se entiende por **señalización vertical** el conjunto de elementos destinados a advertir, reglamentar o informar al usuario de una determinada vía con la debida antelación de determinadas circunstancias de la propia vía o de la circulación. Este tipo de señalización es sin duda la más importante y prevalece sobre la horizontal, ya que es a través de ella por donde el conductor recibe la mayor parte de la información.

Para indicar su **significación**, las señales se valen de su forma, su color y su símbolo. El Código de Circulación español clasifica las distintas señales verticales según la información que suministran en:

- (a) Señales de peligro: Son de forma triangular con el vértice apuntando hacia arriba, enmarcadas con un borde rojo y fondo blanco, o amarillo en el caso de corresponder a una zona en obras. Indican la existencia de zonas cuyo trazado, regulación o emplazamiento puedan provocar situaciones de mayor riesgo para el conductor.
- (b) Señales de reglamentación: Tienen forma circular, pudiendo ser de prioridad, prohibición (borde rojo, fondo blanco), fin de prohibición, obligación (fondo azul, orla blanca) y restricción de paso. Se emplean para reglamentar y jerarquizar la accesibilidad y preferencia de las distintas vías.
- (c) Señales de indicación: De forma rectangular, su misión es facilitar al conductor la información correspondiente a la vía y sus servicios, las normas y el sentido de circulación que rigen en la misma. Se subdividen en:
  - Señales de indicaciones generales
  - Señales de carriles
  - Señales de servicio
  - Señales de orientación
  - Paneles complementarios
  - Otras señales

En las figuras de las páginas sucesivas, se resumen las principales señales de peligro y reglamentación empleadas en España.

	 P-1 Intersección con prioridad	 P-1a Intersección con prioridad sobre vía a la derecha	 P-1b Intersección con prioridad sobre vía a la izquierda.
 P-1c Intersección con prioridad sobre incorporación por la derecha	 P-1d Intersección con prioridad sobre incorporación por la izquierda	 P-2 Intersección con prioridad de la derecha.	 P-3 Semáforos
 P-4 Intersección con circulación giratoria.	 P-5 Puente móvil	 P-6 Cruce de tranvía	 P-7 Paso a nivel con barreras
 P-8 Paso a nivel sin barreras	 P-10a	 P-9a	 P-10b
	 P-9b	 P-10c	 P-9c
 P-11 Situación de un paso a nivel sin barreras	 P-11a Situación de un paso a nivel sin barreras de más de una vía férrea	 P-12 Aeropuerto	 P-13b
			 P-13a
 P-14b Curvas peligrosas hacia la izquierda	 P-14a Curvas peligrosas hacia la derecha	 P-15 Perfil irregular	 P-15a Resalto

S.25b

## Principales señales de peligro



P-15b

Badén



P-16a

Bajada peligrosa



P-16b

Subida con fuerte pendiente



P-17

Estrechamiento de calzada



P-17b

Estrechamiento de la calzada por la izquierda



P-17a

Estrechamiento de la calzada por la derecha



P-18

Obras



P-19

Pavimento deslizante



P-20

Paso para peatones



P-21

Niños



P-22

Ciclistas



P-23

Paso de animales domésticos



P-24

Paso de animales en libertad



P-25

Circulación en los dos sentidos



P-26

Desprendimiento



P-27

Muelle



P-28

Proyección de gravilla



P-29

Viento transversal



P-30

Escalón lateral



P-31

Congestión



P-32

Obstrucción en la calzada



P-33

Visibilidad reducida



P-34

Pavimento deslizante por hielo o nieve



P-50

Otros peligros



R-1

Ceda el paso



R-2

Detención obligatoria



R-3

Calzada con prioridad



R-4

Fin de prioridad



R-5

Prioridad al sentido contrario



R-6

Prioridad respecto al sentido contrario



R-100

Circulación prohibida



R-101

Entrada prohibida



R-301

Velocidad máxima



R-302

Giro a la derecha prohibido



R-303

Giro a la izquierda prohibido



R-304

Media vuelta prohibida



R-305

Adelantamiento prohibido



R-306

Adelantamiento prohibido a camiones



R-307

Parada y estacionamiento prohibido



R-308

Estacionamiento prohibido



R-400a



R-400b



R-400c

Sentido obligatorio



R-400d



R-400e

Sentido obligatorio



R-401a



R-401b

Paso obligatorio



R-402

Intersección de sentido giratorio obligatorio



R-403a



R-403c

Unicas direcciones permitidas



R-403b



R-411

Velocidad mínima



R-506

Fin de velocidad mínima



R-500

Fin de prohibiciones



R-501

Fin de limitación de velocidad



R-502

Fin de la prohibición de adelantamiento



R-503

Fin de la prohibición de adelantamiento para camiones

Las señales deben colocarse en lugar visible para el conductor, aunque de forma que no constituyan un obstáculo adicional. Su emplazamiento se realizará normalmente en el espacio contiguo al arcén –denominado berma- y a una altura normalizada.

Su tamaño también está normalizado, empleándose en carreteras convencionales señales triangulares de 90 cm. de lado, circulares de 60 cm. de diámetro y cuadradas de 60 cm. de lado. En vías de alta velocidad, estas dimensiones se aumentan en un 50%.

Otro aspecto importante es que deben ser perceptibles por el conductor de forma que tenga el suficiente tiempo para realizar la maniobra. En el siguiente ejercicio se exponen los distintos criterios a considerar para su correcto emplazamiento.

## E.13

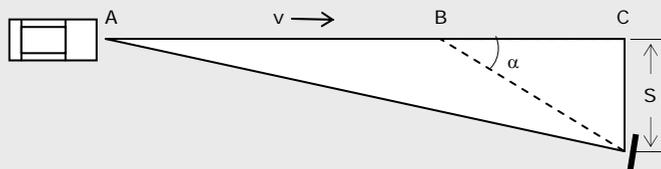
## Determinación de distancias de legibilidad

**Determinar la mínima distancia a la que debe ser visible una señal tipo R-301 con una placa complementaria de texto "Bandas sonoras", así como la altura de la letra que conforma el rótulo, sabiendo que el ancho de la calzada es de 3.50 m, el del arcén es de 1.60 m. y la velocidad específica de la carretera son 90 km/h.**

Para la resolución de este ejercicio es necesario introducir el concepto de *tiempo de lectura*, definido como el tiempo que tarda una persona normal en leer una serie de palabras. Si N es el número de palabras a leer, el tiempo de lectura viene dado por:

$$T \text{ (s)} = 0,31 \cdot N + 1,94$$

Por otro lado, debemos recordar que el campo de visión nítida del ojo humano abarca un ángulo de  $5^\circ$ , por lo que la distancia total necesaria para leer el rótulo será:



$$d = \frac{S}{\text{tg } \alpha} + \frac{vT}{3,6}$$

donde S es la distancia entre los ejes del vehículo y la señal (m)  
v es la velocidad del vehículo (km/h)  
T es el tiempo de legibilidad (s)  
 $\alpha$  es el ángulo del cono visión nítida a alta velocidad ( $5^\circ$ )

En este caso, para calcular la distancia intereje (S) deberá contabilizarse medio carril, el arcén y al menos medio metro de resguardo de berma, quedando fijada en 3.85 m.

Si contabilizamos el texto como de dos palabras, el tiempo de legibilidad será de:

$$T (s) = 0,31 \cdot 2 + 1,94 = 2,56 \text{ s}$$

Con estos datos, podemos calcular la distancia mínima:

$$d = \frac{4}{\text{tg}5^\circ} + \frac{90 \cdot 2,25}{3,6} = 102 \text{ m}$$

Por otro lado, se ha comprobado que el ojo humano es capaz de distinguir un centímetro a una distancia de 6 m. Dependiendo de la altura del texto, la distancia mínima necesaria será:

$$d (m) = K \cdot h (cm)$$

siendo  $d$ , la distancia mínima entre el vehículo y la señal en m

$K$  el coeficiente de legibilidad, de valor 6 m/cm

$h$  la altura del texto en cm

Conocida la distancia, podemos hallar la altura mínima que deberán tener los tipos de letra para que sean perceptibles por el usuario:

$$h = \frac{d}{K} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm}$$

Por último, indicar que toda señal debe estar iluminada o hallarse provista de dispositivos reflectantes con el fin de que pueda ser visible por la noche, especialmente si es de advertencia de peligro o referente a reglamentación y ordenación del tráfico.

## 1.2. Señalización horizontal: marcas viales

Denominamos **marcas viales** a los elementos de señalización situados en la superficie de la plataforma de una vía y, caso de ser urbana, en sus bordillos. Suponen un complemento a la señalización vertical y tienen como principal misión encauzar el tráfico.

Las marcas viales suelen ser blancas, aunque pueden adoptar otros colores según delimiten zonas de obras (naranja), de regulación de parada de vehículos (amarillo) o de estacionamiento (azul).

Básicamente existen tres tipos de marcas viales:

- (a) Longitudinales: Discurren paralelas al eje de la calzada, empleándose fundamentalmente para separar sentidos de circulación, delimitar los carriles y vías especiales y ejercer funciones de regulación del tráfico. Pueden ser

continuas o discontinuas, cuya su longitud de trazo irá en función de la velocidad específica de la vía.

- (b) **Transversales:** Son perpendiculares a la dirección de circulación y delimitan zonas de detención de vehículos o pasos de peatones y ciclistas. Al igual que las anteriores, pueden ser continuas y discontinuas.
- (c) **Signos:** En este grupo se engloban otros símbolos que pueden aparecer en el pavimento, tales como flechas de dirección, palabras (STOP, carriles bus-taxi...) o cebreados, que delimitan zonas por la que está prohibido circular. Algunas de ellas también condicionen su longitud a la velocidad específica de la carretera.



Fig. 14.1 – Distintos tipos de señalización vial

### 1.3. Señales de balizamiento

Este tipo de señales la componen elementos cuyo fin es restringir el paso de los vehículos por determinadas zonas o servir de guía a los usuarios de la vía donde están emplazados. Fundamentalmente se clasifican en barreras, balizas, hitos y conos.

Las **barreras** –de las que ya se habló en el Capítulo 4- son elementos de seguridad pasiva que preservan al conductor de sufrir daños mayores en caso de que se desvíe de la traza de la carretera.

Las **balizas** o **paneles direccionales** se colocan en curvas cerradas o zonas de obras para avisar al conductor de un desvío brusco en la vía. Los **conos** se emplean para delimitar zonas donde provisionalmente está prohibida la circulación de vehículos.

Los **hitos** delimitan los bordes de la calzada, sirviendo de orientación a los vehículos en el caso de existir condiciones meteorológicas adversas. Están provistas de *captafaros* o dispositivos reflectantes.

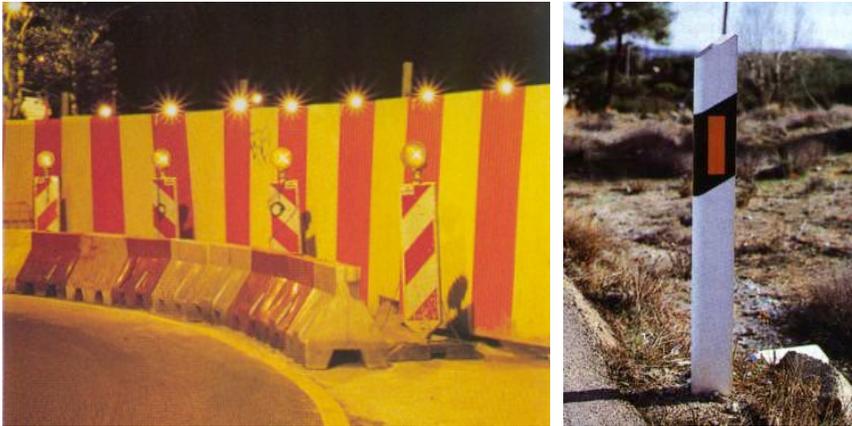


Fig. 14.2 – Dispositivos de balizamiento

#### 1.4. Zonas de señalización recomendada

A continuación se enumeran una serie de situaciones en las que es recomendable una correcta señalización, bien por la peligrosidad que entrañan o por la necesidad de clarificar las diferentes direcciones y sentidos de cada una de las vías.

- (a) Tramos de velocidad limitada: En zonas de la vía donde sea aconsejable una reducción de velocidad con respecto a la genérica de la vía, se indicará convenientemente mediante señales en las que progresivamente se informe al conductor de dicha restricción.
- (b) Zonas de visibilidad reducida: En este tipo de tramos no es aconsejable permitir el adelantamiento en el caso de circular por carreteras de dos carriles. Para ello, se colocará la pertinente señal prohibitiva (R-305) acompañada de una línea continua.
- (c) Tramos de trazado difícil: Dada la peligrosidad de éstos, es conveniente advertir al conductor de su proximidad. Para ello, deben emplearse la señal de peligro correspondiente, acompañadas normalmente por otras de limitación de velocidad y, en caso de curvas cerradas, de paneles direccionales.
- (d) Nudos: En zonas de cruce de diversas vías –intersecciones o enlaces- es especialmente necesario el señalar convenientemente los diferentes movimientos posibles en ella, así como la dirección a tomar para seguir un determinado itinerario. Tan perjudicial puede llegar a ser una señalización escasa como un exceso de información, que puede llevar al conductor a un estado de confusión.

## 2. ILUMINACIÓN DE VÍAS

Una de las aplicaciones de la Luminotecnia a la Ingeniería de Carreteras es el estudio de los niveles de iluminación de vías destinadas tanto a la circulación de vehículos como de peatones.

Muchas veces, una correcta iluminación influye de forma indirecta en factores determinantes desde el punto de vista del tráfico, como son la velocidad de circulación, la capacidad de la vía o la seguridad de la misma. Por tanto, es conveniente disponer de una serie de nociones básicas acerca del tema para poder abordar la construcción de vías urbanas.

### 2.1. Conceptos previos

La unidad de intensidad luminosa del Sistema Internacional es la candela (cd). Se define lumen (Lm) como la unidad de flujo de energía luminosa, equivalente a la seiscientos cincuentava parte de un Watio. (1 W. = 650 Lm.). Ambas magnitudes se interrelacionan según la siguiente ecuación:

$$I(\text{cd}) = \frac{\Phi(\text{Lm})}{\omega}$$

siendo  $\omega$  el ángulo sólido, medido en estereorradianes (una esfera tiene  $4\pi$  erad.)

Una vez definidas la unidades fundamentales empleadas en Luminotecnia, se hace necesario precisar una serie de conceptos:

- **Luminancia:** Cantidad de luz emitida o reflejada por una fuente. Mide la intensidad por unidad de superficie, expresada en  $\text{cd}/\text{m}^2$ .

$$L = \frac{I}{S}$$

- **Iluminancia:** Cantidad de luz que incide en un determinado objeto. Su unidad es el Lux, que se expresa en lúmenes por metro cuadrado:

$$E = \frac{\Phi}{S} = \frac{I}{d^2}$$

siendo  $d$  la distancia al foco emisor.

- **Uniformidad:** Este coeficiente indica la regularidad del nivel de iluminación de una determinada zona. Para ello, relaciona la iluminancia mínima con la máxima de la zona sometida a estudio:

$$U = \frac{E_{\min}}{E_{\max}}$$

## 2.2. Criterios de iluminación

Partiendo del actual concepto de ciudad –o de núcleo de población en general- la iluminación de sus vías es conveniente y muchas veces necesaria. Esta necesidad puede cuantificarse en base a ciertos criterios:

- Intensidad del tráfico: Las altas intensidades de tráfico requieren la iluminación de la vía. Podemos situar este umbral de intensidad en 30.000 veh/día, reduciéndose a 10.000 veh/día en el caso de intersecciones y enlaces.
- Multiplidad de nudos: La presencia de varios nudos –intersecciones o enlaces- próximos en un tramo de vía urbana hace conveniente la iluminación del mismo. Como criterio, se recomienda la instalación de luminarias para distancias internodales inferiores a 2 km.
- Carácter del medio atravesado: Es recomendable la iluminación de la vía en las inmediaciones de determinadas zonas, como las áreas residenciales o comerciales, o en zonas próximas a otras ya iluminadas, así como en puntos donde se produzcan variaciones bruscas de velocidad en los vehículos.
- Zonas de elevada accidentalidad: En zonas donde la cantidad de accidentes nocturnos doble a la de diurnos se hace conveniente la instalación de sistemas de iluminación. Además, deberán iluminarse zonas especialmente críticas, como túneles, puentes e intersecciones.

Las carreteras urbanas deben tener mejor iluminación que el resto de las calles, dada la mayor velocidad a la que circulan los vehículos, lo que requiere unas mejores condiciones de visibilidad entre peatones y conductores.

Es también muy importante evitar áreas de fuerte contraste luminoso –como sucede en el caso de los túneles- o la finalización brusca de tramos de alumbrado. Debe disponerse por tanto, de un sistema gradual de alumbrado que permita la acomodación del ojo humano a la nueva luminosidad, sin producir deslumbramiento.

## 2.3. Lámparas empleadas en iluminación vial

El objetivo principal de la iluminación de vías es proporcionar al conductor una mayor visibilidad, es decir, que pueda reconocer formas a mayor distancia. Por ello, las lámparas empleadas deben tener elevados rendimientos luminosos, es decir, un bajo consumo para una mismo nivel de iluminación, así como una vida útil relativamente larga.

No importa tanto que tengan un buen rendimiento cromático, ya que su finalidad no es facilitar la distinción de colores, sino la de formas. El **rendimiento cromático** de una lámpara da idea de la riqueza de matices que posee la luz que produce.

En base a estos factores, las lámparas más empleadas son las de vapor de sodio a alta presión (VSAP) y en menor medida, las de vapor de mercurio (VM), al dar menores rendimientos luminosos.

En zonas menos transitadas pueden emplearse las lámparas de vapor de sodio a baja presión (VSBP). Aunque poseen el mayor rendimiento luminoso de todas, emiten luz monocromática de color amarillo verdoso, que desvirtúa por completo la percepción del color. Todas ellas tienen una vida útil superior a las 10.000 horas de funcionamiento.

## 2.4. Factores a tener en cuenta en la elección del alumbrado

Existen diversos factores económicos, sociales y técnicos que condicionan la elección del sistema de alumbrado a emplear:

- Determinación de nivel de iluminación necesario: Dependiendo del tipo de vía, será necesario el empleo de lámparas de mayor potencia, o reducir la separación y/o la altura de los báculos de alumbrado.
- Enclavamiento de la vía: Situación de la vía en el contexto urbano global, así como la evaluación de sus características y del uso del suelo existente a su alrededor: plaza, parque, zona residencial, uso industrial, descampado...
- Forma de disposición de los báculos: Atendiendo a criterios de tipo económico, pueden efectuarse diversas disposiciones en planta de los báculos de alumbrado, cada una de ellas aparejada a un mayor o menor grado de calidad.
- Altura del báculo: Dependiendo de la disposición y la potencia de la lámpara, deberá escogerse la altura del báculo, sin perder de vista el factor de uniformidad.
- Determinación de la interdistancia: Una vez determinados los anteriores parámetros, únicamente queda determinar la interdistancia entre luminarias para conseguir el nivel de iluminación exigido.

## 2.5. Disposición de las luminarias

Existen múltiples formas de disponer luminarias, aunque las más empleadas son las siguientes:

- (a) Unilateral: Las luminarias se disponen únicamente en uno de los márgenes de la vía, con lo que una zona de la calzada queda mucho más luminada que la otra. Es una opción muy económica, aunque por su baja calidad de alumbrado está en desuso, empleándose únicamente en zonas rurales o poco transitadas.

- (b) Al tresbolillo: Se basa en la alternancia de luminarias a ambos lados de la calzada. Esta solución es aceptable y relativamente económica, aunque la uniformidad de alumbrado deja bastante que desear. Es antiestética.
- (c) Pareada: Las luminarias se sitúan enfrentadas, una a cada lado de la vía. Esta solución es sin duda la que mejor resultados da desde el punto de vista de la uniformidad, aunque debe procurarse distanciar las luminarias lo suficiente como para no producir el desagradable *efecto túnel*.
- (d) Doble axial: En el caso de vías con medianas o calzadas muy anchas, puede colocarse en el centro de las mismas un báculo que se bifurque en dos luminarias, de forma que cada una de ellas ilumine uno de los lados. Esta solución abarata los costos de instalación y obra civil, aunque desvía el tráfico hacia los carriles más iluminados, con la consiguiente reducción de la capacidad de la vía.

Como ocurre normalmente, la mejor solución se obtendrá de la combinación de las tipologías anteriormente descritas.

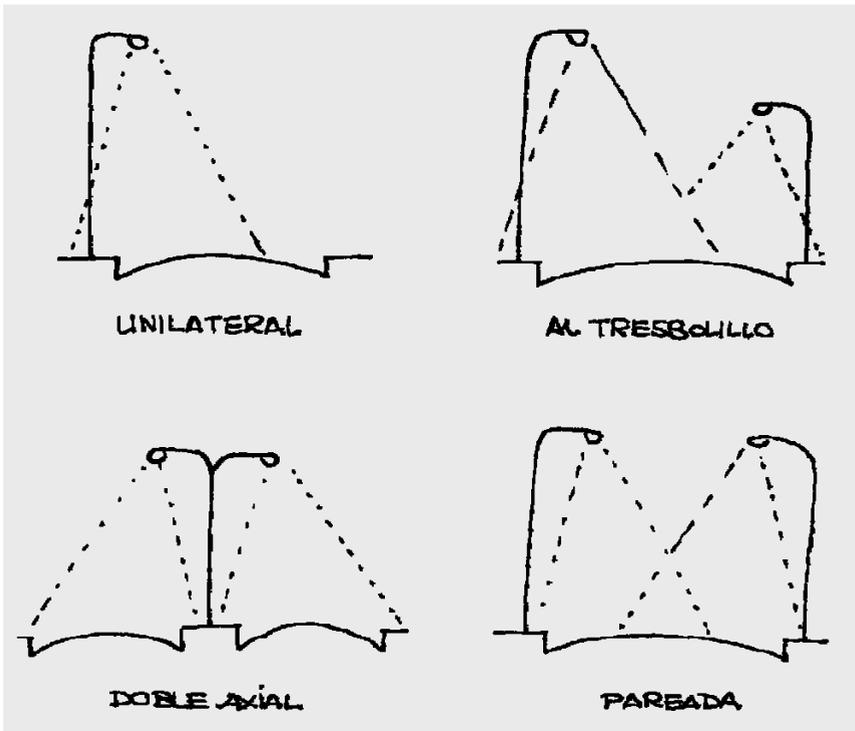


Fig. 14.3 – Disposiciones genéricas del alumbrado vial

## 2.6. Altura del báculo de alumbrado

Para determinar la altura del báculo de alumbrado es necesario tener en cuenta factores como el nivel de iluminación deseado o la uniformidad necesaria. Para su cálculo se emplea el factor de altura R, que relaciona la altura del punto de luz con la anchura de la vía a iluminar:

$$R = \frac{\text{Altura del punto de luz (h)}}{\text{Anchura de la vía (A)}}$$

El valor recomendado de este factor varía según sea la disposición adoptada:

Disposición	R
Unilateral	0.85 a 1.00
Tresbolillo	0.50 a 0.66
Pareada	0.33 a 0.50

Otra característica que determina la altura del báculo es la potencia de la lámpara utilizada, o bien su flujo luminoso característico. A continuación se muestra una tabla sancionada por la experiencia que ofrece una buena aproximación:

Flujo (Lm.)	Altura (m)
3.000 a 9000	6.50 a 7.50
9.000 a 19.000	7.50 a 9.00
más de 19.000	más de 9 m.

A pesar de estos métodos orientativos de cálculo, la elección de la altura del báculo debe hacerse en base a los niveles de iluminancia y uniformidad requeridos. Es conveniente recordar que una mayor altura favorece un reparto más uniforme del flujo lumínico, aunque disminuye el nivel de iluminación alcanzado en la superficie de la vía. Lógicamente, alturas menores provocarán efectos totalmente opuestos.

## 2.7. Determinación de la interdistancia entre puntos de luz

La interdistancia entre puntos de luz es el factor que normalmente queda como incógnita, una vez definida la potencia de la lámpara, la altura del báculo que la soporta y cómo no, la anchura de la vía a la que dará servicio.

Una vez más, son los factores de **iluminancia** y **uniformidad** los que condicionan la elección de la separación entre puntos de luz.

Existen diversos métodos de cálculo, con aproximaciones más o menos precisas aunque complementarios entre sí. De entre todos ellos destacan por su simplicidad y eficacia los siguientes el método de los coeficientes de utilización y el de los nueve (o de los doce) puntos.

### Método de los coeficientes de utilización

Este método se basa en la utilización del coeficiente de utilización, que define el porcentaje de luz que llega a la superficie deseada. Este coeficiente, suministrado por los fabricantes de luminarias, es función de la geometría y diseño de la propia luminaria.

Normalmente, los coeficientes de utilización se presentan en forma de curvas que relacionan el ángulo que la dirección forma con el eje óptico de la luminaria ( $\tau$ ) o la relación entre la distancia horizontal ( $a$ ) y la altura de la luminaria ( $h$ ).

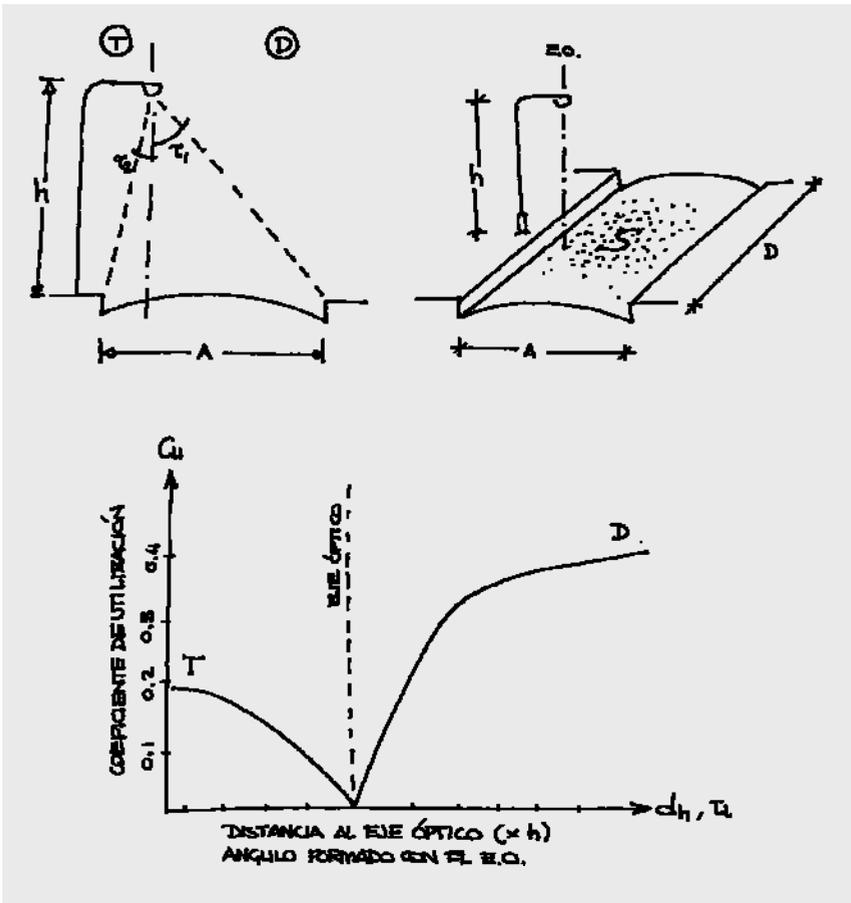


Fig. 14.4 – Método de los coeficientes de utilización

Como se observa en la gráfica, el coeficiente de utilización es distinto según nos situemos por detrás (T) o por delante (D) del eje óptico. El coeficiente de utilización global será el resultado de sumar –o restar- los diferentes triángulos formados alrededor del eje óptico:

$$C_U = \sum \pm C_i(\tau_i)$$

Una vez hallado el coeficiente de utilización, es necesario minorarlo mediante el uso de dos tipos de factores asociados a las luminarias:

- Factor de conservación ( $f_c$ ): Cuantifica el grado de mantenimiento que tendrá la luminaria. Un mal mantenimiento –limpieza y conservación de luminarias- provoca una disminución del rendimiento de la misma.
- Factor de depreciación ( $f_d$ ): Determina la progresiva disminución de la eficiencia del sistema debido al incorrecto uso del mismo o a la no reposición de elementos dañados o fundidos.

Una vez introducidos todos los modificadores, se obtiene la expresión de cálculo:

$$E = \frac{\Phi_{util}}{S} = \frac{\Phi \cdot C_U \cdot f_c \cdot f_d}{D \cdot A}$$

siendo E la iluminancia media en lux

$\Phi$  el flujo de la lámpara en lúmenes

$C_U$  el coeficiente de utilización de la luminaria

$f_c$ ,  $f_d$  son los coeficientes de conservación y depreciación

A es el ancho de la vía

D es la interdistancia entre luminarias

A partir de esta expresión puede despejarse fácilmente la interdistancia, quedando ésta en función del flujo lumínico, la anchura de la vía, el nivel de iluminancia requerido y la geometría de la luminaria.

Generalmente, este método se emplea para conseguir una primera aproximación a la interdistancia necesaria. Deben emplearse otros métodos más precisos para determinación más exacta.

## Método de los nueve puntos

Este procedimiento de cálculo –mucho más preciso que el anterior- se engloba en el conjunto de métodos de cálculo por elementos finitos, basados en el análisis de la iluminancia de una serie de puntos distribuidos en las intersecciones de una malla reticulada. Su cálculo se realiza mediante ordenadores, ya que se trata de procedimientos iterativos y tediosos de realizar manualmente.

El método de los nueve puntos es una simplificación que permite de forma relativamente rápida, obtener una idea de la iluminancia media de la vía, así como de su nivel de uniformidad.

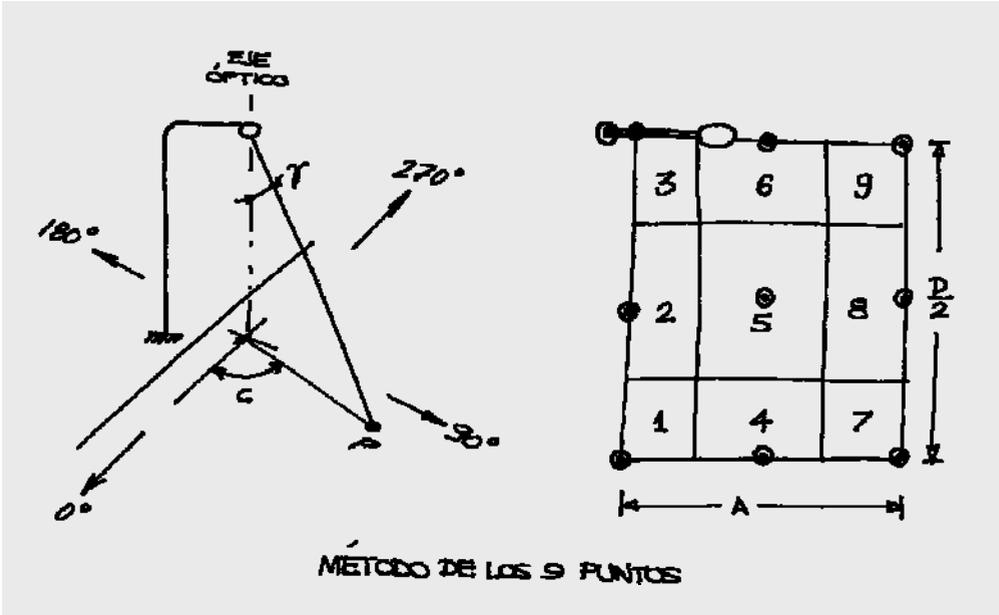


Fig. 14.5 – Fundamento del método de los 9 puntos

El primer paso es dividir el área sometida a estudio en nueve zonas de área desigual, de forma que los cuadrantes laterales tienen un área doble que las esquinas y el cuadrante central un área cuatro veces superior a la de éstas. En cada uno de estos cuadrantes se toma un punto, tal y como se indica en la figura.

Una vez definida la retícula, únicamente queda aplicar la ecuación a través de la que se rige este método a cada uno de los puntos definidos. Ésta no es otra que la de la iluminancia horizontal, con la salvedad de que considera la influencia de todos aquellos puntos de luz que arrojen una iluminancia superior a 0.5 lux:

$$E_{H_i} = \sum_n \frac{I(c, \gamma) \cdot \cos^3 \gamma_n}{h^2}$$

- donde n representa cada una de las luminarias que afectan al punto escogido
- h es la altura de la luminaria
- I(c,γ) es la intensidad obtenida a partir de los ángulos horizontal y vertical, y que se determina con la ayuda de tablas facilitadas por los fabricantes de luminarias.

Una vez determinado el nivel de iluminancia horizontal en cada uno de los nueve puntos, se calcula el valor medio de manera ponderada, es decir, teniendo en cuenta el área de cada una de las zonas a la que representa cada punto:

$$E_{H,med} = \frac{\sum E_i \cdot S_i}{\sum S_i} = \frac{(E_1 + E_3 + E_7 + E_9) + 2 \cdot (E_2 + E_4 + E_6 + E_8) + 4 \cdot E_5}{24}$$

La uniformidad se calcula dividiendo el mínimo valor de iluminancia obtenido por el máximo:

$$U = \frac{E_{min}}{E_{max}}$$

Los niveles mínimos de iluminación recomendados en vías públicas exigen iluminancias superiores a 20 lux, con una uniformidad media superior a 0,40. En túneles y zonas de alta ocupación estos valores pueden aumentarse hasta el doble.

## 2.8. Luminancia en carreteras

La **luminancia** es la cantidad de luz emitida o reflejada por una superficie. Aplicada al diseño de carreteras, la luminancia nos da una idea del brillo o grado de reflexión de la luz incidente en el firme. Un alto grado de reflexión puede ocasionar molestias al conductor e impedirle distinguir con claridad objetos que se aproximen al vehículo.

La CIE (Comisión Internationale de l'Éclairage) clasifica los diferentes tipos de superficies de rodadura en cuatro tipos, recogidos en la siguiente tabla:

T.43 Clasificación de calzadas por su grado de reflexión		
R-I	Calzada difusa	Pavimento de hormigón asfáltico con un 15% de abrillantador o un 30% de anortositas brillantes
R-II	Calzada ligeramente difusa	Asfalto-cemento o asfalto con menos de un 15% de abrillantador
R-III	Calzada ligeramente brillante	Hormigón asfáltico con grava de tamaño inferior a 10 mm (Textura áspera)
R-IV	Calzada brillante	Hormigón asfáltico satinado por el uso

Fuente: CIE (Comisión Internationale de l'Éclairage)

Este mismo organismo recomienda valores de **luminancia** en torno a  $2 \text{ cd/m}^2$  en autopistas y autovías, y alrededor de  $1$  a  $0.5 \text{ cd/m}^2$  en zonas urbanas y vías peatonales. Esto es debido a que para estos valores de luminancia, el poder revelador –capacidad de distinguir los objetos sometidos a distintos niveles de iluminación– es superior al 75%.

## Deslumbramiento

El **deslumbramiento** es sin duda uno de los causantes de situaciones de peligro en la circulación de vehículos, ya que privan al conductor de la visión durante un periodo lo suficientemente largo de tiempo como para producir cualquier tipo de accidente.

Este fenómeno puede producirse de una forma directa a través de un segundo vehículo que circula en sentido contrario con el alumbrado de carretera encendido, o indirectamente a través de las luminarias colocadas en los márgenes de la vía.

Se distinguen tres tipos de deslumbramiento: molesto, perturbador e irreversible.

- Molesto: El deslumbramiento molesto afecta de manera leve a la visión, permitiendo la apreciación y diferenciación de los diferentes elementos presentes en la vía, aunque provocando una sensación desagradable en el conductor que, si se prolonga en el tiempo, puede causar fatiga visual.
- Perturbador: Se produce una merma de la capacidad visual, al ser las luminancias del fondo y los objetos muy similares, provocando un estado de confusión en el conductor del vehículo.
- Irreversible: El deslumbramiento producido es de tal magnitud que, una vez cesa el estímulo, el ojo humano tarda varios segundos en recuperar la percepción total de los objetos. Es el más peligroso de los tres y generalmente está causado por otros vehículos que circulan en sentido contrario al del conductor.



Fig. 14.6 – El deslumbramiento es un elemento de riesgo en la conducción

## E.14

## Remodelación del alumbrado de una vía urbana

Con motivo de la apertura de un centro comercial, se pretende reformar la instalación de alumbrado de una vía urbana de 6 m. de anchura, de forma que se consigan niveles mínimos de iluminación de 40 lux a lo largo de toda ella. El alumbrado existente está compuesto por lámparas de VSAP de 250 W, con un flujo nominal de 13.500 lúmenes, situadas en báculos de 9 m. de altura dispuestos unilateralmente a una interdistancia de 30 m.

Suponiendo un coeficiente de utilización delantero de 0.35 y trasero de 0.07 y considerando factores de conservación y depreciación de 0.83 y 0.79 respectivamente, se pide:

**(a) Determinar el nivel de iluminación actual**

La resolución de este problema se reduce a la aplicación del método del coeficiente de utilización, más concretamente de su ecuación general:

$$E = \frac{\Phi \cdot C_U \cdot f_c \cdot f_d}{D \cdot A} = \frac{13.500 \cdot (0.35 + 0.07) \cdot 0.83 \cdot 0.79}{30 \cdot 6} = 20.65 \text{ lux}$$

La instalación de alumbrado roza los mínimos recomendables.

**(b) En el caso de mantener la instalación existente, determinar el flujo mínimo que debemos añadir a las lámparas para cumplir los requisitos especificados**

En este segundo caso, la metodología es análoga, sólo que en este caso la incógnita será el flujo lumínico. Por tanto, despejando  $\Phi$ :

$$\Phi = \frac{E \cdot D \cdot A}{C_U \cdot f_c \cdot f_d} = \frac{40 \cdot 30 \cdot 6}{(0.35 + 0.07) \cdot 0.83 \cdot 0.79} = 26.144 \text{ Lm.}$$

Una posible solución sería emplear dos lámparas de 13.500 Lm.

**(c) En el caso de realizar una nueva instalación, empleando báculos en disposición pareada de la misma altura y lámparas de 16.000 Lm., calcular la interdistancia necesaria para asegurar el cumplimiento de los requisitos establecidos**

Al tratarse de una disposición pareada, el flujo generado es el doble que en el anterior caso. Despejando la interdistancia de la fórmula general:

$$D = \frac{\Phi \cdot C_U \cdot f_c \cdot f_d}{E \cdot A} = \frac{2 \cdot 16.000 \cdot (0.35 + 0.07) \cdot 0.83 \cdot 0.79}{40 \cdot 6} = 36.71 \text{ m}$$

Situándolas a una menor distancia se cumplen los mínimos requeridos.

### 3. LA VÍA Y SU ENTORNO

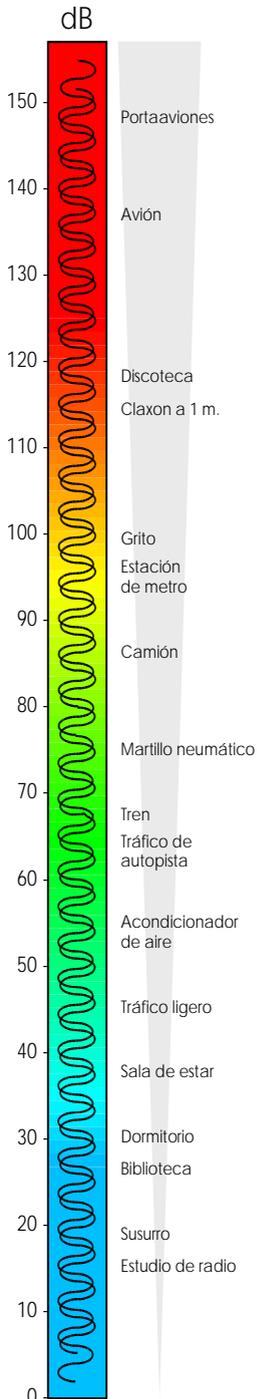
En cualquier sistema en equilibrio, la introducción de un elemento extraño produce efectos desestabilizadores, de forma que el propio sistema tiende a buscar un nuevo estado de equilibrio, generalmente distinto al anterior.

La irrupción de una infraestructura tan agresiva como una carretera en un medio natural –o incluso urbano- acarrea una serie de **perjuicios** tanto durante la fase de construcción como a lo largo de la propia vida útil de dicha vía. Esta degradación del medio se hace patente en diversos aspectos:

- (a) Medio físico: Sin duda, el emplazamiento de una nueva carretera ocasiona cambios irreversibles en el paisaje, provocados por la excavación de galerías en roca para salvar relieves de poca entidad (desmontes), elevaciones del terreno para alcanzar la cota de proyecto (terraplenes) o la construcción de diversas estructuras auxiliares, como puentes o túneles.
- (b) Polución atmosférica: Los actuales vehículos –debido al sistema de propulsión que emplean- emiten una gran cantidad de gases nocivos a la atmósfera, entre los que destacan el monóxido de carbono (CO), óxidos de nitrógeno (NO y NO<sub>2</sub>), dióxido de azufre (SO<sub>2</sub>) o partículas de plomo y carbón. Otros gases –como el CO<sub>2</sub>- son inocuos, pero contribuyen a agravar fenómenos de tipo global, como el efecto invernadero.
- (c) Nivel sonoro: El continuo trasiego de vehículos provoca la elevación del nivel de ruido a que se ve sometida la zona circundante a la vía. Este tipo de contaminación depende de la situación de la vía, las barreras naturales o artificiales existentes, la intensidad de tráfico y el tipo de firme, y afecta sobre todo a los residentes en dicho área.
- (d) Otros aspectos: Existen diversas consecuencias particulares que se derivan de la construcción de una carretera. Entre ellas, cabe citar la alteración y degradación del hábitat de determinadas especies, desertización de determinadas zonas, invasión de reservas naturales, influencia en las zonas de cultivo de los alrededores o el aumento del riesgo de accidente por atropello.

Afortunadamente, existen **medios** para paliar el efecto de los factores anteriormente comentados. A continuación se comentarán los más usuales:

- (a) Integración o camuflaje de la vía: Bajo este concepto aparentemente militar se encierra la idea de intentar disimular visualmente la vía para que no rompa la continuidad del paisaje. Para ello, pueden emplearse métodos como el empleo de plantaciones en los terraplenes o la depresión de la vía a su paso por núcleos de población, lo cual además ayuda a disminuir la contaminación acústica provocada por dicha carretera.



- (b) Utilización de barreras aislantes: Existe la posibilidad de interponer elementos entre la vía y un área habitada para reducir el nivel de ruido que llega desde aquella a esta última. Para ello, pueden emplearse relieves naturales, diques de tierra o túneles en el caso de disponer de espacio, cosa que no siempre suele ser posible. Por ello, existen pantallas acústicas fabricadas con diversos materiales –hormigón, chapa, madera, ladrillo, vidrio o plástico- que palián el efecto nocivo causado por la circulación de automóviles.

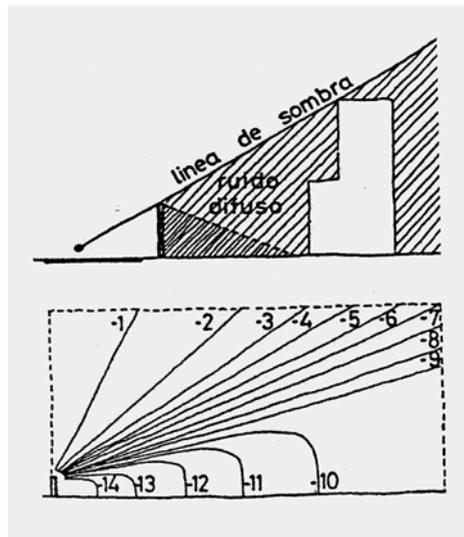


Fig. 14.7 – Esquema fónico de una barrera sonora (MOPT)

- (c) Empleo de firmes silenciosos: Según sea el tipo de material que empleemos para la construcción del firme y la porosidad o *abertura* del mismo, se obtendrán firmes que producirán una mayor o menor cantidad de ruido al contacto con los neumáticos del vehículo (ruido de rodadura). En este sentido, parece ser que los firmes drenantes tienen, entre otras ventajas, la emisión de un menor nivel de ruido.
- (d) Mejora del sistema de propulsión del automóvil: Este aspecto atañe a los ingenieros encargados de diseñar los motores y sistemas de escape de los vehículos. El empleo de mezclas carburantes con componentes menos nocivos, un mayor rendimiento en la combustión y la utilización de catalizadores en los escapes contribuyen a reducir los niveles de polución atmosférica.

### 3.1. El ruido en núcleos urbanos

La **contaminación acústica** supone una de las mayores amenazas para la calidad de vida de los habitantes de las ciudades. Este ruido –que puede alcanzar cotas verdaderamente insoportables- procede de diversas fuentes: algunas de ellas son puntuales, como las derivadas de la realización de una obra; otras, temporales, como la música a todo volumen en determinados locales durante las horas de sueño; pero sin duda la fuente más nociva es la producida por el **tráfico**, ya que mantiene un determinado nivel de ruido constante a lo largo del tiempo, lo cual puede acabar incluso provocando lesiones auditivas irreversibles.

Para la determinación del nivel de ruido generado por la corriente de tráfico se emplea un aparato denominado **sonómetro**, realizándose medidas en determinados puntos genéricos de la vía y en otros estratégicos, tales como cruces y otros puntos de acumulación de vehículos.

La **magnitud** más empleada para medir el ruido es el Nivel Sonoro Continuo Equivalente ( $L_{eq}$ ), y representa el nivel de ruido constante que, para un mismo intervalo de tiempo, contiene la misma energía total que el ruido fluctuante que se ha medido. La AIPCR recomienda no superar los siguientes valores de ruido:

**T.44 Niveles de ruido en zonas urbanas**

ZONA	HORA	$L_{eq}$	
		Edificios nuevos	Edificios existentes
Zonas residenciales	7 a 23 h.	65 dB(A)	75 dB(A)
	23 a 7 h.	55 dB(A)	65 dB(A)
Zonas de enseñanza y hospitales	7 a 23 h.	55 dB(A)	65 dB(A)
	23 a 7 h.	45 dB(A)	55 dB(A)
Zonas comerciales e industriales	7 a 23 h.	75 dB(A)	85 dB(A)
	23 a 7 h.	75 dB(A)	85 dB(A)

NOTA: Valores de  $L_{eq}$  medidos a 2 m. de la pared exterior de la fachada. Intensidad sonora ponderada con la escala A, que se adapta mejor al comportamiento del oído humano.

Fuente: Simposio de la AIPCR (San Sebastián)

#### Actuaciones correctoras

Existen múltiples maneras de actuar contra la contaminación acústica producida por las infraestructuras viarias en núcleos de población. Generalmente, la combinación de varios de estos procedimientos conseguirán una reducción más eficaz del nivel de

ruido generado; en estos casos conviene que el **aislamiento acústico** sea el mayor posible, al depender de él en gran medida la **calidad de vida** de la población afectada.

Dentro de los métodos de protección contra el ruido más empleados destacaremos los siguientes:

- (a) Adecuada ordenación de la circulación: Un detallado estudio de tráfico puede ayudar a efectuar un correcto planeamiento y un acertado diseño viario, de tal forma que se consiga una mayor fluidez y una regulación de la velocidad de los vehículos, lo que repercutirá en un descenso del nivel de ruido comprendido entre los 2 y 5 dB(A).
- (b) Acciones sobre la superficie de rodadura: Un pavimento bituminoso poroso o con textura abierta presenta una estructura más idónea para absorber el ruido generado por la rodadura de los vehículos. Esta reducción de ruido oscila entre los 3 dB(A) en vehículos pesados y 4 dB(A) en ligeros, considerando espesores de más de 40 mm.
- (c) Supresión de fuertes pendientes: El trazado de la vía debe ser tal que evite zonas con fuertes aceleraciones o deceleraciones bruscas. Asimismo, deben evitarse rampas pronunciadas, en la que los vehículos pesados emiten un mayor nivel de ruido. Pueden conseguirse reducciones de entre 5 y 6 dB(A).
- (d) Empleo de diques de tierra: Este tipo de estructuras se utilizan como barrera longitudinal de protección acústica, siendo su altura la principal característica de cara al aislamiento que proporcionen. Pueden aprovecharse elevaciones naturales o emplearse muros de contención para reducir su sección. La reducción de ruido de este tipo de barrera oscila, según su altura y posición, entre los 5 y los 20 dB(A).
- (e) Plantaciones vegetales: El empleo de elementos naturales como barrera atenuante conlleva una serie de ventajas adicionales, como son la integración de la vía en su entorno y una sustancial mejora del paisaje urbano. Para que sea efectivo, el espesor de arbolado debe superar los 30-50 m., según especies, consiguiendo para dicho espesor reducciones de 3 a 5 dB(A). Su empleo combinado con diques o taludes mejorará su rendimiento.
- (f) Pantallas acústicas: Son sin duda elementos cuyo único cometido es aislar acústicamente una determinada zona, procurando causar el menor impacto posible sobre el entorno. Para que sean efectivas, su altura debe superar el metro y no exceder de 4 m., por consideraciones de tipo estético.

Otro aspecto importante es su longitud: al tratarse de una fuente lineal de emisión –la carretera- deben prolongarse entre 150 y 250 m. antes y después de la zona a proteger, salvo que se empleen formas convexas envolventes.



Fig. 14.8 – Pantallas acústicas de metacrilato en Vistahermosa (Alicante)

Funcionalmente, pueden distinguirse dos tipos de pantallas: las **reflectantes** –construidas con hormigón, chapa, madera de alta densidad o inyectada-, basadas en la reflexión de las ondas sonoras y las **absorbentes**, fabricadas con arcilla porosa, ladrillo u hormigón poroso y cuya eficacia estriba en la atenuación de las ondas que penetran en su seno. Últimamente, se fabrican pantallas con materiales que permiten la **permeabilidad visual** –vidrio, policarbonato o metacrilato- y que disminuyen la intrusión visual y el “efecto trinchera” producido por este tipo de elementos.

La reducción acústica que puede conseguirse empleando este tipo de elementos oscila entre los 5 y los 30 dB(A).

- (g) Secciones transversales especiales: En vías de alta capacidad, cuyo tráfico genera un nivel de ruido excesivo, es necesario adoptar medidas más radicales para paliar la contaminación acústica, así como la polución atmosférica.

Para ello se recurre a elevar, semienterrar o *soterrar* el tramo de vía en cuestión, procediéndose a la construcción de **calzadas elevadas**, que reducen el nivel de ruido por debajo del plano de rodadura, **calzadas deprimidas** o **en trinchera**, que reducen tanto el nivel de ruido como el impacto visual de la vía, o **túneles artificiales**, que reducen los niveles de ruido y contaminación atmosférica exterior, aunque los multiplican en su interior.

Las tres soluciones presentan un coste económico muy elevado, por lo que se emplean con poca frecuencia. Producen reducciones sonoras desde los 15 dB(A) de las trincheras hasta los más de 50 dB(A) en el caso de los túneles artificiales.

## 4. NOCIONES DE SEGURIDAD VIAL

Sin duda, el principal objetivo que debe cumplir una carretera –y en general cualquier infraestructura de transporte- es garantizar que el usuario realice su desplazamiento sin sufrir percance alguno. Por desgracia, esta premisa es imposible de cumplir en su totalidad, y el binomio carretera-accidentes es cada vez más difícil de disolver, debido a las peculiares características que posee el transporte por carretera y que ya apuntábamos en un capítulo anterior:

- Es un medio de transporte popular, empleado por la práctica totalidad de la población, lo que desemboca en una **masificación** y **heterogeneidad** del colectivo que hace uso de él.
- El **grado de profesionalización** de los conductores de vehículos es bajo, comparado con otros medios de transporte. Este hecho provoca con mayor frecuencia la aparición de **actitudes irresponsables**, tales como la ingestión de alcohol, la realización de maniobras peligrosas, el exceso en los límites de velocidad o la conducción ininterrumpida durante varias horas.
- En zonas localizadas, y para unas determinadas condiciones ambientales, el trazado o el **estado del firme** puede contribuir a una disminución de las condiciones de seguridad, lo que unido a los anteriores factores aumenta el número de accidentes en dicho tramo. Son los conocidos **puntos negros**.

Para la **evaluación** del grado de peligrosidad o accidentalidad de un tramo se recurre a barajar relaciones como el nº de accidentes por vehículo y km., el nº de muertos por km. o el **índice de gravedad**, definido como el nº de muertos por cada 100 accidentes con víctimas. Estos datos estadísticos se obtienen del análisis de los **partes de accidente** debidamente cumplimentados por la autoridad competente; en España, esta labor corresponde a la Guardia Civil de Tráfico.

### 4.1. Factores que influyen en los accidentes

El transporte por carretera puede asemejarse a un engranaje compuesto por tres piezas –**conductor**, **vehículo** y **carretera**- en el que el fallo una de ellas provoca un desbarajuste del sistema, ocasionando graves consecuencias que derivan en un **accidente**. Pero el problema no es tan simple, ya que los vehículos que circulan sobre la vía interaccionan entre sí, multiplicando las posibilidades de accidente.

Estudiemos pormenorizadamente cada uno de estos tres factores: hombre, máquina y vía.

### Factor humano

La propia naturaleza del hombre nos da idea de su imperfección y de la propensión que tiene a cometer errores. Las estadísticas de accidentes corroboran este dato, mostrando que en la gran mayoría de los accidentes se desencadenan por un fallo humano.

Como ya estudiamos en el Capítulo 3, el comportamiento del conductor al volante depende de un gran número de factores permanentes y transitorios, de entre los cuales destaca el **alcohol** por su capital importancia en los accidentes: en más de la mitad de los accidentes mortales se ve involucrado el volátil elemento.

Está científicamente comprobado que el alcohol no es un producto estimulante sino todo lo contrario, actuando sobre el sistema nervioso humano como un **sedante**, reduciendo la capacidad de reacción y aumentando la desorientación. Además, provoca una fatal sensación de **euforia** que hace que el conductor no tome plena conciencia de su merma de facultades, creyéndose aún más capaz de conducir correctamente.

La actual legislación ha tomado plena conciencia del problema, limitando el contenido de alcohol en sangre a 0.5 mg/l, lo que equivale aproximadamente a la ingestión de dos cervezas o dos vasos y medio de vino.

<b>IDENTIFICACION</b> Número y provincia 1. Año ..... 2. N.º accidente ..... Provincia (no rellenar) ..... 3. Hoja .....		N.º ..... (A rellenar por la Jefatura Provincial de Tráfico) DIRECCION GENERAL DE TRAFICO		NOTA.—POR ORDEN DE LA PRESIDENCIA DE 13 DE MARZO DE 1981, TODAS LAS PERSONAS QUE HAYAN INTERVENIDO EN UN ACCIDENTE VIENEN OBLIGADAS A FACILITAR LOS DATOS QUE EN ESTE CUESTIONARIO SE INTERESAN. LOS DATOS FACILITADOS PARA LA FORMACION DE ESTADISTICA SERAN OBJETO DE ABSOLUTO SECRETO. LOS DATOS ESTADISTICOS NO PODRAN PUBLICARSE MAS QUE EN FORMA NUMERICA, SIN REFERENCIA ALGUNA DE CARACTER INDIVIDUAL. (ARTICULO 139 DEL REGLAMENTO DE LA LEY ESTADISTICA "B. O." DE 25 DE MARZO AL 2 DE ABRIL DE 1948).	
<b>ESTADISTICA DE ACCIDENTES DE CIRCULACION</b>					
4. Min. ..... 5. Dia. .... 6. Hora. .... 7. Dia de la semana .....		8. Solo daños ..... 9. Total victimas ..... 10. Muertos ..... 11. Heridos graves ..... 12. Heridos leves ..... 13. Veh. implicados .....		21. Travesía ..... Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>	
14. Red ..... Carretera .....		15. Km. .... 16. Km. Urbana ..... 17. Población .....		Nombre de la calle y número ..... Entre calle y calle ..... N.º de habitantes (en miles) ..... de 50 ..... de 5 a 50 ..... de 5 ..... 18 <input type="checkbox"/> 19 <input type="checkbox"/> 20 <input type="checkbox"/>	
<b>CARACTERISTICAS DE LA VIA</b>					
<b>22. Calzada</b> 1 <input type="checkbox"/> UNICA, DOBLE SENTIDO 2 <input type="checkbox"/> UNICA, SENTIDO UNICO 3 <input type="checkbox"/> DOBLE DERECHA 4 <input type="checkbox"/> DOBLE IZQUIERDA 5 <input type="checkbox"/> RAMAL ENLACE O INTERSECCION 6 <input type="checkbox"/> VIA DE SERVICIO DERECHA 7 <input type="checkbox"/> VIA DE SERVICIO IZQUIERDA 8 <input type="checkbox"/> OTRO TIPO 9. N.º DE CARRILES .....		<b>23. Anchura de la calzada</b> 1 <input type="checkbox"/> MENOS DE 3 m 2 <input type="checkbox"/> DE 3 A 5.99 m 3 <input type="checkbox"/> DE 6 A 6.99 m 4 <input type="checkbox"/> MAS DE 7 m SIN DELIMITAR CARRILES 5 <input type="checkbox"/> CARRILES DE MAS DE 3.75 m 6 <input type="checkbox"/> CARRILER DE 3.25 A 3.75 m 7 <input type="checkbox"/> CARRILES MENORES DE 3.25 m		<b>24. Marcas viales</b> 1 <input type="checkbox"/> INEXISTENTES 2 <input type="checkbox"/> SOLO SEPARACION CARRILES 3 <input type="checkbox"/> SEPARACION CARRILES Y BORDES <b>25. Arcén</b> 1 <input type="checkbox"/> INEXISTENTE O IMPRACTICABLE 2 <input type="checkbox"/> MENOR DE 1.50 m 3 <input type="checkbox"/> DE 1.50 A 2.49 m 4 <input type="checkbox"/> DE 2.50 m EN ADELANTE	
<b>INTERSECCION</b> Con carretera ..... Con calle ..... <b>27. Tipo</b> 1 <input type="checkbox"/> EN T o Y 2 <input type="checkbox"/> EN X o + 3 <input type="checkbox"/> ENLACE DE ENTRADA 4 <input type="checkbox"/> ENLACE DE SALIDA 5 <input type="checkbox"/> GIRATORIA 6 <input type="checkbox"/> OTROS		<b>28. Acondicionamiento</b> 1 <input type="checkbox"/> NADA ESPECIAL 2 <input type="checkbox"/> SOLO ISLETAS O CEBRA EN VIA SECUNDARIA 3 <input type="checkbox"/> CEBRA O ISLETA EN CENTRO VIA PRINCIPAL 4 <input type="checkbox"/> CARRIL CENTRAL DE ESPERA 5 <input type="checkbox"/> RAQUETA DE GIRO IZQUIERDO 6 <input type="checkbox"/> MEDIANA ENTRE CALZADAS 7 <input type="checkbox"/> OTRO TIPO		<b>29. Prioridad regulada por:</b> 1 <input type="checkbox"/> AGENTE 2 <input type="checkbox"/> SEMAFORO 3 <input type="checkbox"/> SEÑAL STOP 4 <input type="checkbox"/> SEÑAL CEDA EL PASO 5 <input type="checkbox"/> SOLO MARCAS VIALES 6 <input type="checkbox"/> PASO CEBRA 7 <input type="checkbox"/> OTRA SEÑAL 8 <input type="checkbox"/> NINGUNA (solo Código Circulación)	
		<b>30. Superficie</b> 1 <input type="checkbox"/> SECA Y LIMPIA 2 <input type="checkbox"/> UMBRIA 3 <input type="checkbox"/> MOJADA 4 <input type="checkbox"/> HELADA 5 <input type="checkbox"/> NEVADA 6 <input type="checkbox"/> BARRILLO 7 <input type="checkbox"/> GRAVILLA SUELTA 8 <input type="checkbox"/> ACEITE 9 <input type="checkbox"/> MACADAN			

Fig. 14.9 – Parte oficial de accidentes

No obstante, la mejor arma de la que se dispone actualmente es la **prevención**, que debe llevarse a cabo mediante campañas informativas e incluso endureciendo de las sanciones. Pero sobre todo, se debe actuar sobre el rango de población más joven: la concienciación del futuro usuario a través de la **educación vial** es sin duda el vehículo más efectivo a largo plazo y el que mejores resultados arrojará en la eterna cruzada contra los accidentes de tráfico.

## Factor máquina

Por lo general, el vehículo no suele ser causa fundamental de generación de accidentes, siempre y cuando tenga un **adecuado mantenimiento** y puesta a punto, especialmente antes de emprender largos viajes. Entre los accidentes achacables al vehículo destacan los pinchazos, reventones, rotura de la dirección, neumáticos en mal estado o los frenos desgastados.

En las últimas décadas, el aumento de la velocidad que pueden desarrollar este tipo de máquinas ha llevado aparejada la aparición de nuevas **medidas de seguridad**, tanto activa como pasiva. Así, han ido apareciendo nuevos dispositivos, como los conocidos *airbag*, el sistema de antibloqueo de frenos (ABS) o el empleo de la carrocería del vehículo para absorber de forma óptima el impacto, sin olvidar el simple pero efectivo cinturón de seguridad.

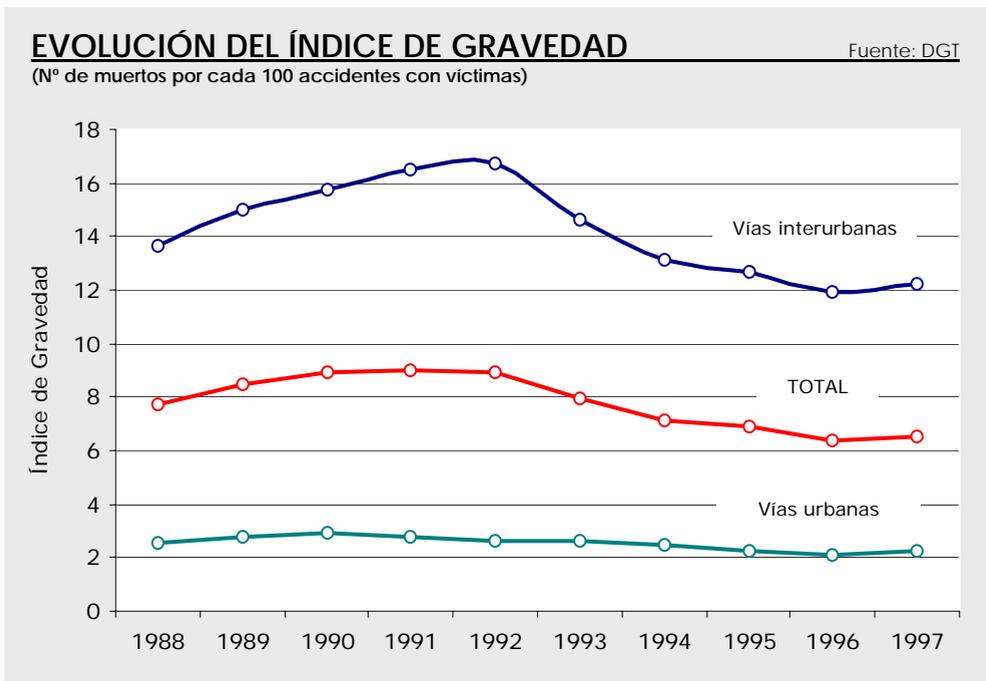


Fig. 14.10 – Evolución del índice de gravedad en España (DGT)

## Factor vía

Sin duda, éste es el factor que mas concierne al ingeniero de carreteras, tanto a la hora de proyectar vías de nuevo trazado como cuando se trate de remodelar determinados tramos propensos a producir accidentes.

Como hemos venido reiterando en anteriores capítulos, la **seguridad** es una condición de diseño prioritaria, por lo que la influencia de la carretera en los accidentes debería ser, si no nula, mínima. Aun así, las características más reseñables desde el punto de vista de la generación de accidentes son las siguientes:

- (a) Curvas cerradas: Dada su mayor exigencia dinámica, las alineaciones formadas por curvas –especialmente si son cerradas, con radios inferiores a 400 m.- presentan un mayor índice de accidentalidad que las alineaciones rectas; dicha probabilidad aumenta si coinciden en alzado con rampas de gran inclinación.
- (b) Rampas: La reducción de velocidad en un vehículo pesado provocada por una rampa puede no ser percibida por el vehículo ligero que circula tras él, provocándose una colisión trasera. Este tipo de accidentes es propio de autopistas y autovías.
- (c) Armonía en el trazado: Un trazado excesivamente heterogéneo –con tramos curvos aislados intercalados entre largas alineaciones rectas, por ejemplo- puede ser foco de generación de accidentes, al *coger por sorpresa* al conductor, que debe adaptar el vehículo a unas condiciones más restrictivas en un corto periodo de tiempo.
- (d) Sección transversal: La separación efectiva de los sentidos de circulación –bien mediante barreras, bien separando las calzadas- condiciona tanto el número como el tipo de accidentes producidos en la vía; así, los choques frontales serán casi imposibles en carreteras con medianas de más de 10 m., mientras que serán la principal causa de accidente en carreteras de dos carriles.

La **anchura** de carriles y arcenes también influye de forma significativa en la generación de accidentes. Los carriles de menos de 3 m. de anchura registran mayor accidentalidad, mientras que los arcenes de más de 2,50 m. pueden ser empleados indebidamente como carriles de circulación, aumentando el riesgo de accidente.

- (e) Velocidad: Al hablar de velocidad, inmediatamente tiende a pensarse que el exceso de velocidad es lo que produce accidentes. Esto no es del todo cierto, ya que se ha comprobado que el circular a mayor velocidad influye en la gravedad del accidente, pero no en la frecuencia de los mismos.

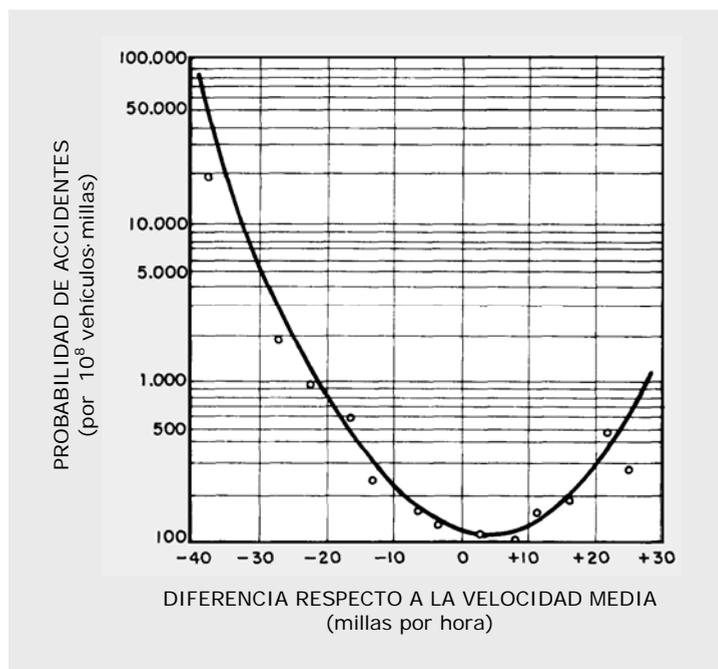


Fig. 14.11 – Influencia de la dispersión de velocidad en la accidentalidad de un tramo

Lo que realmente aumenta la probabilidad de accidente es la **diferencia de velocidades** entre la velocidad del vehículo y la velocidad media del tramo. Esta dispersión de velocidades trata de controlarse limitando la velocidad, no importando tanto el módulo de la misma como la horquilla de velocidades que presenten los vehículos circulantes.

Este control de la velocidad es más efectivo si se hace diseñando las alineaciones de forma que limiten la velocidad del vehículo –actuación sobre el trazado- en vez de establecer límites legales de velocidad.

- (f) Intensidad: Generalmente, la accidentalidad disminuye con el aumento de la intensidad de tráfico. Además, el tipo de accidente predominante no es el mismo en carreteras de baja IMD –donde afectarán a vehículos aislados- que en aquellas próximas a su capacidad, donde se darán choques en cadena.
- (g) Nudos y puntos de acceso: Los puntos de convergencia de dos o más corrientes independientes de tráfico suelen ser especialmente críticos en lo que a accidentes se refiere. En este sentido, cabe prestar especial atención a los cruces e intersecciones a nivel, así como a los ramales de incorporación y salida de vías de alta velocidad. No obstante, los accidentes producidos en este tipo de zonas suponen únicamente el 6% del total.

- (h) Estado del firme: Ni qué decir tiene que un firme en mal estado influye negativamente en la seguridad de un tramo, adquiriendo especial gravedad en alineaciones curvas o en condiciones meteorológicas desfavorables. No obstante, los conductores suelen apercibirse de este hecho, adaptando la velocidad del vehículo a las condiciones del firme.

**S.27 Medidas para la prevención de accidentes**

