

62572
C 749mm
C1



ORGANIZACION DE LOS ESTADOS
AMERICANOS
CONGRESOS PANAMERICANOS DE
CARRETERAS

**MANUAL DE CAMINOS
VECINALES**

TOMO II

DISEÑO

**XIII CONGRESO PANAMERICANO
DE CARRETERAS, CARACAS, 1979**

**COMISION TECNICA I
PLANIFICACION VIAL**

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES

SAN JOSE, COSTA RICA, 1979

PRESENTACION

Durante el XII Congreso Panamericano de Carreteras, celebrado en Costa Rica en julio de 1975, se encomendó al país anfitrión, mediante la Resolución XXXV, la preparación de un documento sobre Planificación y Evaluación de Caminos Vecinales.

Igualmente se solicitó a los países miembros enviar información sobre el tema que sirviera de base para la preparación de dicho documento.

En el XVII Período de Sesiones del Comité Directivo Permanente de los Congresos Panamericanos de Carreteras (Caracas, Venezuela, marzo de 1977), mediante la Resolución VII, se aprobó los documentos presentados por la Delegación de Costa Rica, sobre Caminos Vecinales, Tomo I: Planificación y Evaluación y Tomo II: Principios de Diseño, como base para la elaboración de la versión definitiva de estos documentos.

Durante el XVIII Período de Sesiones del Comité Directivo Permanente de los Congresos Panamericanos de Carreteras (Washington, setiembre de 1978), se acordó constituir un Grupo de Trabajo, integrado por Brasil, México, Perú y Costa Rica como país coordinador, para elaborar el mencionado Manual de Caminos Vecinales (Resolución IX).

De conformidad con lo anterior, se somete a la consideración del Decimotercer Congreso Panamericano de Carreteras el presente Manual, en la esperanza de que sea aprobado y que pueda ser de utilidad para todos los países miembros.

Para facilitar su uso, el Manual ha sido dividido en los siguientes tomos: I) Planificación y Evaluación, II) Diseño y III) Mantenimiento.

Costa Rica, como país coordinador, desea dejar constancia de su agradecimiento a la Secretaría Permanente de los Congresos Panamericanos de Carreteras, al Comité Directivo Permanente, a los países miembros del Grupo de Trabajo, y a todos los que colaboraron en la realización de este Manual.

INTRODUCCION

Los principios de Diseño de Caminos Vecinales que se presentan en este Tomo Nº 2, se espera constituyan una guía y una motivación a los países miembros, que facilite las labores de Diseño de Caminos Vecinales.

Se incluyen criterios, normas, tablas y gráficos que pueden ser adoptados o adaptados por nuestros países, según sus características y necesidades.

"Las Normas de Diseño deben ser consideradas como una meta a lograr y no como una regla que no puede ser violada nunca"

INDICE

<i>CAPITULO I</i>	<i>PAGINA</i>
<i>Normas para el diseño</i>	1
<i>Velocidad de diseño</i>	3
<i>Radio de curvatura</i>	3
<i>Pendientes admisibles</i>	4
<i>Influencia de la altitud</i>	7
<i>Cargas de proyecto</i>	7
<i>Derecho de vía</i>	10
<i>CAPITULO II</i>	
<i>Diseño de la Sección Transversal</i>	12
<i>Ancho de superficie</i>	12
<i>Bombeo de la superficie</i>	13
<i>Ancho y pendientes de los espaldones</i>	13
<i>Profundidad mínima y ancho adecuado de las cunetas</i>	13
<i>Pendientes de los cortes y rellenos</i>	14
<i>Elementos especiales</i>	14
<i>CAPITULO III</i>	
<i>Diseño alineamiento horizontal</i>	26
<i>Trazado preliminar y definitivo</i>	26
<i>Visibilidad</i>	28
<i>Determinación de la mínima distancia de visibilidad de parada</i>	29
<i>Determinación de mínima distancia de visibilidad de pasada</i>	33
<i>Tiempo de percepción</i>	34
<i>Velocidad</i>	34
<i>Espaciamiento de vehículos en movimiento</i>	35
<i>Aceleración de vehículos</i>	35
<i>Velocidad del tráfico opuesto</i>	36
<i>Distancia de visibilidad de pasada</i>	36

Otras condiciones que influyen en el diseño de las curvas horizontales	36
Superelevación	38
Sobreancho	40
Transición	42

CAPITULO IV

Diseño alineamiento vertical	52
Trazado de curvas verticales	53
Curvas convexas	55
Curvas cóncavas	63
Cálculo de curvas verticales	70
Curvas verticales simétricas	70
Curvas verticales asimétricas	70
Empleo simultáneo de las curvas verticales y horizontales	79
Secciones transversales	79
Area de las secciones	79
Volúmenes	80
El diagrama de masas	82
Acarreo libre	85
Sobreacarreo	85
Propiedades del diagrama de masas	85

CAPITULO V

Diseño de drenajes	89
Establecimiento de puntos obligados por el drenaje	90
Tipos de drenaje	90
Drenaje superficial	91
Obras para la protección del camino	91
Contracunetas	91
Canales	91
Otras Obras Auxiliares	91

	PAGINA
<i>Cruces</i>	91
<i>Pendiente</i>	92
<i>Longitud de la alcantarilla</i>	92
<i>Angulo de oblicuidad o Skew</i>	94
<i>Alcantarilla de alivio</i>	94
<i>Vados pavimentados</i>	94
<i>Diseño del tamaño y forma de las alcantarillas</i>	94
<i>Consideraciones de hidráulica</i>	95
<i>Estudio del drenaje</i>	95
<i>Métodos para determinar el tamaño de una alcantarilla</i>	96
<i>Determinación del tamaño por inspección de las estructuras existentes</i>	96
<i>Fórmula de Talbot</i>	96
<i>Fórmula de Jarvis - Myers</i>	105
<i>El Método Racional</i>	105
<i>Factores que afectan la escorrentía</i>	106
<i>Area tributaria</i>	108
<i>Análisis de una tormenta</i>	109
<i>Periodo de retorno</i>	110
<i>Tiempo de concentración</i>	117
<i>Fórmula de Manning</i>	118
<i>Coefficiente de escorrentía</i>	121

CAPITULO I

NORMAS PARA EL DISEÑO

Todo el diseño de carreteras está basado en una serie de normas o modelos que son adaptados antes de que el diseño se comience, o que son establecidas informalmente durante el desarrollo de los planes. Estas normas se desarrollan mediante la aplicación de los principios básicos de la ingeniería de carreteras, tomando en consideración el servicio a prestar al tránsito y el costo de construcción (o fondos disponibles). Normas pre-establecidas pueden ser usadas como guía en todas las fases del diseño de carreteras, desde la localización preliminar hasta los planos y detalles finales de construcción.

Un buen diseño implica que cada elemento esté diseñado en la propia proporción con respecto a los otros elementos. Por ejemplo, una alta velocidad de diseño dictará curvas largas, pendientes suaves y pavimentos anchos. El sobre diseño de ciertos elementos, en relación a los otros, llevará a una construcción antieconómica. Las normas de diseño, ayudan a establecer ese importante balance. Una carretera segura y eficiente debe proveer un nivel consistente de servicio al tránsito a lo largo de todo el sector. Un ejemplo obvio de ese factor puede verse en el alineamiento horizontal; es reconocido que una curva aguda, localizada en un terreno plano al final de una tangente larga, es muchas veces, más peligrosa que el mismo tipo de curva localizada en un terreno montañoso o en un sector con muchas curvas. Del mismo modo, variaciones en el ancho de los pavimentos o aún en el ancho de los espaldones, pueden producir situaciones peligrosas. Es por eso recomendable el establecimiento de normas y su aplicación no obstante que las condiciones topográficas y situaciones especiales obligan a veces a cambios de criterio o variaciones en las normas. Estas variaciones deben evitarse en lo posible o al menos reducirse al mínimo en cuyo caso se localizarán en secciones lógicas donde no ofrezca peligro. Diferentes juegos de normas de diseño son usadas normalmente en terrenos planos, ondulados y montañosos; también será posible considerar terrenos escarpados en cortas secciones en que el terreno sea extremadamente difícil.

Tomando en cuenta que muchas carreteras y caminos actuales fueron construidos con normas poco adecuadas o en ausencia de ellas, esta tesis pretende dar una ayuda en ese aspecto, aclarando que la gran variación a que están sometidos los vehículos y también las técnicas constructivas, hará necesario revisiones y modificaciones a fin de adaptarlas a las necesidades de cada época.

El diseño siempre incluye la consideración de un balance entre las necesidades reconocidas del tránsito presente y futuro, y el costo de construcción de la obra, problema éste que debe tomarse en cuenta al establecer normas y al usarlas posteriormente.

Las normas de diseño son usualmente aplicadas al diseño geométrico y al diseño estructural de los pavimentos. Diseño geométrico incluye, todas las dimensiones visibles de la vía: elementos de la sección transversal y del alineamiento horizontal y vertical. Diseño estructural incluye la determinación de las dimensiones que juntas establecen la capacidad de carga de la carretera y sus estructuras.

Ciertas porciones de la estructura de una carretera constituyen una inversión más permanente que otras. En orden decreciente a su permanencia, pueden ser nombradas así: derecho de

vía, movimientos de tierra (cortes, rellenos, etc.), estructuras de drenaje mayor, alcantarillas, subbase, base, pavimento. Es aparente que el diseño geométrico controla las partes más permanentes de la inversión. El alineamiento horizontal, junto con la influencia del vertical, establecen la localización del derecho de vía y del movimiento de tierra. El alineamiento vertical, en sí, indica la altura de los cortes y rellenos y la sección transversal típica define la forma o modelos de diseño, cuidadosamente concebidos y seleccionados, es tan importante.

Puesto que hay una gran variación en las necesidades del tránsito y en las condiciones topográficas, las normas deben contener previsiones especiales que reconozcan esa variación.

Al considerar la naturaleza del terreno en el cual se localizará una carretera, cierta diferencia en el balance de los varios elementos debe ser indicada; esto es una área montañosa, la velocidad de diseño es reducida, para permitir la selección de un radio mínimo de curva más práctico; la pendiente máxima se incrementa, y los espaldones pueden ser hechos más angostos, procurando no reducir el ancho del pavimento. Todos estos factores deben ser considerados en relación directa con el costo de construcción.

Las normas de diseño deben ser tomadas como una meta a lograr y no como una regla específica que no puede ser violada nunca. Por ejemplo, si una pendiente máxima de 8 / es establecida como norma a aplicar en determinada carretera, esa selección tenderá a controlar otro gran número de pendientes en la misma carretera. Sin embargo, el diseñador encontrará completamente impráctico considerar tal pendiente en ciertas partes, y una pendiente más fuerte deberá ser adoptada. Por lo tanto la primera tarea del diseñador será seleccionar la norma apropiada que tome en cuenta tanto el servicio deseable al tránsito como la topografía del terreno y el costo de la construcción. Queda entendido que podrán introducirse excepciones a esas normas, únicamente cuando sean plenamente justificadas.

La selección de normas adecuadas para el diseño estructural de la subbase, base y pavimento, es usualmente determinada por un número de consideraciones incluyendo el tipo y volumen del tránsito, las condiciones dominantes del tiempo y del terreno, planes para el mantenimiento futuro y la cantidad de fondos para construcción y mantenimiento. Puesto que los pavimentos o las superficies pueden ser reconstruidas o aumentados en cualquier tiempo futuro, sin pérdida de la inversión original, los requerimientos del tránsito inmediato son asignados con más importancia en la selección del tipo de superficie y su espesor, tomando en cambio las predicciones de derecho de vía, y alineamiento horizontal para el requerimiento del tránsito futuro.

Si no hay suficientes fondos para desarrollar un proyecto conforme a normas adecuadas en todos los elementos, es frecuentemente aconsejable planear el invertir proporcionalmente cantidades mayores en movimiento de tierra y estructuras de drenaje, y diseñar los pavimentos conforme a normas relativamente bajas. Hay muy poca diferencia, en el servicio que puede prestar al tránsito un pavimento de alta calidad a uno de bajo costo bien mantenido. En los puentes puede convenir en construirlos con carácter definitivo.

Un trazado razonable, un buen drenaje y una superficie de rodamiento estable, que permitan un tránsito seguro durante las estaciones del año, son las primeras condiciones a obtener en un camino. Amplitud, buenos espaldones, pavimento, señales, obras de embellecimiento, etc., se irán agregando paulatinamente a medida que se desarrolla la región, aumente el tránsito y se aporten mejores recursos para las obras.

Las normas de diseño son, entonces una meta importante, a la cual se ha de llegar tarde o

temprano dependiendo de los recursos existentes.

Dichas normas de diseño serán las que a continuación se irán desarrollando y recomendando.

VELOCIDAD DE DISEÑO:

La velocidad de diseño para un camino puede ser considerada como la velocidad máxima segura uniforme, que deberá ser adoptada por el grupo de conductores más rápidos, pero no necesariamente por el porcentaje menor de temerarios.

La selección de la velocidad de diseño apropiada es extremadamente importante, ya que de esta selección se derivan las especificaciones geométricas del camino.

Más, sean cuales fueren los medios empleados para asignar un valor a esta velocidad, el criterio muy generalizado de las autoridades en construcción de caminos es el de fijar este elemento tomando en cuenta las consideraciones de índole económico. De aquí que al estudiar una vía cualquiera, le designaremos distintas velocidades, dependiendo de la topografía del terreno. Usando la clasificación de terrenos tradicionalmente usada en este campo, consideraremos las siguientes velocidades de diseño:

	MINIMA	DESEABLE
Terreno plano	64 Kph	80 Kph
Terreno ondulado	48 Kph	64 Kph
Terreno montañoso	32 Kph	48 Kph
Terreno escarpado	20 Kph	32 Kph

Según anterior consideración, para caminos vecinales, la velocidad máxima de diseño es de 80 km/hora, la cual será aplicable únicamente para grandes regiones agrícolas de naturaleza llana, o casos excepcionales que así lo ameriten.

Fuera de dichos casos excepcionales las velocidades estarán comprendidas entre 32 y 64 kilómetros por hora, llegándose hasta el límite inferior de 20, para pequeñas secciones de terrenos escarpados, en que el terreno sea extremadamente difícil.

RADIO DE CURVATURA:

El radio mínimo de una curva, aplicable a un camino, entendido en una forma absoluta, depende de la superelevación máxima, que a su vez está ligada a la adherencia de los vehículos la cual a su vez varía con la velocidad.

Como la mayor o menor curvatura está ligada a la velocidad, debe tenerse presente que las curvas adecuadas a determinadas velocidades, son seguras únicamente si tienen la debida superelevación y sus correspondientes transiciones. El radio mínimo lo calcularemos mediante la fórmula $R = 0.03025 V^2$ cuyo desarrollo se hará cuando se trate lo relacionado a las superelevaciones.

Basados en la fórmula anterior y las velocidades propuestas para las diferentes clases de terrenos tendremos como radios mínimos los siguientes valores redondeados:

	MINIMO	DESEABLE
Terreno plano	130 m	200 m
Terreno ondulado	70 m	130 m
Terreno montañoso	35 m	70 m
Terreno escarpado	20 m	35 m

PENDIENTES ADMISIBLES:

El perfil longitudinal de la rasante de una vía cualquiera se compone de elementos rectos enlazados por arcos de curvas verticales. En caso particular de los caminos, la pendiente de dicha línea constituye uno de los más importantes elementos del proyecto, tanto por su influencia en el funcionamiento económico y seguro de los vehículos como por la longitud de vía y el volumen del movimiento de tierras resultantes.

Las pendientes máximas se suelen establecer generalmente de acuerdo con la potencia de los vehículos que habrán de circular por la vía, en tanto que las pendientes menores se fijan tratando de reducir y compensar en lo posible los movimientos de tierra.

El Ingeniero Whewes, funcionario del "U.S. Public Roads Administration", considera posible que en el futuro se pueda construir camiones livianos para circular a velocidad de 60 kilómetros por hora pendientes de 5 % (en la actualidad los camiones de 1 1/2 toneladas no pueden desarrollar sino 50 km/hora en esta pendiente); posiblemente a 50 km/hora en pendientes de 6 % y aún a 540 km/hora en pequeños tramos hasta el 8 % .

La "Society of Automotive Engineers" recomienda la siguiente fórmula para calcular la velocidad que puede desarrollar un camión.

$$V = \frac{0.15 \cdot C \cdot N}{P (p-1.5)} \quad (1)$$

En la cual:

V = velocidad de traslación del camión en km/hora

C = cilindrada, en centímetros cúbicos

N = velocidad de rotación del motor, en revoluciones por minuto.

P = peso bruto del camión en Kgs.

p = pendiente en %.

En la determinación de las pendientes máximas, además de la potencia de los vehículos, influyen el tipo de pavimento usado, el consumo de combustible, el tiempo de transporte, el desgaste de los frenos, engranajes, etc.

POTENCIA:

En la fórmula anterior, el producto $C \times N$ de la cilindrada por la velocidad de rotación, o sea, la cilindrada-minuto, es la cantidad de mezcla que puede admitir un motor durante un minuto cuando el cigüeñal gira a la velocidad en que desarrolla su mayor potencia. La potencia de un motor es directamente proporcional a este producto. Y se comprueba que introduciendo en la fórmula (1) valores de la pendiente superior al 8% , no es posible desarrollar velocidades de traslación mayores que las mínimas comercialmente aceptables en camiones, ya que para ello sería necesario proveerlos de motores de una cilindrada-minuto y por tanto, de una potencia, antieconómica, mucho mayores que los de hasta la fecha se han fabricado.

PAVIMENTO:

Otro factor que influye en la determinación de las pendientes es la clase de pavimento de la vía. En efecto, algunos acabados resultan peligrosos cuando la pendiente excede de cierto límite, especialmente si la calzada está húmeda o mojada.

COMBUSTIBLES:

El consumo de combustible influye también en la determinación de la pendiente. El Profesor Moyer, notable investigador del Iowa State College, después de realizar numerosos ensayos y experimentos encaminados a determinar la influencia de las pendientes sobre el consumo de combustible en automóviles y camiones, ha llegado entre otras, a las siguientes conclusiones:

1. La economía de combustible obtenida reduciendo las pendientes de la rasante, es mayor en camiones que en automóviles, a igualdad de tonelaje transportado.
2. En automóviles circulando en "tercera" y a velocidad constante, la economía de combustible obtenida si se rebaja una pendiente de 9% a 6% , conservando el desnivel entre los extremos, pero aumentando la distancia, es 10 veces mayor que si en las mismas condiciones se reduce a 3% una pendiente que antes era de 6% . Esta economía es sólo 4 veces mayor cuando se hace la reducción de pendiente manteniendo invariable la distancia, pero rebajando el desnivel.

3. Las pendientes suaves de 3 % o menos sólo producen ligeros aumentos en el costo del combustible.
4. El consumo de combustible y la velocidad de un camión en una pendiente determinada, varían considerablemente de acuerdo con su tipo y capacidad.

TIEMPO:

En los mismos ensayos de Moyer, ya mencionados, se comprobó que para pendientes hasta el 9 %, la economía de tiempo obtenida por una reducción de la pendiente es despreciable para automóviles; no sucede lo mismo con los camiones, en el tiempo economizado es un factor de consideración cuando las pendientes son superiores al 3 %.

Se ha comprobado igualmente que cuando la pendiente es mayor de 3 ó 4 % en una extensión apreciable, muchos camiones y autobuses pesados se ven precisados a utilizar la "segunda velocidad", circulando más lentamente, con lo cual los automóviles tienen también que reducir su velocidad de marcha hasta que tengan una visibilidad apropiada para el paso. Estas circunstancias han inducido a la "American Association of State Highway Officials" a recomendar como pendientes máximas 6 % y 8 %.

Finalmente, las pendientes fuertes producen también un mayor desgaste de los frenos, engranajes, etc.

Ahora, tomando en cuenta anteriores recomendaciones, coordinando los diversos factores que influyen en la determinación de las pendientes, pero sin olvidar que se trata de Caminos Vecinales (menos de 100 vehículos diarios) en los cuales, el costo de rebajar demasiado una pendiente, pueda resultar prohibitivo, recomendaremos, para los diferentes tipos de terreno ya clasificados, las pendientes máximas, límite y deseables en cada caso.

	DESEABLE	MAXIMO
Terrenos planos	3 %	6 %
Terrenos ondulados	6 %	8 %
Terrenos montañosos	8 %	12 %
Terrenos escarpados	12 %	15 %

Se recomienda no emplear estos máximos en trayectos continuos cuya longitud exceda de 500 metros.

Las pendientes mínimas están controladas por las condiciones de drenaje. Pendientes suaves pueden ser usadas en secciones de relleno cuando el bombeo del pavimento y la inclinación de los espaldones producen adecuado drenaje superficial. Es preferible, sin embargo tener una pendiente mínima de 0.3 % para obtener un buen drenaje.

Debido a la pendiente longitudinal mínima de que es indispensable dotar a las cunetas, con la adopción de una pendiente mínima igual a la rasante, se logra también mantener

invariable el perfil transversal de la carretera y se disminuye el movimiento de tierras que resultaría por la necesidad de profundizar las cunetas en tramos horizontales.

INFLUENCIA DE LA ALTITUD:

La necesidad de ampliar pendientes moderadas se acrecienta cuando la altura de la carretera sobre el nivel del mar sobrepasa los 1500 metros, debido a la disminución apreciable en la potencia de los motores por encima de la referida altura. Esta pérdida de potencia es ocasionada simultáneamente por la disminución apreciable en la potencia de los motores por encima de la referida altura. Esta pérdida de potencia es ocasionada simultáneamente por la disminución de la presión atmosférica y por el enrarecimiento del aire.

CARGAS DE PROYECTO:

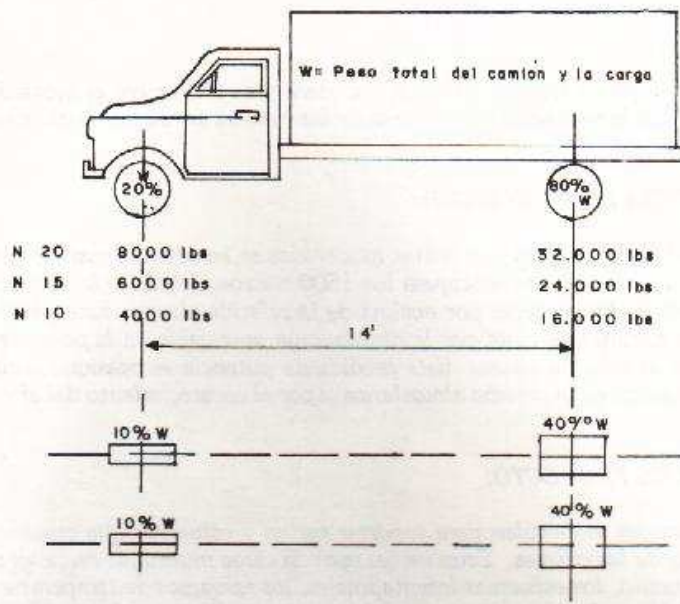
Las estructuras se calculan para soportar cargas y esfuerzos que resulten de las condiciones de trabajo de las mismas. Estas cargas son: la carga muerta, la carga viva, el impacto, la presión del viento, los esfuerzos longitudinales, los esfuerzos de temperatura, etc. Para el objeto de este Manual, únicamente se considerará en el presente párrafo la carga viva.

La carga viva según las especificaciones de la American Association of States Highway Officials, aceptadas en Costa Rica, consiste en el peso de la carga móvil proveniente de vehículos y peatones. Haciendo caso omiso de los peatones para calcular puentes y alcantarillas, se considera como carga viva la producida por ciertos camiones o por fajas cargadas en forma equivalente a un convoy de camiones. Cuando el claro no pasa de ciertos límites fijados en las especificaciones AASHO, la estructura se calcula con un camión o un camión tractor, del peso escogido por el proyectista; cuando los claros son mayores de los límites mencionados, el vehículo se sustituye por una carga uniformemente distribuida y una concentrada que producen el efecto de un convoy de camiones, el más pesado de los cuales es el escogido por el proyectista y que iría precediendo y seguido por camiones de peso igual al 75 % del que se escogió.

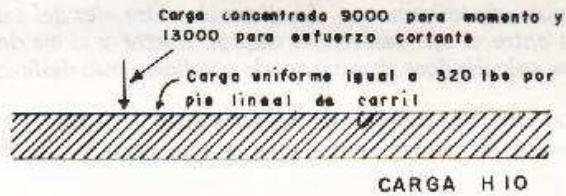
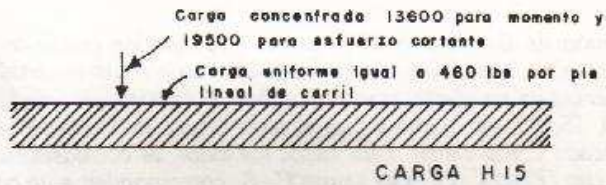
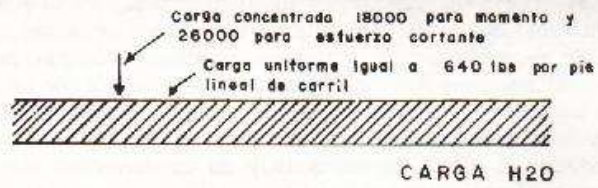
De acuerdo con las especificaciones antes mencionadas, las cargas se conocen con las designaciones de H y H-S.

Un camión de dos ejes es una carga H que también puede considerarse en su equivalente, consistente en una determinada carga uniformemente repartida y una concentrada, ambas equivalentes en su efecto al sólo camión. A continuación de la letra H se coloca un número (10, 15, 20, etc.), que indica el peso bruto, en toneladas del sistema inglés del camión especificado como carga. Para todos los casos, se considera una distancia de 14 pies entre ambos ejes (Figura 1). Las cargas H-S corresponden a un camión-tractor de dos ejes (Figura 2) con un semi-remolque de un sólo eje; los números que se colocan a continuación de la H y de la S representan el peso bruto, en toneladas del sistema inglés, del tractor y del semi-remolque respectivamente. La distancia entre ejes del camión-tractor es de 14 pies y la distancia entre el eje trasero del camión tractor y el eje del semi-remolque, varía entre 14 y 30 pies, calculándose siempre con la condición más desfavorable.

El 80 % del peso bruto del camión-tractor (para los casos H y H-S), cae en sus respectivos ejes traseros. Al eje del semi-remolque (para los casos H-S), se le supone siempre una carga

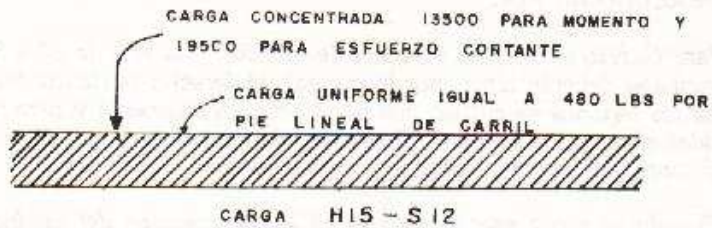
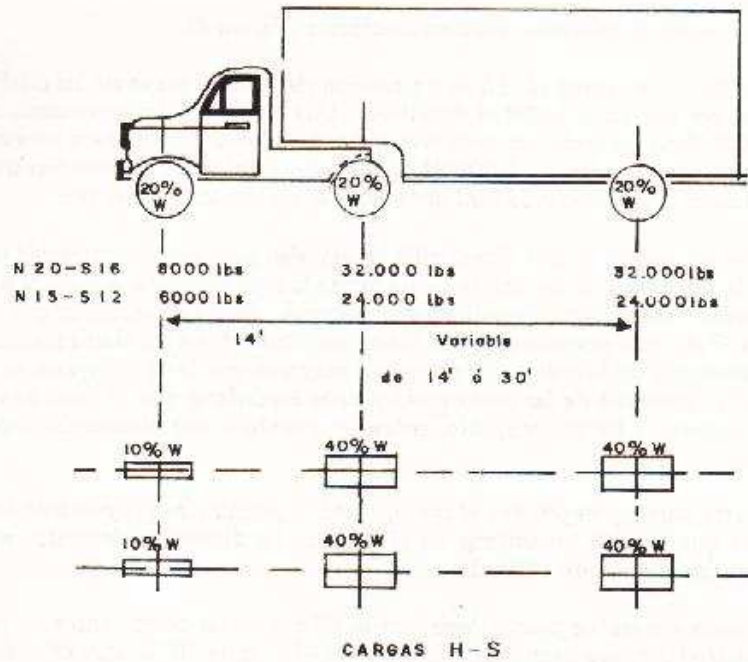


CARGAS H.



FAJAS DE CARGA, EQUIVALENTES A LA CARGA H

Fig N° 1



FAJAS DE CARGA, EQUIVALENTES A LA CARGA H-S

Fig N° 2

igual a la del eje posterior del camión-tractor (Figura 2).

Ejemplos: Una carga H-15 es un camión de 30.000 libras de las cuales 24.000 corresponden al eje trasero y 6.000 al delantero. Una carga HS-15, representa un camión-tractor de 30.000 libras, tirando un semi-remolque de 24.000 libras. Para esta carga, la distribución por ejes es la siguiente: 6.000 libras para el eje delantero del camión tractor, 32.000 para el eje trasero del mismo y 32.000 libras para el eje del semi-remolque.

El que un puente o una alcantarilla se calculen para una determinada carga, no quiere decir que la capacidad de los mismos esté limitada rigidamente a vehículos de esa cargas. Pueden soportar vehículos más pesados, si la distancia entre ejes es mayor que la especificada por la carga Tipo; esta consideración es sobre todo aplicable a los claros no muy grandes. Además, la frecuencia de la aplicación de cargas mayores que la de proyecto, es lo que en realidad limita la capacidad de las estructuras y debe recordarse que el paso de vez en cuando de cargas mayores a las del proyecto, sobre un puente o una alcantarilla, no constituyen peligro alguno.

Por otra parte, siempre que el presupuesto lo permita, se proyectarán las estructuras para las cargas que puedan presentarse en el futuro. La diferencia de costo en los puentes, de una carga a otra, no es muy grande.

Por regla general se puede decir que la diferencia en costo, entre un puente calculado con carga H-10 y uno calculado con carga H-15, es de 10 % aproximadamente y que un 10 a un 15 % de aumento en el costo, es la diferencia entre un puente calculado con carga H-15 y uno calculado con carga H-20.

Las cargas de proyecto para carreteras de gran volumen de tránsito será H-20 y las mínimas y deseables para caminos vecinales serán las siguientes:

	MINIMA	DESEABLE
Terreno plano	H-15	HS-15
Terreno ondulado	H-15	HS-15
Terreno montañoso	H-15	HS-15
Terreno escarpado	H-15	HS-15

DERECHO DE VIA:

Para carreteras de gran volumen de tránsito, éste será de 30 a 50 metros. En los caminos vecinales deberán tener, por lo general el derecho de vía mínimo, con el objeto de no afectar los terrenos de cultivo que por lo común atraviesan y para no aumentar en mayor cantidad el costo de la obra. El derecho de vía mínimo que deberá tener será de 14 metros y siempre que las condiciones lo permitan será de 20 metros.

Cuando se van a usar cunetones en la construcción del camino, el derecho de vía deberá ser aumentado a 24 ó 30 metros.

NORMAS DE DISEÑOS GEOMETRICOS

DE LOS

CAMINOS VECINALES

	TERRENOS PLANOS		TERRENOS ONDULADOS		TERRENOS MONTAÑOSOS		TERRENOS ESCARPADOS	
	MINIMO	DESEABLE	MINIMO	DESEABLE	MINIMO	DESEABLE	MINIMO	DESEABLE
Velocidad de diseño (K m p. h.)	64	80	48	64	32	48	20	32
Radio de curvatura	130	200	70	130	35	70	20	35
Pendiente máxima (%)	6	3	6	6	12	8	15	12
Ancho de superficie	5.50	6.1	5.50	6.1	5.0	5.5	4.0	5.0
Ancho de corona	7.0	8.0	7.0	8.0	6.5	7.5	5.0	6.5
Visibilidad de parada mínima	85	110	60	85	35	60	20	35
Ancho de puentes	4.3	6.7	4.3	6.1	4.3	—	4.3	—
Carga de puentes	H-15	H15-S12	H-15	H15-S12	H-15	H15-S12	H-15	H15-S12
Derecho de vía	14	20	14	20	14	20	14	—

CAPITULO II

DISEÑO DE LA SECCION TRANSVERSAL

La elección de las características geométricas de la sección transversal de un camino, es un problema al que hay que prestar marcada atención, ya que a secciones mayores corresponden obras de drenaje transversal de mayor longitud, así como movimiento de tierras superiores y en general será un aumento en el costo de la obra.

La calidad e intensidad del tránsito es la parte dominante en este aspecto del proyecto, pero éste está contemplado al tratarse de caminos vecinales.

La velocidad de tránsito también define el ancho de la sección; cuanto más elevada sea ésta, la sección requiere más amplitud, ya que la separación entre el vehículo y el extremo del pavimento es función directa de la rapidez de su desplazamiento.

*ELEMENTOS FISICOS:*a. *Ancho de la superficie*

El ancho apropiado de superficie es afectado por muchos factores; por ejemplo, es sabido que espaldones muy angostos u obstrucciones cerca de la orilla de la superficie, reducen el ancho efectivo ya que crean peligros psicológicos. Por otro lado, ha sido reconocido que anchos suficientes de superficie tienden a proteger el espaldón adyacente del uso indebido del tránsito, permitiendo una seguridad mayor. Los anchos mínimos y deseables de superficie para caminos de dos circulaciones, los recomendaremos basados en el volumen de tránsito diario ya definido (menos de 100 vehículos promedio diario) y en la velocidad de diseño.

A los diferentes tipos de terrenos ya clasificados, les asumimos diferentes velocidades de diseño, por lo cual para dichos terrenos, recomendaremos los siguientes anchos de superficie.

	MINIMO	DESEABLE
Terreno plano	5.5 m	6.1 m
Terreno ondulado	5.5 m	6.1 m
Terreno montañoso	5.0 m	5.5 m
Terreno escarpado	4.0 m	5.0 m

Cuando se prevea un aumento considerable de tránsito para años futuros, se tratará de usar valores mayores de los mínimos, es decir el rango de deseable, siempre y cuando sea económicamente factible.

b. Bombeo de la superficie

Este es el otro elemento de la sección transversal y puede ser definido como la pendiente transversal de la sección, desde el centro hacia la cuneta. El objeto del bombeo es facilitar el escurrimiento, hacia los lados, del agua que cae directamente sobre la corona, condición básica para una buena conservación.

En antiguos caminos, se empleaban bombeos del 8 al 15 % para que el agua vertiera satisfactoriamente. Sin embargo el mejor bombeo para un camino es el menos pronunciado, siempre que ofrezca medios apropiados para el desagüe preciso.

Al presente con pavimentos de alta calidad y buen control de drenaje es posible tener bombeos del 1 %. En general puede recomendarse bombeos entre el 1 y 2 % para pavimentos de alta calidad y del 3 % para los que no reúnen las condiciones anteriores.

c. Ancho y pendientes de los espaldones

Los espaldones están íntimamente relacionados con el ancho de la vía; tienen dos funciones básicas: el soporte y protección del pavimento adyacente y la de proveer un espacio para emergencias, incluyendo la protección al tránsito a lo largo de los rellenos altos. Los espaldones también proveen una área a usarse por los peatones.

Un espaldón bien mantenido, limpio y firme incrementa el ancho efectivo de la vía, ya que los conductores manejan más cerca de la orilla del pavimento, con la presencia de espaldones adecuados.

Los espaldones amplos es sin duda lo deseable en los caminos, pero para caminos vecinales cuyo volumen de tránsito se asume en menos de 100 vehículos promedio diario, aceptaremos como mínimo 0.75 metros y como deseable 1.25 metros.

Recomendaremos como buena práctica emplear espaldones más anchos en los rellenos especialmente cuando el material proveniente de los cortes es abundante.

La pendiente de los espaldones debe ser suficiente para permitir el escurrimiento adecuado del agua que cae en el área del pavimento y espaldón, pero una pendiente excesiva puede ser peligrosa al tránsito. Pendiente del 5 al 10 % son recomendables, dependiendo de la clase de material del espaldón.

d. Profundidad mínima y ancho adecuado de las cunetas

Las cunetas son elementos de la sección transversal destinadas a recoger agua que escurre por el bombeo del camino, así como la que viene de los taludes de los cortes; por lo tanto son también elementos esenciales al drenaje de la carretera. Se localizan en las orillas del camino, tanto en los cortes como en los rellenos de escasa altura y desaguan en canales o alcantarillas de salida.

Las formas más adecuadas son en V y en forma redondeada; también la sección trapezoidal tiene aceptación. El talud adyacente a los espaldones debe ser lo más tendido posible. No es conveniente usar formas rectangulares ya que tienen costosa conservación y construcción; asimismo hay que evitar las cunetas triangulares muy profundas, ya que presentan un peligro para el tránsito.

Se procura de la seguridad del tránsito y facilidad de conservación, y cuando las condiciones así lo permitan, cunetas de escasa profundidad y ancho considerable, son las más recomendables. En terrenos llanos y en especial donde el desagüe superficial es difícil, se considera necesario proyectar cunetas laterales de gran volumen, que llamaremos cunetones, para facilitar el desagüe y obtener de ellas el suelo necesario para la construcción del relleno adyacente. A fin de obtener mayor seguridad en el tránsito, la sección transversal deberá presentar un talud suave, entre el coronamiento y cuneta.

Las pendientes laterales de las cunetas varían según el tipo de material y de las condiciones de la obra; en general pendientes de 2:1 son adecuadas para evitar la erosión, facilitar el mantenimiento y dar mejor apariencia general.

La relación entre la profundidad de la cuneta y la superficie de rodamiento es muy importante y se puede determinar, solamente, mediante el estudio de las condiciones locales. Bajo condiciones favorables, la distancia vertical entre el fondo de la cuneta y la subrasante, recomendaremos una profundidad mínima de 0.50 metros.

Para carreteras de alto costo y considerable volumen de tránsito, se pueden construir dichas cunetas, como se ilustran en las figuras: 3, 4 y 5.

e. Pendientes de los cortes y rellenos

El costo del movimiento de tierra, los gastos de conservación y la presentación o aspecto del camino son factores influyentes en la selección de la inclinación de los taludes, tanto del corte como del relleno.

Los taludes deben ser estables, se debe evitar su desplazamiento y erosión; en zonas lluviosas, los efectos erosivos pueden controlarse bastante con la siembra de pasto especial cuyas raíces forman un verdadero entramado, o cualquier vegetación de crecimiento bajo. Su inclinación es función de la altura del terraplén, de la clase de material y de las condiciones de drenaje del suelo natural.

En general se tratará de obtener las pendientes más suaves que se pueda lograr sin aumentar excesivamente el costo del proyecto.

Valores comúnmente usados son: 1:1 para cortes menores de 2 m. y 1/2:1 para los mayores. Para cortes en roca se recomienda 1/4:1. Los taludes en los rellenos deben ser más acostados que el ángulo de reposo del material que se ocupa en ellos, de esta manera se incrementa la estabilidad de la subrasante y ofrece mayor soporte al pavimento. En rellenos hasta de dos metros se usan taludes entre 4:1 a 2:1, en los mayores a 2 metros se usan taludes de 1 1/2:1 por economía, pero es recomendable disminuir esta pendiente, cuando sea económicamente factible.

f. Elementos especiales

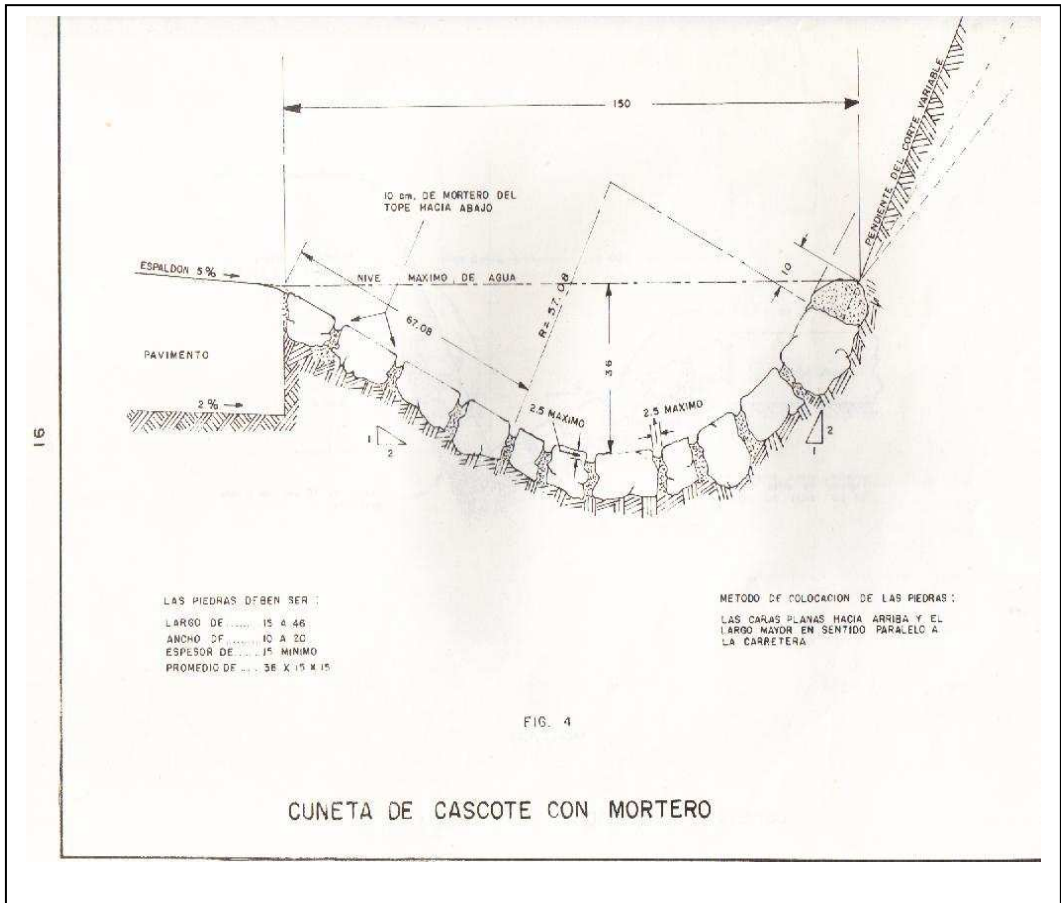
Además de los elementos antes descritos, existen otros que también afectan la sección transversal; estos son los cordones, entradas a peatones, entradas a finca o garages, cercas, etc. que se ilustran en las figuras 6, 7, 8, 9 y 10.

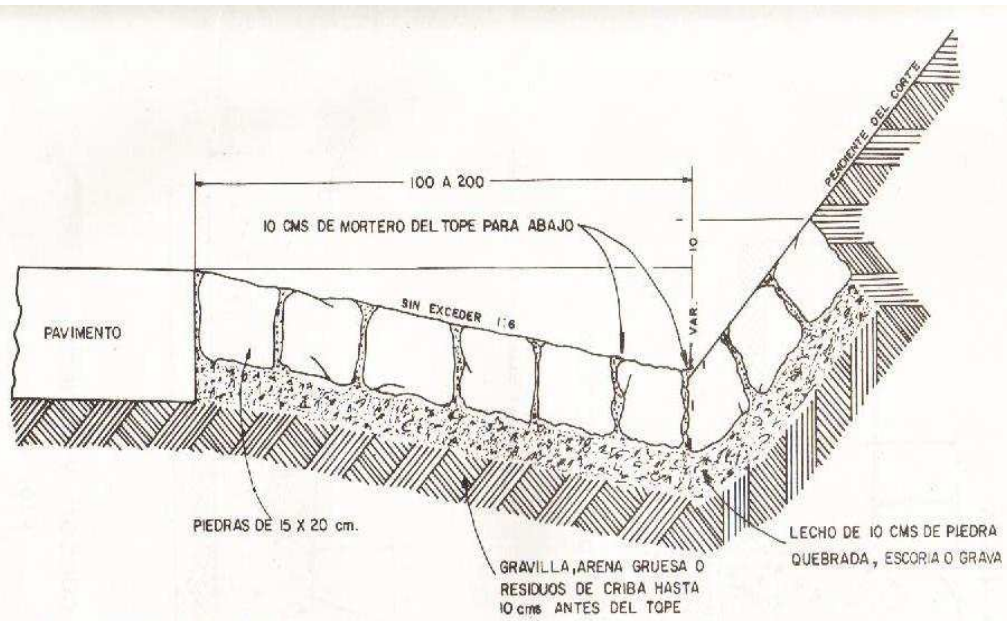
Ver secciones típicas en las páginas 23, 24 y 25, figuras 11, 12 y 13.

Las figuras del 3 al 10 fueron tomadas de Normas y Diseños para la Construcción de Carreteras; Dirección General de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas y Transportes.



gravilla, arena
residuos de
10 cm. ante

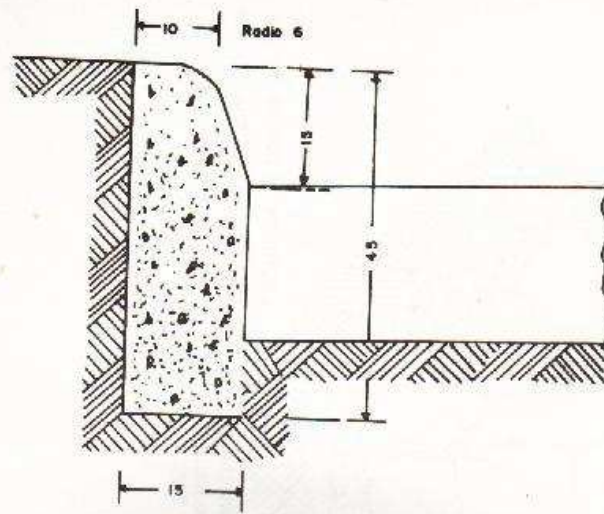




NOTAS. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
 LAS CANTIDADES DE MANPOSTERIA CONCERTADA O PIEDRA BRUTA, DEBEN BASARSE EN LAS MEDIDAS DE SUPERFICIE
 EL PRECIO UNITARIO DEBE INCLUIR LA EXCAVACION NECESARIA

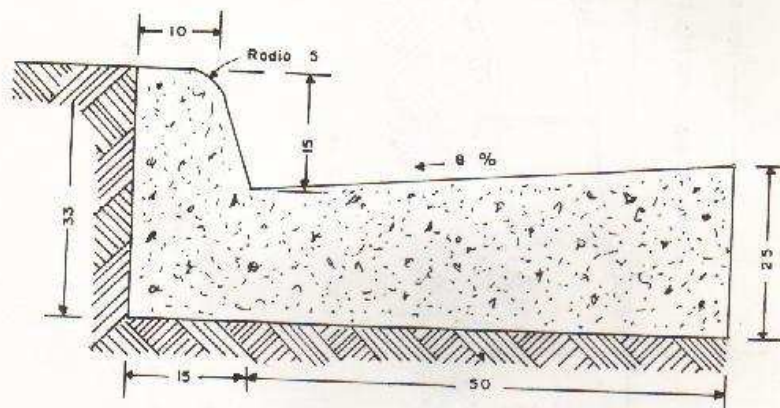
FIG. 5

CUNETA DE MANPOSTERIA CONCERTADA O PIEDRA BRUTA
 (USAR EN CORTES CON GRADIENTES FUERTES)



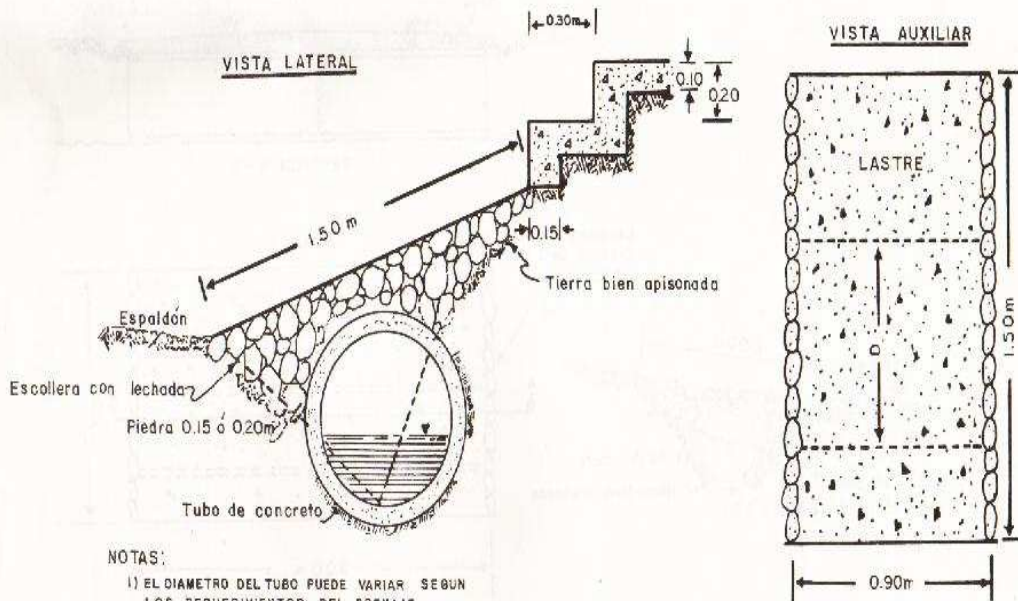
CORDON DE CARRETERA

NOTA : DIMENSIONES EN CENTIMETROS



CORDON Y CUNETA

Fig. 6



NOTAS:

- 1) EL DIAMETRO DEL TUBO PUEDE VARIAR SEGUN LOS REQUERIMIENTOS DEL DRENAJE
- 2) LAS DIMENSIONES SERAN LAS INDICADAS A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE DIFERENTE
- 3) LAS GRADAS SE USARAN EN AQUELLOS CASOS EN QUE SE NECESITEN Y SE INDICARA, LO MISMO QUE SU NUMERO EN LOS PLANOS
- 4) EL LASTRE Y LA ESCOLLERA CON LECHADA DEBERAN CUMPLIR LAS ESPECIFICACIONES PP-61 (104) Y (510 A) RESPECTIVAMENTE

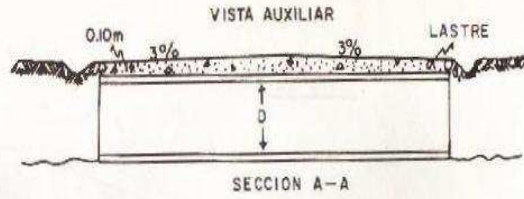
VOLUMEN DE CONCRETO CLASE X POR GRADA=0.054m³

VOLUMEN DE LASTRE = 0.15 m³

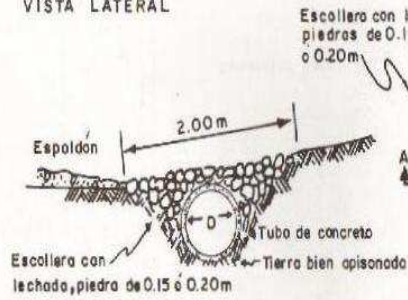
VOLUMEN DE ESCOLLERA CON LECHADA=0.11m³

FIG. N° 7

ENTRADA TIPICA PARA PEATONES

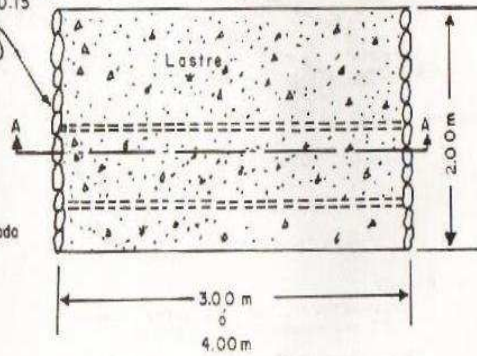


VISTA LATERAL



Escollera con lechada piedras de 0.15 ó 0.20m

PLANTA



VOLUMEN DE LASTRE = 0.60 m^3

VOLUMEN DE ESCOLLERA CON LECHADA = 0.19 m^3

NOTAS:

- 1) EL DIAMETRO DEL TUBO PUEDE VARIAR SEGUN LOS REQUERIMIENTOS DEL DRENAJE
- 2) LAS DIMENSIONES SERAN LAS INDICADAS A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE DIFERENTE

- 3) EL LASTRE Y LA ESCOLLERA CON LECHADA DEBERAN CUMPLIR LAS ESPECIFICACIONES FP-61 (104) Y (510 A) RESPECTIVAMENTE

FIG N° 8

ENTRADA TIPICA GARAGE

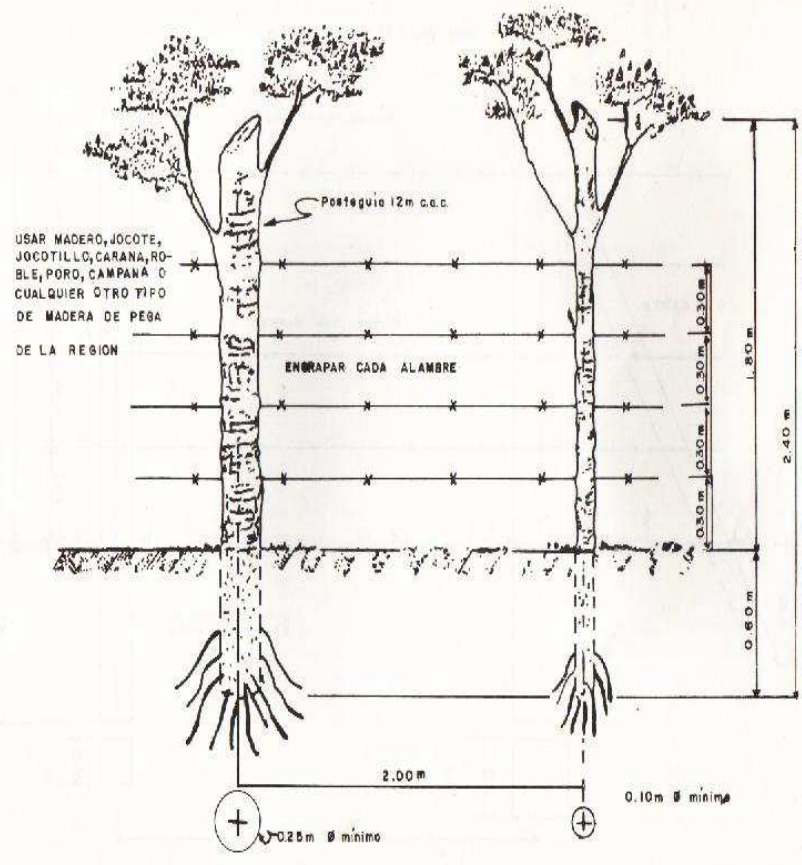
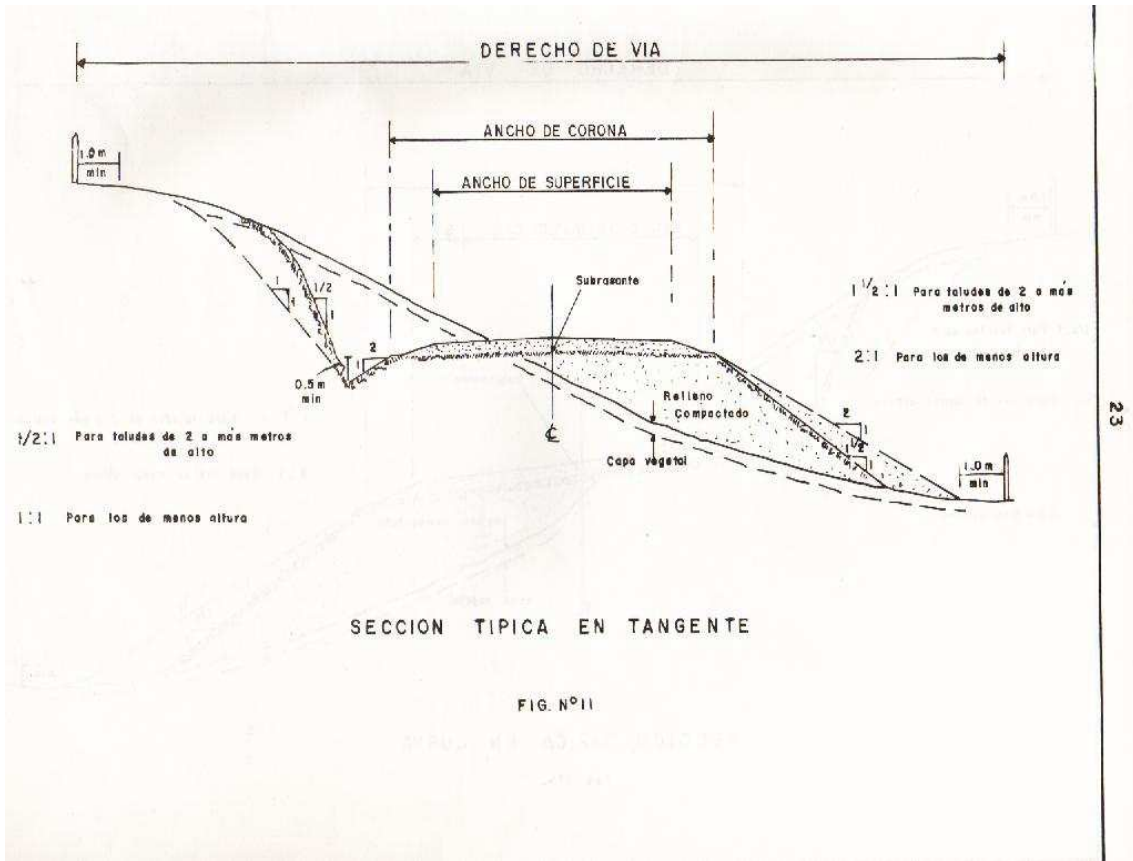
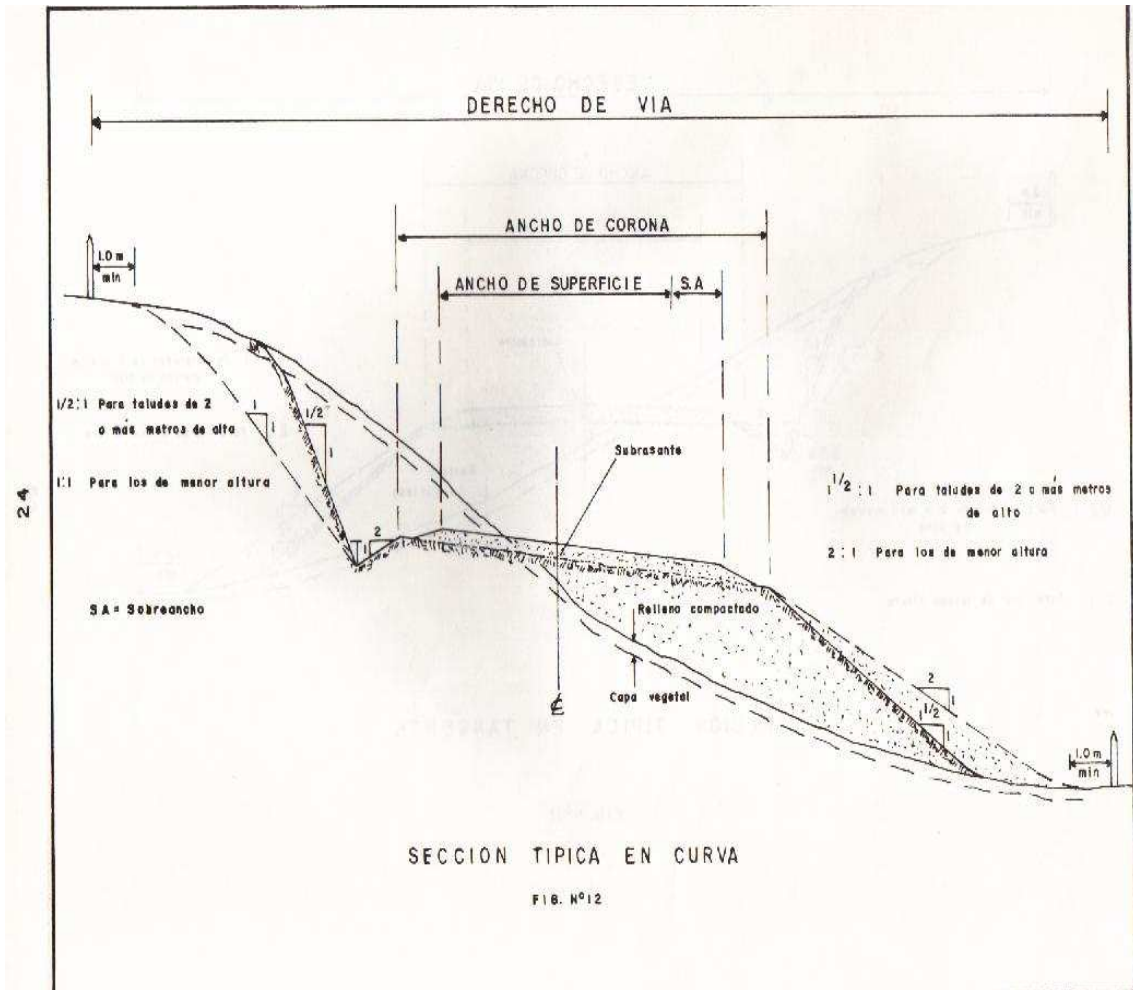
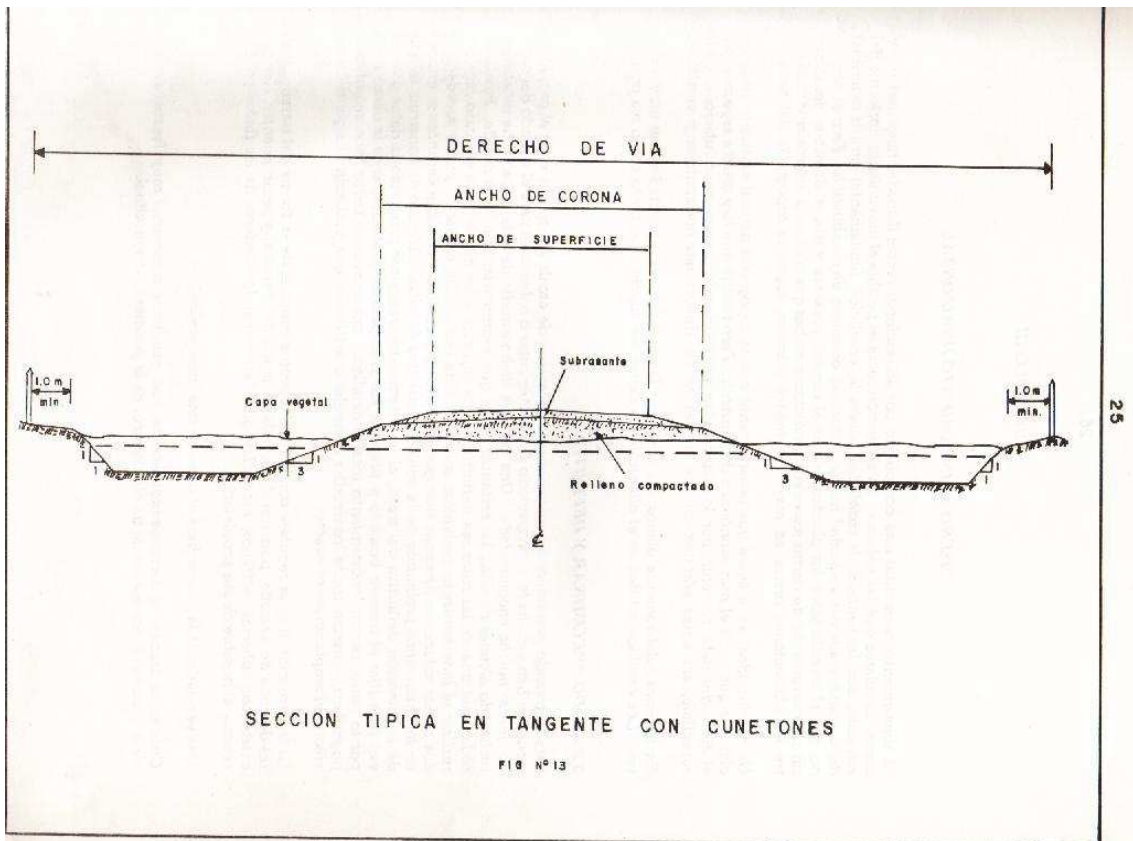


FIG Nº 10

DETALLE DE CERCA VIVA







CAPITULO III

DISEÑO ALINEAMIENTO HORIZONTAL

El alineamiento horizontal está compuesto por alineaciones rectas llamadas tangentes y por curvas circulares que las enlazan. En alineación recta es posible el movimiento uniforme del vehículo, con las ventajas de visibilidad necesaria, condición fundamental para la seguridad del tránsito y además velocidad media y mínimo consumo de combustible. Pero es necesario que el trazado salvo los obstáculos que el terreno presente y que el diseño se desarrolle sin un movimiento de tierras excesivo; condiciones ambas que obligan a intercalar curvas entre las alineaciones rectas en mayor o menor número, según la topografía del terreno.

Un camino ideal sería aquel que generalmente siga la topografía natural existente en la región, ya que sería el más económico de construir. Pero resulta que hay ciertos aspectos que el diseñador debe prevenir, por lo cual regularmente no podrá seguir las ondulaciones de la superficie, sin antes efectuar ciertos ajustes en las direcciones horizontales y verticales.

En terrenos relativamente planos, las tangentes largas deben ser conectadas con curvas suaves. Los cambios súbitos en el alineamiento deben ser suprimidos, tanto como sea posible.

TRAZADO PRELIMINAR Y DEFINITIVO

Para el trazado preliminar asumiremos que en mapas de escala apropiada o en el propio terreno, se han estudiado y proyectado diferentes rutas o soluciones para el trazado del camino que se nos ha encomendado. Una vez que dicho estudio de anteproyecto ha señalado y rechazado algunas de ellas, las restantes habrá que examinarlas con todo detalle. Puede suceder que una de las rutas sea definitivamente superior a las demás y en ese caso hay que realizar el levantamiento preliminar sobre esa ruta única. Sin embargo, puede suceder que dos o más soluciones ofrezcan análogos atractivos y parecidas ventajas y entonces se impone un levantamiento preliminar de la zona de cada una de ellas. Además de construir la base de la selección definitiva del trazo, el levantamiento preliminar proporciona datos que sirven para fijar el trazado buscado y preparar los presupuestos preliminares de la obra. Debe por lo tanto, ser un levantamiento total y detallado, que marcando todos los accidentes topográficos, muestre todos los detalles naturales o artificiales que pudieran en alguna forma, afectar el emplazamiento exacto.

La información que se requiere comprende aspectos como el de la forma del terreno, límites de zona de desagüe, posición del arbolado, zonas de matorral y setos, puentes, caminos existentes, tuberías, edificios, etc. Hay que determinar los linderos de las fincas y hacer constar el nombre de sus propietarios.

Una vez definida la ruta se hará el trazo de una línea preliminar.

Cuando se trabaja en terrenos montañosos, con pendiente transversal muy fuerte, es necesario el control, por medio de un clinómetro, de la pendiente longitudinal.

En terrenos planos, la gran mayoría de las veces el trazo definitivo será el mismo que el preliminar con pequeñas modificaciones.

En esta línea se tomará muy en cuenta los puntos obligados terminales o intermedios señalados en el terreno, y se levanta por ellos una poligonal estacada cada veinte metros y en los accidentes notables del terreno.

Para la medición de los ángulos generalmente se emplea el procedimiento de deflexiones y con el rumbo magnético observado para el primer lado, se calculan los rumbos para los lados siguientes.

Para conocer el perfil del terreno se lleva una nivelación para todas las estacas del trazado y puntos interesantes como cauces de ríos, arroyos, canales, etc.

Apoyados en la poligonal se levantan secciones normales a ambos lados de la poligonal a cada 20 ó 40 metros en terreno poco accidentado; pero cuando lo sea, no solamente en cada estaca sino en lugares intermedios o en fondos de arroyos o cualquier otro accidente topográfico y abarcando una considerable anchura.

Mientras más completa sea la información de configuración topográfica, más certeza y facilidad se tendrá para proyectar el trazo definitivo y el drenaje del camino.

Cuando no se ha hecho el trazo definitivo, directamente sobre el terreno; sino que únicamente se ha levantado una preliminar, es necesario proyectar la línea definitiva en un plano, para después trazarla en el terreno.

Por los procedimientos usuales se dibuja la preliminar en un plano y se vacían todos los datos de configuración topográfica, ya sean secciones transversales, estadia, etc. trazándose las curvas de nivel de acuerdo con la equidistancia y ayudándose en el dibujo con los croquis de los registros de la estadia o de las secciones.

Se procede luego a proyectar la línea en el papel. Lo que en el terreno se puede hacer con un clinómetro para llevar una línea con una pendiente dada, puede hacerse en un plano utilizando la escala y la equidistancia de las curvas topográficas.

No debe tomarse como una regla fija que el proyecto sea una línea que compense a derecha e izquierda las ondulaciones de la línea "a pelo de tierra". Si el terreno tiene una pendiente transversal fuerte, conviene que el eje de la vía se encuentre hacia arriba de la línea a "pelo de tierra" para que el camino quede en firme al proyectarse la rasante posteriormente, en este caso, no habrá compensación lateral del movimiento de tierra sino desperdicio.

Si la ladera es muy inclinada, el ingeniero considerará la posibilidad de construir muros de sostenimiento en las colas de los rellenos, para que se detenga; esta solución es a veces muy ventajosa ya que permite conservar un buen alineamiento; sin embargo a veces estas obras son muy costosas y es preferible mover el eje del camino hacia adentro de la ladera.

Debe tenerse presente que cuando más se desplace la definitiva hacia arriba o hacia abajo de la línea "apegada al terreno", mayores serán los cortes y rellenos que hay que hacer.

En los extremos de grandes tangentes no deben proyectarse curvas de radios pequeños, aunque para ello tenga que desplazarse bastante la línea definitiva.

Los cruces de los ríos y barrancos se procurará hacerlos normales, es decir, en ángulo recto.

Una vez terminada la línea definitiva en el plano con tangentes y curvas, es muy recomendable para control durante el replanteo en el terreno, amarrar la línea, o sea calcular los ángulos y distancias con puntos de referencia establecidos en la preliminar. De esta manera, el Ingeniero trazador irá comprobando durante el trazo en el terreno de la línea definitiva la presencia de cualquier error cometido.

Es indispensable que la línea se deje referenciada en los puntos que definen el trazo PC, PI, PT, POT, es decir se busca fijar la posición de un punto por medio de unos puntos fijos que se suponen permanentes durante la construcción del camino. (referencias).

Los POT referenciados no deben distar más de 500 metros. Los puntos de referencia deben colocarse tomando en cuenta el proceso constructivo, es decir, si habrá préstamo lateral, bancos para préstamos, etc. Se procurará siempre que se pueda que los puntos de referencia sean fácilmente identificados, como árboles corpulentos, aristas de edificios, etc., y cuando esto no se consiga, la referencia se pondrá mediante tacos con tachuelas, colocados y hechos de la mejor y más durable manera.

Si el camino no se va a construir de inmediato, las referencias deben ser lo más duraderas posibles y en este caso, es conveniente usar bloques de concreto enterrados o cualquier otro dispositivo semejante.

Para caminos vecinales, se intentará en todo lo posible colocar en el campo la línea de centro definitiva, lo cual se puede lograr teniendo el Ingeniero trazador un amplio conocimiento de las normas. Lograr lo anterior en toda la extensión del proyecto es poco más que difícil, pero sí se podrá hacerlo en grandes o pequeñas extensiones, que serán una economía en tiempo ya que se evita el trabajo de replanteo.

VISIBILIDAD:

En cualquier tipo de carreteras es fundamental que exista, tanto en planta como en perfil, la visibilidad precisa para que el conductor del vehículo pueda ver delante de él a la distancia mínima necesaria para tomar con garantía las decisiones oportunas. La distancia de visibilidad depende de la velocidad de diseño para la cual esté el camino proyectado.

Diferentes distancias de visibilidad:

Para cada velocidad de diseño, consideraremos dos clases de visibilidad:

a. *Distancias de visibilidad de parada:*

Es aquella distancia que manejando a la velocidad de diseño se requiere para detener un vehículo a la vista de un obstáculo sobre la calzada. Esta distancia se estudia teniendo en cuenta la distancia segura para frenar que abarca el recorrido del vehículo durante los llamados "tiempos de percepción" y "tiempo de reacción" y la distancia recorrida después de aplicar los frenos. La mínima distancia de visibilidad de un camino, en ningún caso debe ser menor que esta distancia.

b. *Distancia de visibilidad de pasada:*

Esta se considera para aquellos casos en que los vehículos que marchan a la velocidad

de diseño, quieran pasar a los que circulan más lentamente. En esta distancia de visibilidad, llamada de pasada, el conductor debe dominar con la vista una longitud de carretera suficientemente grande para que si aparece un vehículo en sentido opuesto en el momento de pasar al que va en su misma dirección, tenga tiempo de adelantar a éste y ocupar nuevamente su derecha antes de encontrarse con el otro.

Generalmente es impracticable lograr estas distancias para que el acto de pasar a otro vehículo se realice sin peligro en toda la extensión de una carretera. Pero serán calculadas y aplicadas cuando sean económicamente factibles.

DETERMINACION DE LA MINIMA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA:

Esta distancia debe ser igual o mayor que la distancia requerida para detener cómodamente un vehículo que marcha a la velocidad de diseño. Para determinarla deben tenerse en cuenta las condiciones físicas y mentales del conductor como el estado del vehículo, especialmente de sus frenos y llantas.

Se compone esta distancia de la suma de otras dos:

1. De la distancia recorrida desde el instante en que el conductor observa un obstáculo sobre la calzada hasta el instante en que aplica los frenos, distancia que se designará con la letra " d_1 ", y
2. Distancia recorrida por el vehículo desde el instante en que se han aplicado los frenos hasta que aquél se detiene. Este último trayecto se conoce con el nombre de "distancia de frenado" y se designará con la letra " d_2 ".

Las dos distancias d_1 y d_2 son evidentemente funciones de la velocidad de diseño, dependiendo a su vez la primera de los tiempos de percepción y de reacción del conductor.

En cuanto a la segunda, la determinan el estado de los frenos y de las llantas del vehículo, la clase y condiciones de pavimento y las pendientes y alineamientos de la vía.

La distancia d_1 , se compone de los trayectos recorridos por el vehículo durante los tiempos de percepción y de reacción.

Se llama "tiempo de percepción" al que transcurre desde el instante en que el conductor del vehículo ve un objeto hasta el instante en que llega a la conclusión de que es un obstáculo que le obligará a emplear los frenos. Este tiempo depende de muchos factores, como son: condiciones físicas del conductor, condiciones atmosféricas, velocidad de tránsito, dimensiones y distancias del objeto, etc.

Como resultado de numerosos ensayos practicados en los Estados Unidos de Norte América con toda clase de conductores, se ha llegado a la conclusión de que este tiempo es menor mientras mayor sea la velocidad a que se guía, pues la atención que pone el conductor en dirigir su vehículo es función directa de la velocidad.

El "tiempo de reacción" es el que requiere el organismo de cada individuo para llevar a la práctica la aplicación de los frenos, una vez que ha concluido que ello es necesario.

Velocidad de Diseño K.P.h.	Tiempo de Percepción Seg.	Tiempo de Reacción Seg.	Tiempo de Percepción y Reacción Seg.	Distancia de Percepción y Reacción d ₁ (mts)	Coefficiente de fricción longitudinal f	Factor de Seguridad	Coefficiente seguro de Fricción	Distancia de Frenada d ₂ (mts)	Distancia de parada d (mts)	Redondeado d (mts)
20	2	1	3	17	0.70	1.25	0.56	3	20	20
32	2	1	3	27	0.66	1.25	0.53	8	35	36
48	2	1	3	40	0.62	1.25	0.50	18	58	60
64	1.75	1	2.75	49	0.59	1.25	0.47	34	83	85
80	1.50	1	2.50	56	0.56	1.25	0.45	56	112	110

TABLA I
DISTANCIAS MINIMAS DE VISIBILIDAD DE PARADA

La AASHO adopta un valor tipo de 1 segundo para cualquier velocidad que se considere.

Llamando con "V" la velocidad en Km/h. y "t" el tiempo de percepción y reacción tendremos d_1 en metros, bajo la siguiente fórmula:

$$d_1 = \frac{Vt}{3.6} \quad (1)$$

La distancia d_2 que es la que se requiere para detener el vehículo desde el instante en que se aplican los frenos será la siguiente:

$$d_2 = \frac{at^2}{2} \quad (2)$$

en la cual:

a = pérdida de aceleración, en mts/seg²

t = tiempo, en segundos = $\frac{v}{a}$

Reemplazando el valor de t en (2) se tiene:

$$d_2 = \frac{v^2}{2a} \quad (3)$$

La fuerza desarrollada para detener el vehículo en marcha es igual a su masa por la aceleración de que está animado, es decir, $F = m a$.

Esta fuerza debe ser contrarrestada por la fricción que se desarrolla entre las llantas y el pavimento, que es igual al coeficiente de fricción longitudinal "f" multiplicado por el peso "p" del vehículo, es decir:

$$F = ma = \frac{P \cdot a}{g} = Pf$$

De donde se deduce: $a = fg$

Sustituyendo este valor en (3) y reemplazando g (aceleración de la gravedad) por su valor en mts/seg², resulta:

$$d_2 = \frac{v^2}{2 fg} = \frac{v^2}{19.62 f}$$

Esta expresión se transforma en la siguiente cuando se frena en una pendiente de valor \underline{p} %:

$$d_2 = \frac{v^2}{254(f + p)}$$

en la que:

v = velocidad, en kilómetros por hora

f = coeficiente de fricción longitudinal entre las llantas y pavimento

p = pendiente de la carretera

El valor f depende de muchos factores, tales como estado y presión de las llantas, clase estado y condiciones en que se encuentra (seco, húmedo, etc.).

De experimentos realizados por el Profesor Moyer en la Iowa Engineering Experiment Station, se tomarán los valores de f , considerando el caso más desfavorable de pavimento húmedo.

Considerando los diferentes tipos de neumático y el diverso estado en que puede encontrarse la calzada, se adopta un coeficiente de seguridad de 1.25, por el cual han de dividirse los valores de f para utilizarlos en la ecuación (4).

La influencia de p es muy pequeña en pendientes hasta del 6 % y aún para pendientes mayores en caso de velocidades hasta de 80 km/hora. Despreciando, por lo tanto, este último término, la ecuación (4) se convertirá en:

$$d_2 = \frac{v^2}{254.f} \quad (5)$$

Llamando con d la distancia mínima de parada tenemos:

$$d = d_1 + d_2 \quad (6)$$

sustituyendo (1) y (5) en (6) tenemos:

$$d = \frac{v.t}{3.6} + \frac{v^2}{254.f}$$

La tabla 1 nos mostrará, cálculos y valores de las diferentes distancias mínimas de parada, para las velocidades de diseño adoptadas.

DETERMINACION DE LA MINIMA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PASADA:

Cuando se calculan mínimas distancias de visibilidad de pasada deben hacerse suposiciones con respecto a la velocidad de los vehículos pasados y opuestos, la velocidad y la aceleración del vehículo que pasa y la separación entre los vehículos que pasan y los pasados en el comienzo y final de la maniobra. Todas ellas tienen una notable influencia en el resultado final.

Al calcular la distancia de visibilidad de pasada para carreteras de dos vías se hacen las siguientes suposiciones con respecto al comportamiento del conductor:

1. El vehículo pasado viaja a una velocidad uniforme
2. El vehículo que pasa es forzado a viajar a la misma velocidad que el vehículo pasado mientras atraviesa la sección de carretera en donde la distancia de visibilidad no es segura para la maniobra de pasada.
3. Cuando se alcanza la sección segura para la pasada y la carretera se abre a la vista, el conductor del vehículo que pasa requiere un corto período (tiempo de percepción) para examinar la situación, observar el tráfico opuesto y decidir si es posible o no pasar con seguridad.
4. La pasada se hará acelerando durante toda la operación
5. El tráfico opuesto aparece en el momento en que empieza la maniobra de pasada y llega al lado del vehículo que pasa justamente cuando la maniobra es completada.

A menudo la maniobra de pasada, se lleva a cabo en distancias más cortas, que las resultantes de las acciones antes dichas.

Estos tipos de maniobras podrían ser por ejemplo, el caso de un vehículo esperando detrás del que va a pasar y luego tan pronto la carretera se halle despejada, acelerar en la vía derecha antes de pasar al otro vehículo.

En efecto la aceleración se llevará a cabo parcialmente durante el tiempo de percepción, de modo que la maniobra de pasada se empieza a mayor velocidad. Sin embargo esta acción no debe asumirse en el diseño, ya que resultan distancias de visibilidad de pasada con seguridad muy cortas, con respecto al método supuesto anteriormente, que es el empleado corrientemente por muchos conductores.

Otro caso de pasada en una distancia corta, es en el cual el vehículo trasero no disminuye su velocidad sino más bien la aumenta y pasa al vehículo de movimiento más lento. Este caso es posible únicamente, si el vehículo más lento es sobrepasado en un punto donde la carretera se abre a la vista por una distancia considerable al calcularse las distancias mínimas de pasada.

Algunos conductores de vehículos aceleran únicamente al comienzo de la operación de pasada, continuando a velocidad uniforme, tan pronto alcanzan una velocidad alta.

La distancia mínima para visibilidad de pasada en una carretera de dos vías incluye la

distancia recorrida por un vehículo en dirección contraria que aparece a la vista tan pronto como empieza la maniobra de pasada.

Teniendo tráfico opuesto, pocos conductores se abstienen de seguir acelerando y de volver a la pista derecha tan rápido como les sea posible.

Se asume por lo tanto que el vehículo que va a pasar adelante acelerará durante toda la maniobra.

La distancia mínima de visibilidad de pasada para carretera de dos vías es la suma de tres distancias (ver Figura 14):

d_1 = distancia recorrida durante el tiempo de percepción

d_2 = distancia recorrida por el vehículo que pasa, durante el tiempo de pasada

d_3 = distancia recorrida por el vehículo opuesto durante la operación de pasada

TIEMPO DE PERCEPCION:

No hay observaciones disponibles sobre el tiempo de percepción aplicables a la maniobra de pasada. El conductor promedio (corriente) requiere probablemente unos pocos segundos para medir la situación, cuando la carretera se abre a la vista y el tiempo requerido varía probablemente para diferentes conductores.

En ausencia de datos confiables se asume que el tiempo más corto, el cual es más que el requerido por la mayoría de los conductores, es de tres segundos. La distancia recorrida durante el tiempo de percepción es:

$$d_1 = 3 \times 0.28 (v-m) = 0.84 (v-m)$$

en donde "v" es la velocidad de diseño asumida en kilómetros por hora y "m" la diferencia entre la velocidad de diseño y la asumida en kilómetros por hora, del vehículo que se va a pasar.

VELOCIDAD:

Aunque algunas veces se hacen intentos de pasar vehículos que viajan a velocidades casi iguales a la velocidad de diseño asumida de la carretera, es económicamente inconveniente hacer gastos extra para acomodar tránsito de este tipo.

Asumir la pasada de vehículos viajando a una razón de aproximadamente 16 km/h. menos que la velocidad de diseño asumida, nos parece justificada y dudosa el que la pasada de vehículos se efectúe a una velocidad de 30 ó 40 km/hora menos que la velocidad de diseño.

ESPACIAMIENTO DE VEHICULOS EN MOVIMIENTO:

El espaciamiento probable de vehículos a diferentes velocidades, es un importante factor que afecta la visibilidad mínima requerida para pasar con seguridad.

Cuando se mueven vehículos a la misma velocidad, en una misma dirección, en una carretera, el espaciamiento de los vehículos debe ser tal que si un conductor frena, el conductor del vehículo de atrás, tenga suficiente tiempo de hacer lo mismo y evitar la colisión. Se ha encontrado que el tiempo de reacción para frenar del conductor promedio es cerca de 1/2 segundo. El tiempo de percepción, en este caso es el tiempo requerido por el conductor del vehículo de atrás, para darse cuenta de que el vehículo que viaja adelante está deteniéndose no ha sido determinado con precisión y probablemente sea muy variable. Si el vehículo delantero está equipado con señales indicadoras de frenado y el conductor del vehículo trasero reacciona rápidamente, el tiempo de percepción probablemente sea muy pequeño. Asumiendo un tiempo de percepción de 1/2 segundo, el tiempo total de percepción y reacción de frenado es un segundo. Asumiendo desaceleraciones de frenado iguales, el espaciamiento seguro teórico de los vehículos debe ser la distancia viajada en un segundo, más la longitud de un vehículo. Se asume la longitud de un vehículo como 6 metros, la cual es una longitud mayor que la mayoría de los automóviles y algunos camiones. Por lo tanto se asume que el espaciamiento de vehículos se gobierna por la siguiente fórmula empírica:

$$S = 0.2 v + 6$$

El espaciamiento puede ser menor cuando se maniobra para pasar y mayor cuando vuelve a la pista derecha, pero como los cálculos se basan sobre el total de ambas distancias, ambos se pueden considerar iguales para simplicidad y sin error apreciable. La velocidad asumida del vehículo es la del comienzo de la maniobra y corresponde a la velocidad del vehículo delantero. La fórmula general para espaciamiento de vehículos es por lo tanto:

$$S = 0.2 (v-m) + 6$$

En donde "v" es la velocidad de diseño asumida en kilómetros por hora y "m" la diferencia entre la velocidad de diseño asumida y la velocidad del vehículo delantero.

ACELERACION DE VEHICULOS:

La razón de aceleración de vehículos puede variar considerablemente dependiendo de la habilidad y los hábitos del conductor y de las posibilidades mecánicas y condiciones del vehículo en particular. En la determinación de visibilidades mínimas de pasada, se asume que ésta, una vez empezada se realiza de frente al tráfico opuesto. Bajo tales circunstancias la mayoría de los conductores aceleran tan rápido como les es posible. Por lo tanto usaremos los valores de máxima aceleración recomendable oficialmente por la AASHO y que se muestran en la Tabla 2.

El avance del vehículo que va a adelantarse con respecto al vehículo pasado es $2S$ (ver Figura 14). El tiempo requerido para recorrer esta distancia mientras se acelera está representado por la fórmula:

$$t = 2 \sqrt{\frac{s}{a}}$$

En donde "a" es la aceleración en m/seg², "s" es el espaciamiento entre vehículos en metros y "t" el tiempo en segundos.

La distancia de pasada, d_2 es el avance con respecto al vehículo pasado, más la distancia viajada por el vehículo pasado en el mismo periodo de tiempo.

$$d = 2S + 0.28 (v - m) t$$

VELOCIDAD DEL TRAFICO OPUESTO:

Se asume que el tráfico opuesto viaja a la velocidad de diseño asumida, es irrazonable hacer un diseño para el pequeño porcentaje de conductores que viajan a mayor velocidad. Como se asume que el tráfico opuesto puede aparecer a la vista, tan pronto, como se inicia la maniobra de pasada, la distancia de visibilidad de pasada mínima para una carretera de dos vías incluye la distancia recorrida por el tráfico opuesto durante el periodo de la maniobra de pasada, llamada d_3 - La fórmula es:

$$d_3 = 0.28 vt$$

Tampoco es razonable asumir para el tráfico opuesto una velocidad menor que la de diseño asumida, ya que, el conductor de un vehículo que va a pasar a otro, se vería colocado en una situación peligrosa cuando el tráfico opuesto, viajando a la velocidad de diseño asumida, aparezca a la vista después de haber empezado la maniobra de pasada. Por lo tanto el conductor en dicha situación deberá cambiar su plan de acción y posiblemente deba devolverse a su derecha, detrás del vehículo delantero.

DISTANCIAS DE VISIBILIDAD DE PASADA:

La distancia mínima de visibilidad de pasada para una carretera de dos vías, es la suma de $d_1 + d_2 + d_3$. Los cálculos para pasar a un vehículo a 16 K/h menos que la velocidad de diseño asumida, se muestran en la Tabla 2 y son típicos para cualquier caso asumido.

OTRAS CONDICIONES QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO DE LAS CURVAS HORIZONTALES:

Además de existir en las curvas la visibilidad precisa para que el vehículo pueda salvarlas sin peligro de choque, éste deberá pasar con seguridad, sin temor de despiste o vuelco y la maniobra deberá hacerse sin esfuerzos bruscos.

Ello impone:

- a. Que las curvas tengan el radio mínimo y la superelevación conveniente para que el tráfico pueda circular sin los peligros que, para la estabilidad, produce la fuerza centrífuga

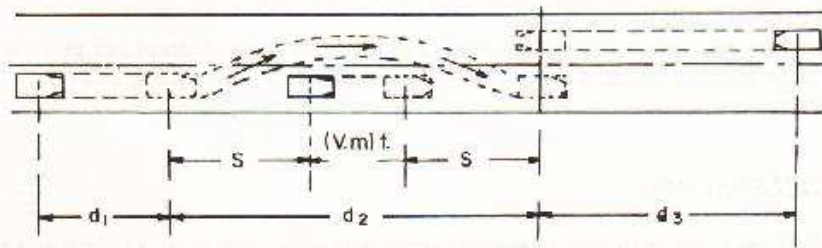


Figura 14

Pasada de un vehículo a 16 Kp.h. menos que la velocidad de diseño asumida

V	32	18	64	80
V-m	16	32	48	64
$S = 0.2(V-m)16$	9.2	12.4	15.6	18.8
a	1.34	1.16	0.94	0.76
$t = 2 \sqrt{\frac{S}{a}}$	5.2	6.5	8.1	9.8
$d_1 = 0.84(V-m)$	13	27	40	54
$d_2 = 25 + 0.28(V-m)t$	42	83	140	213
$d_3 = 0.28 Vt$	47	87	145	220
d $d_1 + d_2 + d_3$	102	197	325	487
Redondeado	100	200	300	450

Tabla 2

Distancias de visibilidad de pasada

- b. Que en la zona de la curva exista un sobreelevación que permita inscribirse dentro de ella al tráfico, sin invadir la vía adyacente o el espaldón.
- c. Que el paso de la alineación recta a la curva se haga, cuando sea preciso, mediante la respectiva transición de superelevación, para evitar la brusca aparición de la fuerza centrífuga.

SUPERELEVACION:

Para facilitar a los vehículos pasar las curvas a la velocidad de diseño, sin que sus ocupantes se sientan incómodos, el pavimento debe ser inclinado, "peraltado" o "superelevado" de modo que la orilla externa sea más alta que la orilla interna; esta inclinación más la resistencia de fricción entre las ruedas y el pavimento, produce una resistencia horizontal a la fuerza centrífuga generada por el movimiento del vehículo alrededor de la curva. Sin embargo, hay un límite práctico para el valor de la superelevación que debe ser puesto en una curva, porque si la inclinación es muy grande habrá efectos inconvenientes, así como deslizamientos de los vehículos de movimiento lento hacia interior de la curva cuando el pavimento está resbaladizo, trastornando a los mismos y a los muy pesados de la parte superior. Una superelevación excesiva también acelera la erosión transversal de las superficies de grava, haciendo difícil la nivelación. De la experiencia se desprende que la pendiente transversal del 10 % ó 10 centímetros por metro de ancho es prácticamente la máxima.

Estos valores máximos para superelevación limitan la velocidad de seguridad a la cual los vehículos pueden recorrer una curva dada, porque si la fuerza centrífuga excede la componente de la resistencia horizontal de la pendiente del peralte y la fricción de las llantas, el vehículo sería arrojado de la carretera. Si a la máxima velocidad de seguridad el vehículo no es arrojado, esto significa que estas fuerzas están en equilibrio y pueden ser expresadas por la siguiente solución:

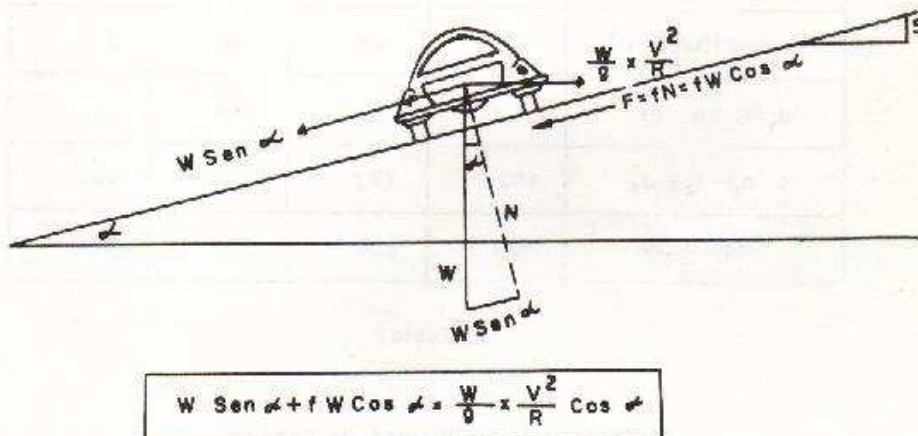


FIG N° 15

en donde:

W = peso del vehículo

v = velocidad en metros por segundo

g = aceleración de la gravedad en metros por segundo al cuadrado

R = radio de la curva en metros

f = factor de fricción

S = relación de la superelevación en centímetros por metro de ancho

Dividiendo entre $W \cos \alpha$ tenemos:

$$\tan \alpha + f = \frac{v^2}{gR}$$

Sustituyendo v en metros por segundo por v en kilómetros por hora, g por su valor numérico 9.81 y $\tan \alpha$ por la relación de superelevación obtenemos:

$$S + f = \frac{0.007865 v^2}{R}$$

Pruebas en el manejo de vehículos han demostrado que la resistencia para que produzca la salida, hacia un lado del vehículo que transita por una curva, es alrededor de 0.16 veces su peso, para velocidades hasta de 100 kms. por hora y alrededor de 0.14 W para velocidades más altas. Usando el peralte máximo de 0.10 y el factor de fricción de 0.16, la fórmula anterior se reduciría a:

$$S + f = 0.10 + 0.16 = 0.26 = \frac{0.007865 v^2}{R}$$

De esta forma se deduce que a la velocidad de diseño, más de la mitad de la resistencia a la fuerza centrífuga (61% exacto) es suministrada por la fricción lateral. Si las curvas fueren diseñadas para utilizar toda la fricción lateral no habría margen de seguridad para los vehículos que ocasionalmente transitan más rápido que la velocidad de diseño. Por otra parte, si la fuerza centrífuga fuera opuesta únicamente por la superelevación sin ninguna seguridad en la fricción lateral, todas las curvas, con excepción de las muy "planas", deberían ser superelevadas a todo el límite práctico de 10 cm. por metro, lo cual será también censurable. Como un convenio, los valores de la superelevación son ahora generalmente calculados sobre la suposición de que toda fuerza entrífuga resultante de una velocidad igual a 3/4 de la velocidad de diseño será contrarrestada por los efectos de la superelevación hasta el máximo valor de 10 cms. por metro de ancho. Por consiguiente, para cualquier velocidad de diseño "V", la superelevación requerida "S", sería:

$$S = \frac{0.007865 (0.75 V)^2}{R} = \frac{0.00443 V^2}{R}$$

Para todos los usos prácticos esta fórmula puede ser simplificada:

$$S = \frac{0.004 V^2}{R}$$

La representación gráfica de la anterior fórmula, será el gráfico 1.

SOBREANCHO:

Algunas veces se da sobreancho a las calzadas en curva;

- a. Debido al ancho adicional ocupado por el vehículo como consecuencia de que las ruedas traseras no siguen el mismo recorrido que las delanteras y
- b. Para aumentar la seguridad, en parte porque los vehículos no circulan en curva tan próximos al borde como en recta y en parte porque es necesario disponer de un mayor ancho donde la visibilidad se halla reducida. Una fórmula para el sobreancho total "W" usada muy extensamente por los departamentos de caminos de los países y recomendada por la American Association of State Highway Officials es la siguiente:

$$W = n(R - \sqrt{R^2 - B^2}) + \frac{V}{10\sqrt{R}}$$

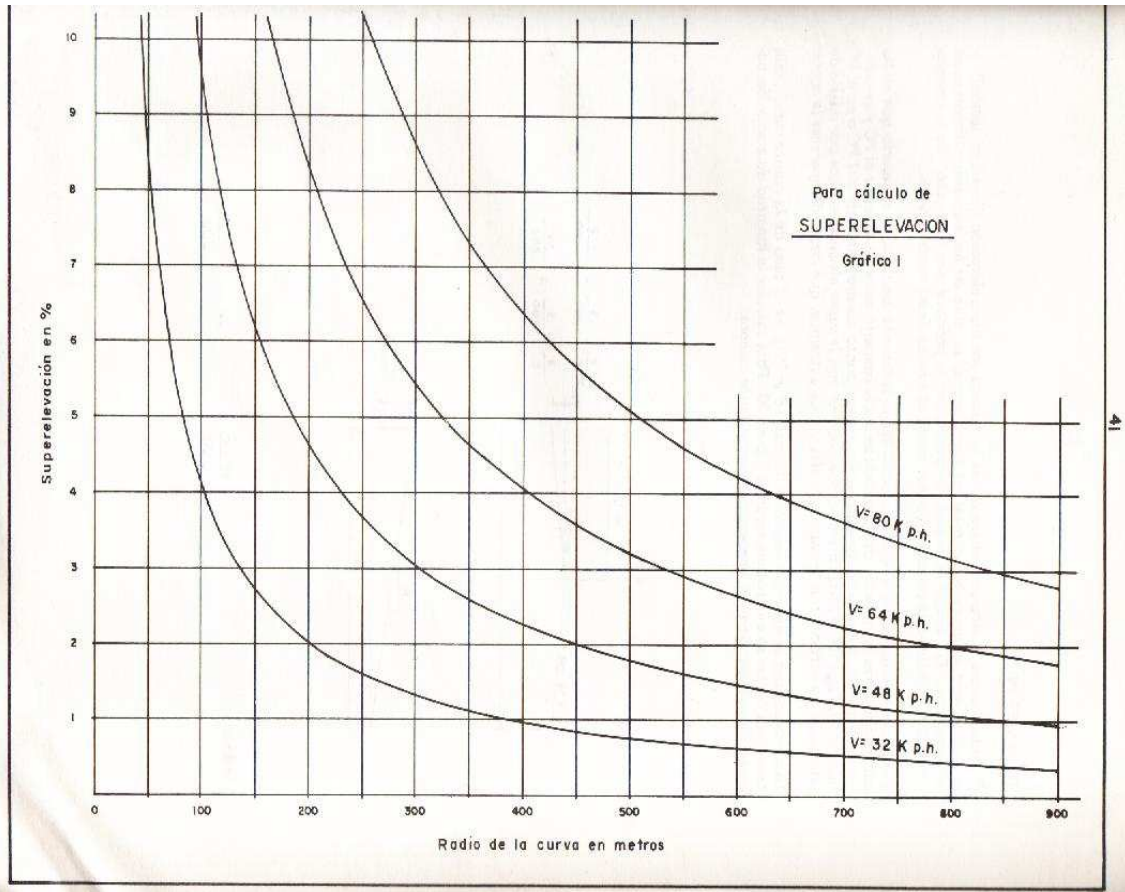
Donde "R" es el radio de la curva en metros, "V" es la velocidad de diseño en kilómetros por hora, "n" es el número de vías y "B" la distancia entre ejes del vehículo. El primer término de la derecha toma en consideración el desplazamiento de la trayectoria de las ruedas posteriores y el último es un valor empírico del ancho adicional necesario en la curva.

Dicha fórmula quedará presentada en el Gráfico 2; para las diferentes velocidades de diseño asumida.

La curva se amplía en una cantidad constante desde el PC hasta el PT (Fig. 16) y después disminuye hasta los extremos de las transiciones.

En el caso de longitudes de transición limitadas, la distribución del sobreancho se hará como muestra la Figura 17.

El sobreancho se aplica siempre por el lado interior de la curva.

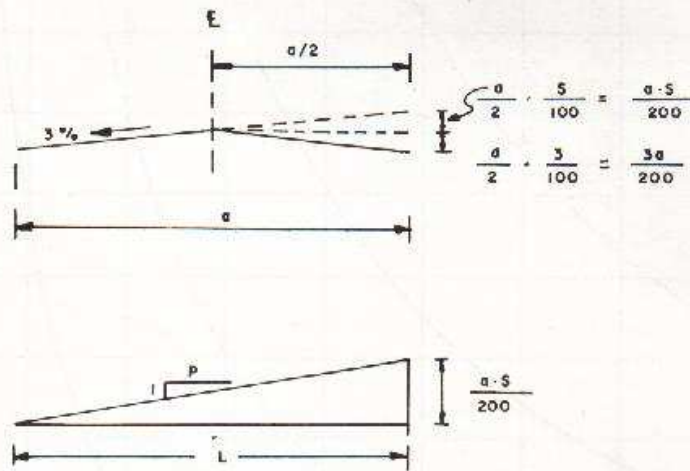


TRANSICION:

En enlace entre la sección transversal de la calzada sin superelevación (bombeo normal) y la sección con superelevación total en plena curva, es uno de los elementos importantes del proyecto. El cambio de la sección transversal se produce por "rotación" de la calzada alrededor de la línea de centro y algunas veces, alrededor de su borde interno.

Dado que es importante que la transición tenga suficiente longitud, es necesario que en las curvas circulares la rotación de la calzada se inicie bastante antes de alcanzar el PC y se complete, una vez obtenida la superelevación, en un punto no muy distante del PC o en el PC mismo. La liga de la sección de bombeo normal con la super elevada, se hace por medio de una tangente vertical con curvas verticales en los extremos, que hacen desaparecer la arista.

Las transiciones se efectúan según las figuras 18 y 19 y en el caso de la contra curvas, con tangentes cortas se efectuarán según la Figura 20. Para calcular la longitud de transición necesaria para superelevar se procederá de la siguiente manera:



de donde:

$$L = \frac{apS}{200}$$

$$l = \frac{3ap}{200}$$

en las cuales:

L = Longitud de transición para la superelevación

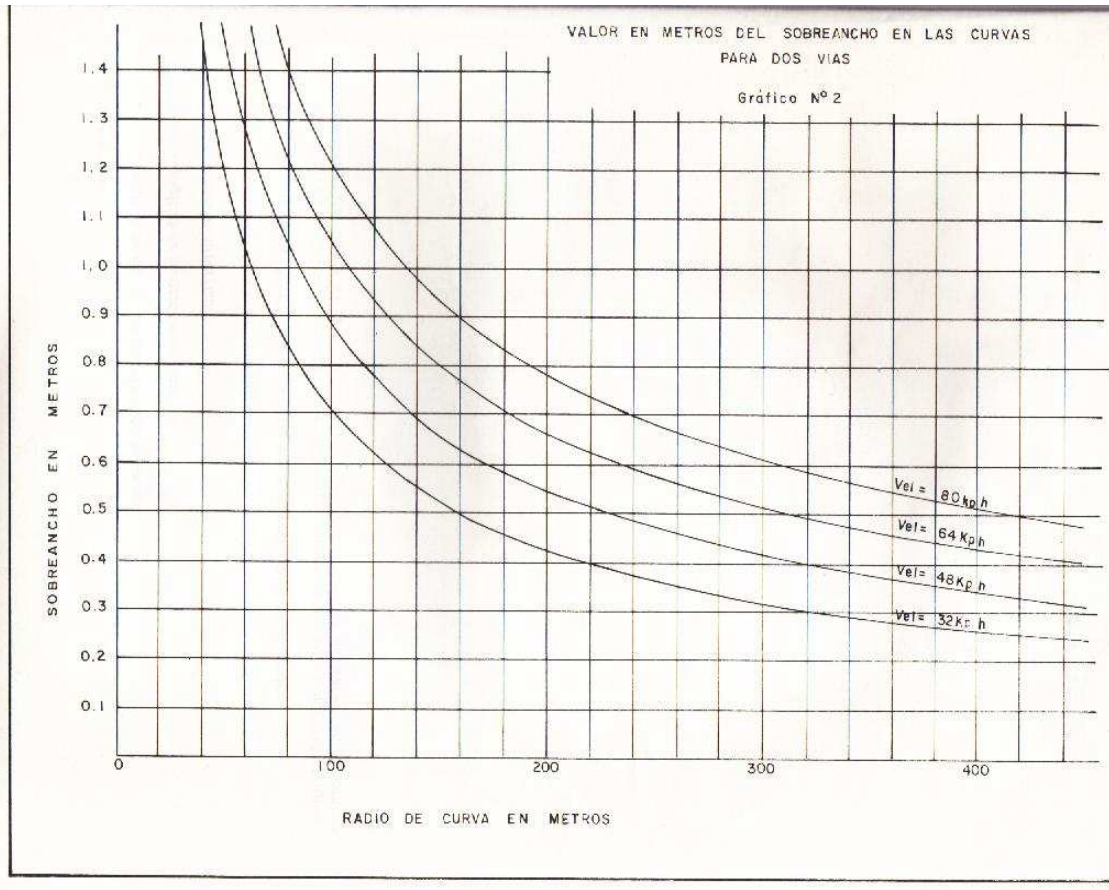
l = Longitud de transición de bombeo

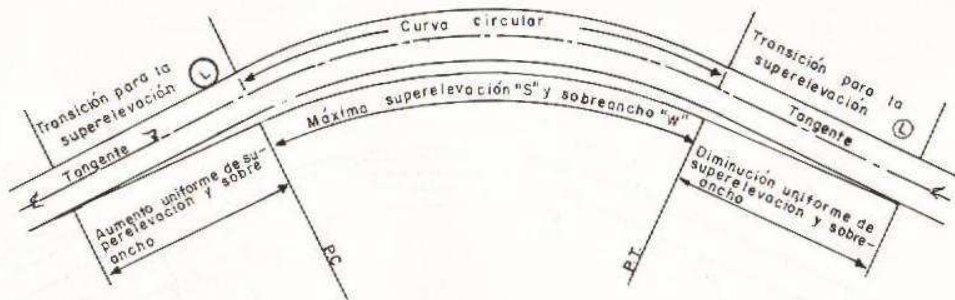
a = Ancho de superficie

S = Superelevación en %

p = Pendiente del borde de la superficie con respecto a la línea de centro

La Tabla 3 o el Gráfico 3 nos dará para diferentes anchos de superficie, superelevaciones y pendientes del borde de la superficie, las respectivas longitudes de transición y bombeo.



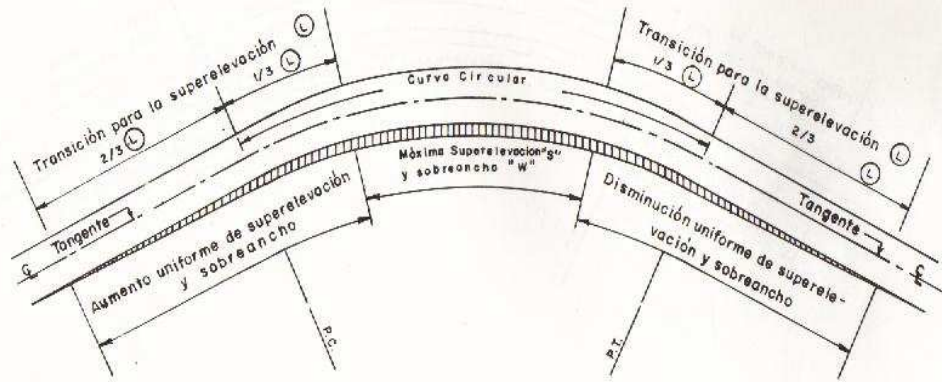


45

PLANO DE
 SUPERELEVACION Y SOBREANCHO

SIN ESCALA

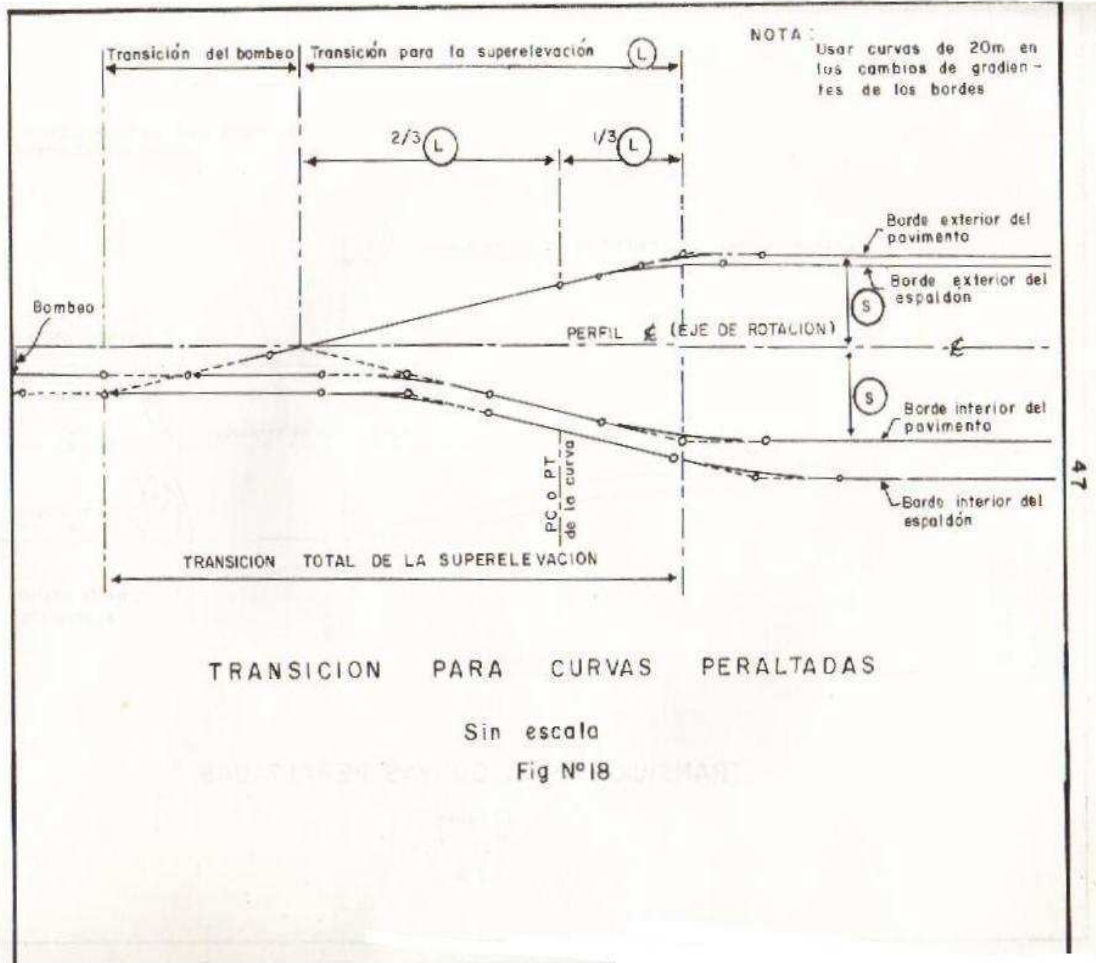
FIG N° 16



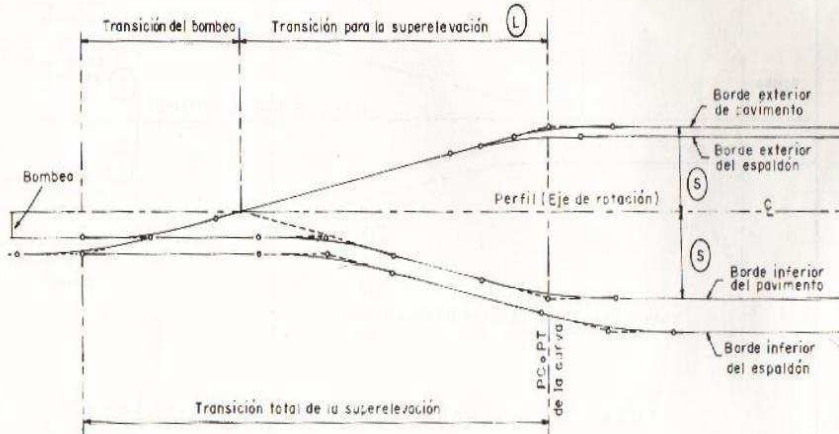
PLANO DE SUPERELEVACION Y SOBREA NCHO

Sin Escala

Fig 17



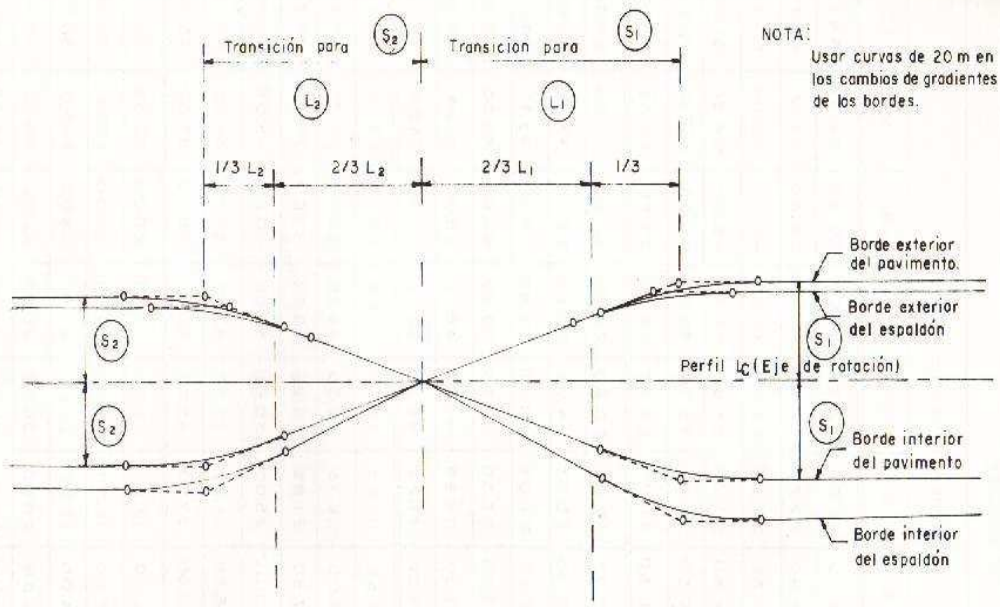
NOTA: Usar curvas de 20 m en los cambios de gradientes de los bordes.



TRANSICION PARA CURVAS PERALTADAS

Sin Escala

Fig 19



TRANSICION PARA SUPERELEVACION CONTRA CURVAS
TAGENTES CORTAS

Sin Escala

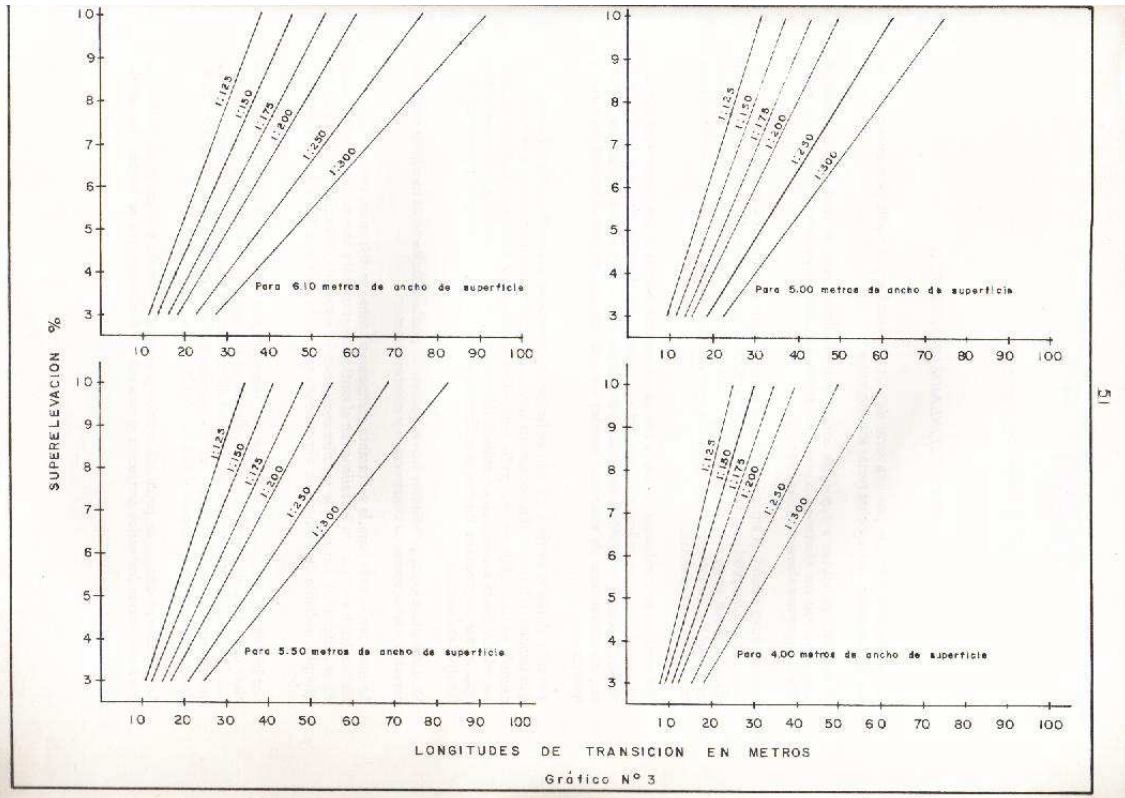
Fig 20

LONGITUDES DE TRANSICION PARA SUPERELEVAR

Ancho de sup.	Pendiente de borde de la superficie	SUPERELEVACION EN %								Longitud de bombeo
		3	4	5	6	7	8	9	10	
6.1	1:125	11.44	15.25	19.06	22.88	26.69	30.50	34.31	38.13	11.44
	1:150	13.73	18.30	22.88	27.45	32.03	36.60	41.18	45.75	13.73
	1:175	16.01	21.35	26.69	32.03	37.36	42.70	48.04	53.38	16.01
	1:200	18.30	24.40	30.50	36.60	42.70	48.80	54.90	61.00	18.30
	1:250	22.88	30.50	38.13	45.75	53.38	61.00	68.63	76.25	22.88
	1:300	27.45	36.60	45.75	54.90	64.05	73.20	82.35	91.50	27.45
5.5	1:125	10.31	13.75	17.19	20.63	24.06	27.50	30.94	34.38	10.31
	1:150	12.38	16.50	20.63	24.75	28.88	33.00	37.13	41.25	12.38
	1:175	14.44	19.25	24.06	28.88	33.69	38.50	43.31	48.13	14.44
	1:200	16.50	22.00	27.50	33.00	38.50	44.00	49.50	55.00	16.50
	1:250	20.63	27.50	34.38	41.25	48.13	55.00	61.88	68.75	20.63
	1:300	24.75	33.00	41.25	49.50	57.75	66.00	74.25	82.50	24.75
5.0	1:125	9.38	12.50	15.63	18.75	21.88	25.00	28.13	31.25	9.38
	1:150	11.25	15.00	18.75	22.50	26.25	30.00	33.75	37.50	11.25
	1:175	13.13	17.50	21.88	26.25	30.63	35.00	39.38	43.75	13.13
	1:200	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00	50.00	15.00
	1:250	18.75	25.00	31.25	37.50	43.75	50.00	56.25	62.50	18.75
	1:300	22.50	30.00	37.50	45.00	52.50	60.00	67.50	75.00	22.50
4.0	1:125	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	7.50
	1:150	9.00	12.00	15.00	18.00	21.00	24.00	27.00	30.00	9.00
	1:175	10.50	14.00	17.50	21.00	24.50	28.00	31.50	35.00	10.50
	1:200	12.00	16.00	20.00	24.00	28.00	32.00	36.00	40.00	12.00
	1:250	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00	50.00	15.00
	1:300	18.00	24.00	30.00	36.00	42.00	48.00	54.00	60.00	18.00

LONGITUDES DE TRANSICION Y ANCHOS DE SUPERFICIE EN METROS

Tabla N° 3



CAPITULO IV

DISEÑO ALINEAMIENTO VERTICAL

La rasante está formada por una serie de rectas enlazadas por medio de curvas verticales parabólicas, a las cuales dichas rectas son tangentes.

El conjunto de curvas y tangentes constituyen el alineamiento vertical de la carretera, el cual junto con sus efectos en la operación segura y económica de los vehículos es uno de los más importantes elementos de diseño.

Para un buen diseño, la situación ideal es aquella en que el corte es balanceado contra el relleno, sin mucho préstamo ni exceso de desperdicio. También que el acarreo sea hecho pendiente abajo si es posible y no muy largo. Las pendientes ideales tendrán distancias largas entre puntos de intersección, con curvas verticales también largas para obtener operación suave y buena visibilidad.

Los cambios en pendientes de más a menos deberán ser hechos en los cortes y los cambios de menos a más en rellenos. Esto dará en general buen diseño y evitará la apariencia de construir colinas y producir depresiones contrarias al contorno general del terreno. A veces, consideraciones de visibilidad pueden ser más importantes que el balance de cortes y rellenos.

También el diseño vertical, no sólo es factor importante en la consideración del costo, sino que también influye en el alineamiento horizontal y en las características de operación. Por ejemplo en cierto tipo de topografía montañosa puede hacer posible el diseño de pendientes relativamente suaves, con un mínimo de excavaciones, pero solamente a expensas de muchas curvas horizontales fuertes, restricciones en la visibilidad y excesivo incremento en la longitud del camino.

En otras situaciones, pendientes suaves pueden ser posibles, únicamente mediante fuerte excavación y altos costos de construcción y mantenimiento.

La línea proyectada para la subrasante compensará, como se dijo antes, en todo lo más que sea posible los cortes con los rellenos en el sentido longitudinal y aún en el transversal, cuando se aloje en un terreno que permita compensar lateralmente; lo cual se puede hacer, por ejemplo mediante cunetones con dimensiones apropiadas para que dicho balance de lleve a cabo.

Las pendientes máximas serán las que corresponden para el tipo de camino proyectado y la clase de terreno atravesado. Las pendientes se proyectarán al décimo como por ejemplo 4.8 % , 5.4 % etc., excepto en los casos de amarres con una pendiente establecida o cualquier otro motivo que obligue a calcular pendientes fraccionarias que necesitarán todos los decimales, como por ejemplo: 4.526 % , 5.325 % etc.

Los perfiles se dibujan en papel milimétrico grueso, que permita su manejo sin maltratarse y admita borrar los varios proyectos y ensayos de subrasante que se hagan. Las escalas

serán 1 a 1000 para la horizontal y 1 a 100 para la vertical.

El perfil del terreno se dibujará con tinta china negra y todos los ensayos de proyecto de subrasante se harán con lápiz hasta tener el mejor diseño, tanto por lo que hace a pendientes como a visibilidad, volúmenes, etc.

TRAZADO DE CURVAS VERTICALES:

Como se dijo al tratar de las pendientes, los elementos que constituyen el perfil longitudinal de la rasante deben enlazarse mediante curvas verticales, convexas o cóncavas de longitud variable. Esta longitud se determina, para ambos tipos de curvas, de forma de satisfacer las condiciones impuestas por las distancias de visibilidad y para que el paso de los vehículos se haga sin cambios bruscos.

La longitud L de las curvas verticales en las convexidades de la rasante se determinarán por la consideración de las distancias de visibilidad de parada y para las distancias mínimas de visibilidad de paso, correspondientes a la velocidad de diseño elegida.

Para la consideración de las distancias de visibilidad de parada, se supone que la distancia S está limitada en un extremo (Fig. 21) por el ojo del conductor, situado a una altura h sobre la rasante y en el otro, por un objeto de altura h' que se considera como obstáculo.

El valor de h está perfectamente definido, pues las fábricas norteamericanas de automóviles lanzan al mercado automóviles con altura de visual uniforme, de modo que el ojo del conductor se halla prácticamente a la misma altura sobre la calzada en la gran mayoría de estos automóviles. Esta altura fijada por la AASHO es de 1.37 m. En Europa este valor resultaría demasiado elevado por el gran porcentaje de automóviles de pequeñas dimensiones que circulan por sus carreteras. Allí resultaría más apropiado suponer $h = 1$ metro. En Costa Rica y en general en toda América Latina, también se encuentran este tipo de automóviles, aunque en cantidad reducida comparativamente. Por lo tanto para nuestros cálculos usaremos el valor de $h = 1.37$ metros.

En cuanto a h' , usaremos el valor de 0.10 m adoptado oficialmente en los Estados Unidos por la AASHO.

Teóricamente, el caso más desfavorable se tendrá cuando $h' = 0$, pues entonces la visibilidad se extenderá hasta los baches y depresiones de la calzada. Pero esta última eventualidad no es lógica considerarlas, pues para tales casos se deben colocar letreros o señales indicando el peligro.

Para la consideración de la distancia mínima de visibilidad de paso, se supone que la distancia S está limitada en un extremo por el ojo del conductor a una altura de 1.37 m. sobre la rasante y en el otro, por un objeto de 1.37 m. de altura, que podría ser la altura de visual de un conductor en sentido contrario (ver Fig. 22).

En cuanto a las curvas verticales cóncavas el problema de la visibilidad sólo se presenta durante la noche por efecto del cono de luz, que proyectan los faros de los vehículos.

En época pasada estas curvas sólo se diseñaban para que el pasajero no sufriera ninguna sensación de incomodidad al paso de dicha curva. Pero ahora se diseña atendiendo ambas

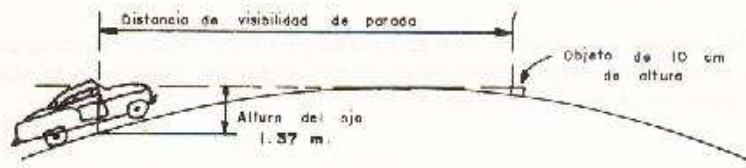


Fig. 21

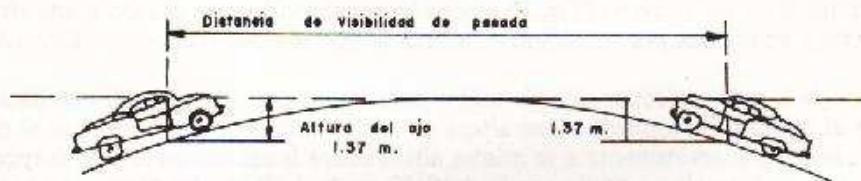


Fig. 22

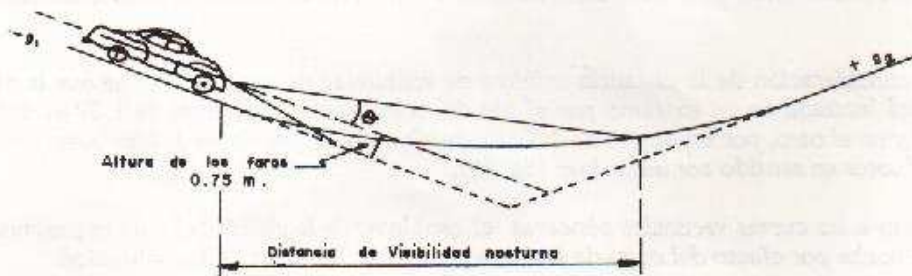


Fig. 23

posibilidades aunque esto aumenta ligeramente el costo de la obra.

Como para las curvas convexas, la longitud L se determina para las cóncavas desde el punto de vista de la visibilidad, de acuerdo con el valor de ésta para la velocidad de diseño adoptada. Para lo cual, se considera que la distancia S es la comprendida entre el centro de los faros, situados a la altura h sobre la rasante y el punto de incidencia en ésta del rayo de máximo ángulo α sobre la prolongación del eje longitudinal del vehículo, como se indica en la Figura 23.

Para h tomaremos 0.75 m y para el ángulo α adoptaremos 1 grado, valores promedios que corresponden a automóviles de pasajeros.

De acuerdo con la práctica corriente y con el fin de simplificar el cálculo de las ordenadas de las curvas verticales, se han escogido arcos de parábolas para el enlace de las pendientes.

CURVAS CONVEXAS:

Las fórmulas que dan las longitudes mínimas de las curvas convexas se deducirán de la siguiente manera; en las cuales llamaremos:

L = Longitud mínima de la curva en metros

S = Distancia mínima de visibilidad en metros

p = Diferencia algebraica de las pendientes en %

h = Altura del ojo del conductor sobre la calzada en metros

h' = Altura del objeto en metros

Para $L > S$

La parábola ΔABC (Fig. 24) referida a los ejes que pasan por B satisface a la ecuación $x^2 = 2P$ y cuando la curva es simétrica.

Como la subnormal de la parábola es constante e igual al semiparámetro, del triángulo AEG se deduce:

$$\frac{p}{2} = \frac{L/2}{P}$$

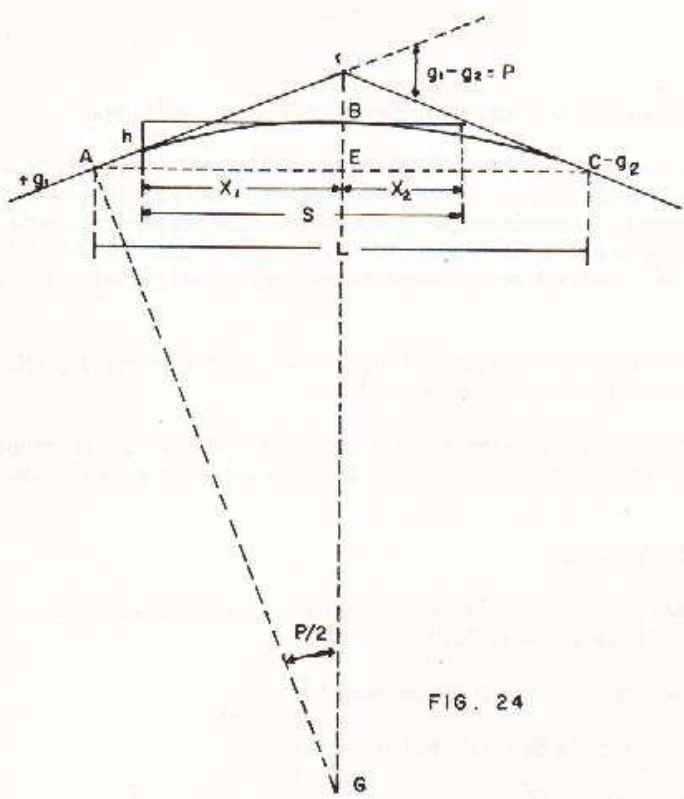


FIG. 24

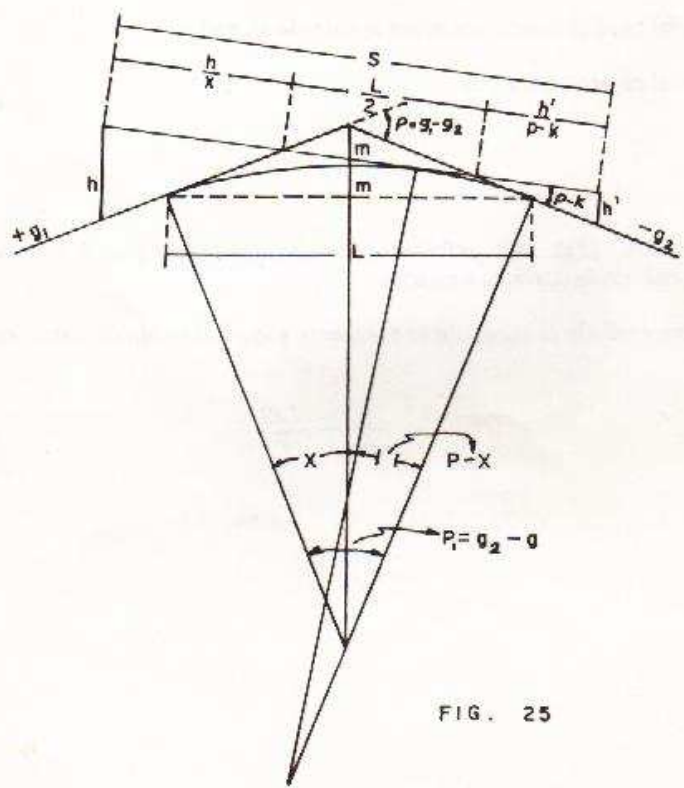


FIG. 25

De donde:

Reemplazando P por su valor en la ecuación $x^2 - 2P$ y se tiene:

$$x^2 = \frac{2L}{p} \cdot y$$

Para

$x = x_1 : x = x_2$, se tendrá:

$$\frac{x^2}{1} = \frac{2L}{p} \cdot h \quad x^2 = \frac{2L}{p} \cdot h'$$

De donde:

$$x_1 = \sqrt{\frac{2Lh}{p}} \quad x_2 = \sqrt{\frac{2Lh'}{p}}$$

Por consiguiente: $S = x_1 + x_2 = \sqrt{\frac{2Lh}{p}} + \sqrt{\frac{2Lh'}{p}}$

$$S = (2h + 2h') \sqrt{\frac{L}{p}}$$

Despejando L y expresando p en %, se tiene finalmente:

$$L = \frac{S^2 p}{[200\sqrt{h} + \sqrt{h'}]^2} \quad (1)$$

Para $L < S$

El problema consiste en calcular el valor del ángulo x . Confundiendo el ángulo con su tangente, de la Fig. 25 se deduce, sin error notable:

$$S = \frac{h}{x} + \frac{h'}{p-x} + \frac{L}{2} \quad (a)$$

Derivando con relación a x e igualando a cero, se obtiene:

$$= \frac{h}{x^2} + \frac{h'}{(p-x)^2} = 0$$

De donde:

$$= \frac{h}{x^2} + \frac{h'}{(p-x)^2}$$

Extrayendo la raíz cuadrada:

$$\sqrt{\frac{h}{x}} = \sqrt{\frac{h'}{p-x}}$$

Ahora bien, "sumas de antecedentes es a la de consecuentes como cada antecedente es a su consecuente", luego:

$$\frac{\sqrt{h}}{x} = \frac{\sqrt{h'}}{p-x} \quad \frac{\sqrt{h} + \sqrt{h'}}{p}$$

Multiplicando por \sqrt{h} el primero y tercer miembro de la igualdad anterior, se tiene:

$$\frac{h}{x} = \frac{\sqrt{h} (\sqrt{h} + \sqrt{h'})}{p}$$

Multiplicado por $\sqrt{h'}$ el segundo y tercero:

$$\frac{h'}{p-x} = \frac{\sqrt{h'} (\sqrt{h} + \sqrt{h'})}{p}$$

Sumando miembro a miembro:

$$\frac{h}{x} + \frac{h'}{p-x} = \frac{(\sqrt{h} + \sqrt{h'}) \cdot (\sqrt{h} + \sqrt{h'})}{p} = \frac{(\sqrt{h} + \sqrt{h'})^2}{p}$$

Reemplazando en (a) se tiene:

$$S = \frac{(\sqrt{h} + \sqrt{h'})^2}{p} = \frac{L}{2}$$

Despejando L y expresando p en %, se tiene finalmente:

$$L = 2S - \frac{200 (\sqrt{h} + \sqrt{h'})^2}{p} \quad (2)$$

Reemplazando en (1) los valores anteriormente asumidos para distancias de visibilidad de parada, tenemos para:

$$\begin{aligned} L &> S \\ L &= \frac{S^2 p}{2000 (\sqrt{1.37} + \sqrt{0.10})^2} \\ L &= \frac{S^2 p}{443} \end{aligned} \quad (3)$$

Reemplazando en (2) tenemos para

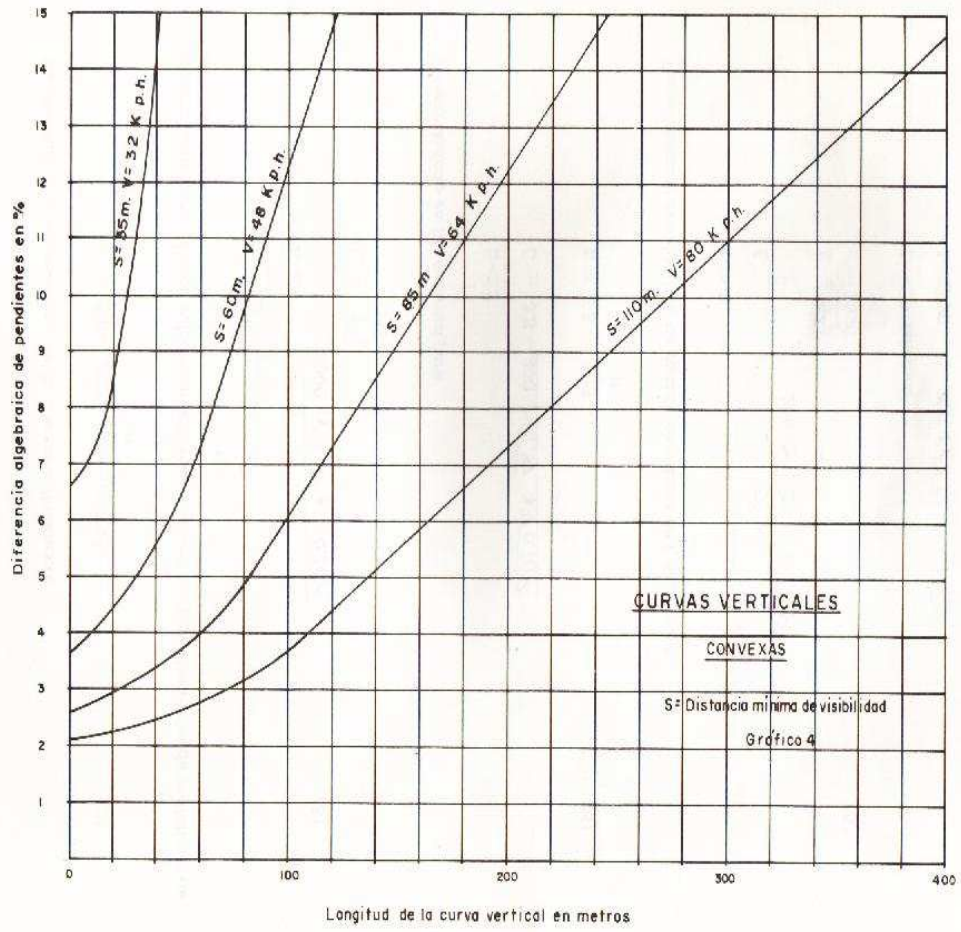
$$\begin{aligned} L &< S \\ L &= 2S - \frac{200 (\sqrt{1.37} + \sqrt{0.10})^2}{p} \\ L &= 2S - \frac{443}{p} \end{aligned} \quad (4)$$

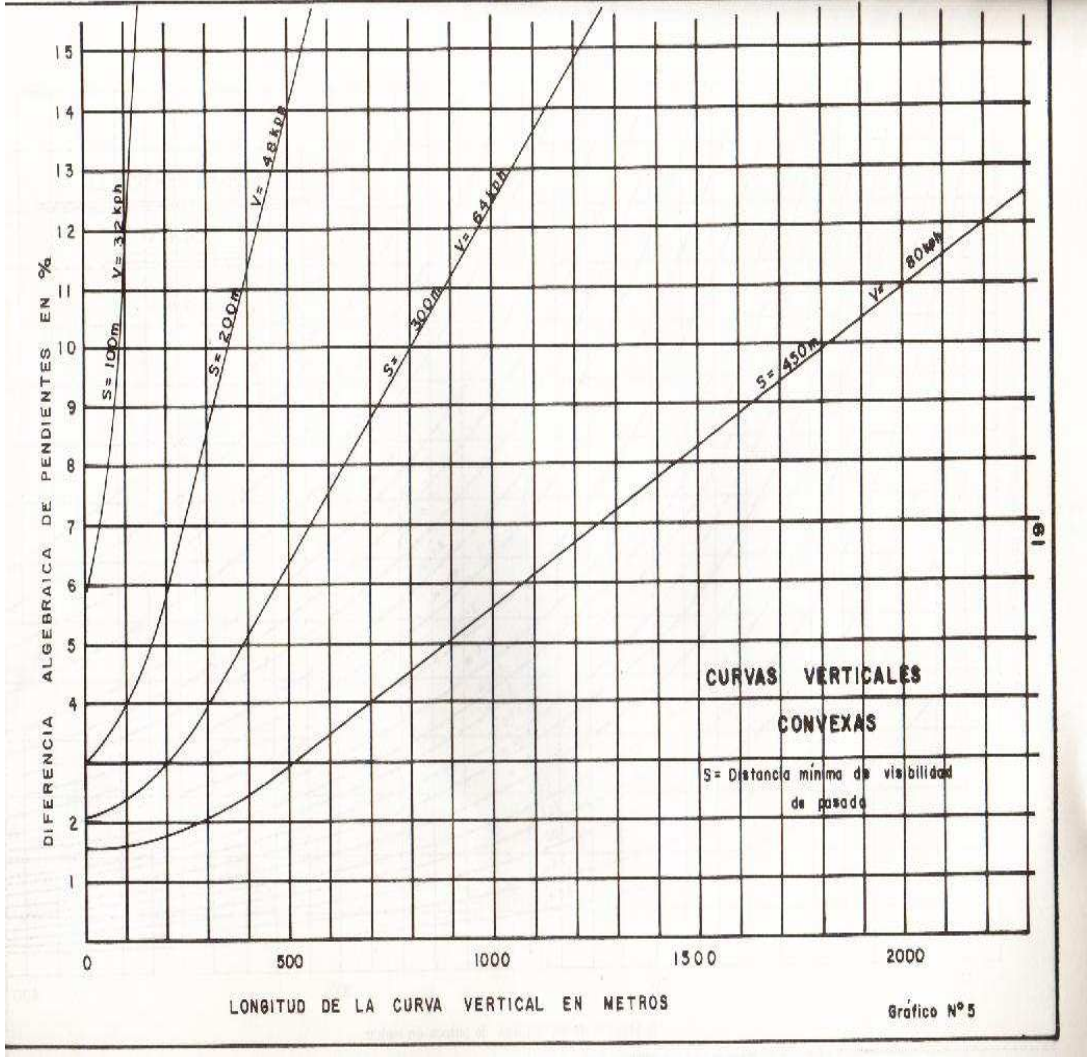
Para distancias de visibilidad de pasada los valores de L serán para

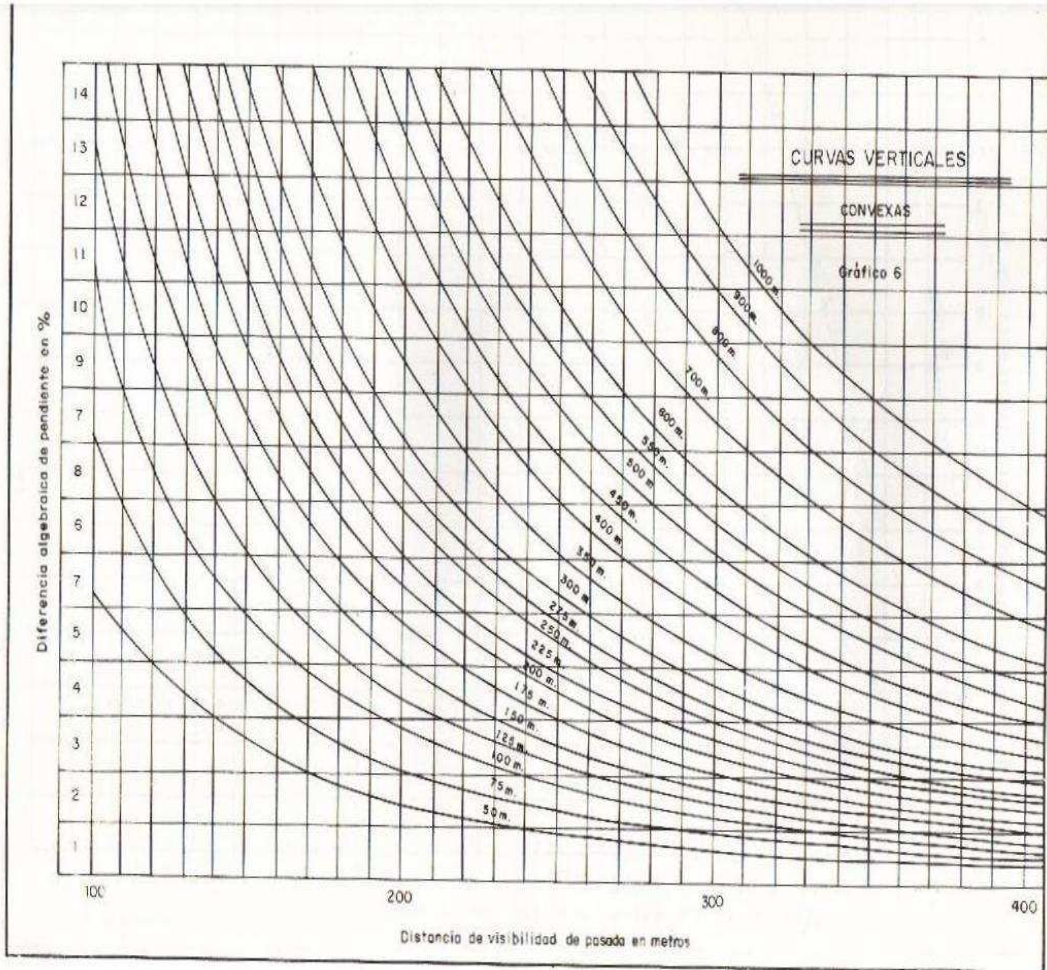
$$\begin{aligned} L &> S \\ L &= \frac{S^2 p}{200 (\sqrt{1.37} + \sqrt{1.37})^2} \\ L &= \frac{S^2 p}{1096} \end{aligned} \quad (5)$$

y para

$$\begin{aligned} L &< S \text{ tenemos} \\ L &= 2S - \frac{200 (\sqrt{1.37} - \sqrt{1.37})^2}{p} \\ L &= 2S - \frac{1096}{p} \end{aligned} \quad (6)$$







Las fórmulas (3) y (4) dan origen al gráfico 4 y las (5) y (6) darán origen al gráfico 5, los cuales serán de gran utilidad para el cálculo de longitudes de curvas verticales convexas.

También se ha elaborado el gráfico 6 el cual está basado en la fórmula $L = \frac{S^2 p}{1096}$

Este gráfico nos da para cualquier distancia de visibilidad de pasada y diferencia algebraica de pendiente, la longitud necesaria para el diseño de una curva vertical convexa.

CURVAS CONCAVAS:

Las fórmulas que dan las longitudes mínimas de las curvas cóncavas, en el caso de visibilidad nocturna, se deducirán de la siguiente manera:

Para $L > S$ tenemos:

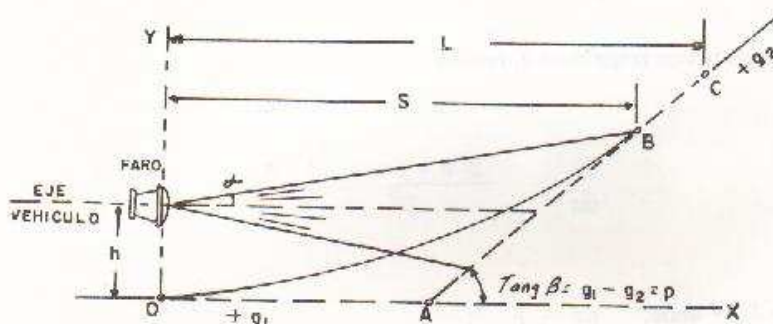


FIG N° 26

Se buscará una expresión que ligue la abscisa S , del punto de incidencia en la rasante del rayo de ángulo α , con las otras cantidades conocidas. Para este caso haremos la incidencia en la parábola (Fig. 26).

La expresión de la ecuación de una parábola de eje vertical, referida a la tangente y a la perpendicular en el vértice, es de la forma:

$$y = ax^2$$

Sustituyendo las coordenadas del punto B de nuestra parábola (Fig. 26)

$$x = S \quad y = h + S \tan \alpha$$

Y despejando tenemos:

$$a = \frac{h + S \tan \alpha}{S^2}$$

Por lo tanto, la ecuación de la parábola de la rasante es:

$$y = \frac{h + S \tan \alpha}{S^2} \cdot x^2$$

Tomando la derivada con respecto a x , resulta:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{2(h + S \tan \alpha) \cdot x}{S^2}$$

Pero, para $x = L$, se tiene: $\frac{dv}{dx} = p$

$$p = \frac{2(h + S \tan \alpha) \cdot L}{S^2}$$

De donde despejando a L y expresando a p en $\%$, obtendremos:

$$L = \frac{S^2 p}{200 (h + S \tan \alpha)} \quad (7)$$

Para $L < S$

Para este caso haremos la incidencia en la tangente (Fig. 27)

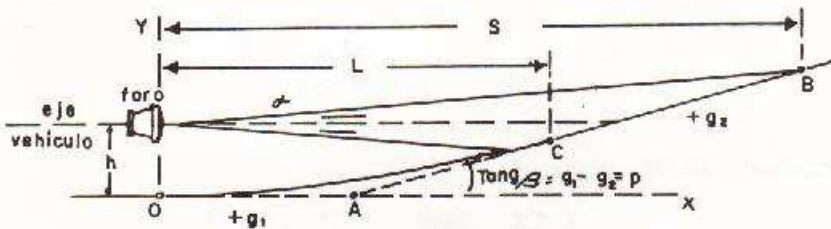


FIG N° 27

Siendo la ecuación de una recta de la forma:

$$y = ax + b$$

Las ecuaciones del rayo luminoso de ángulo α y de la tangente de la rasante son respectivamente:

$$y = x \tan \alpha + h$$

$$y = xp - \frac{L}{2} \cdot p$$

Despejando a L:

$$L = \frac{2Sp - 2h - 2S \tan \alpha}{p}$$

Reduciendo y expresando a p en ‰, resulta:

$$L = 2S - \frac{200(h + S \tan \alpha)}{p} \quad (8)$$

Reemplazando en (7) los valores anteriormente asumidos para distancias de visibilidad de parada, tenemos para $L > S$

$$L = \frac{S^2 p}{200 (0.75 + 0.0175 S)}$$

$$L = \frac{S^2 p}{150 + 3.49 S} \quad (9)$$

Reemplazando en (8) tenemos para

$$L < S$$

$$L = 2S - \frac{200 (0.75 + 0.0175 S)}{p}$$

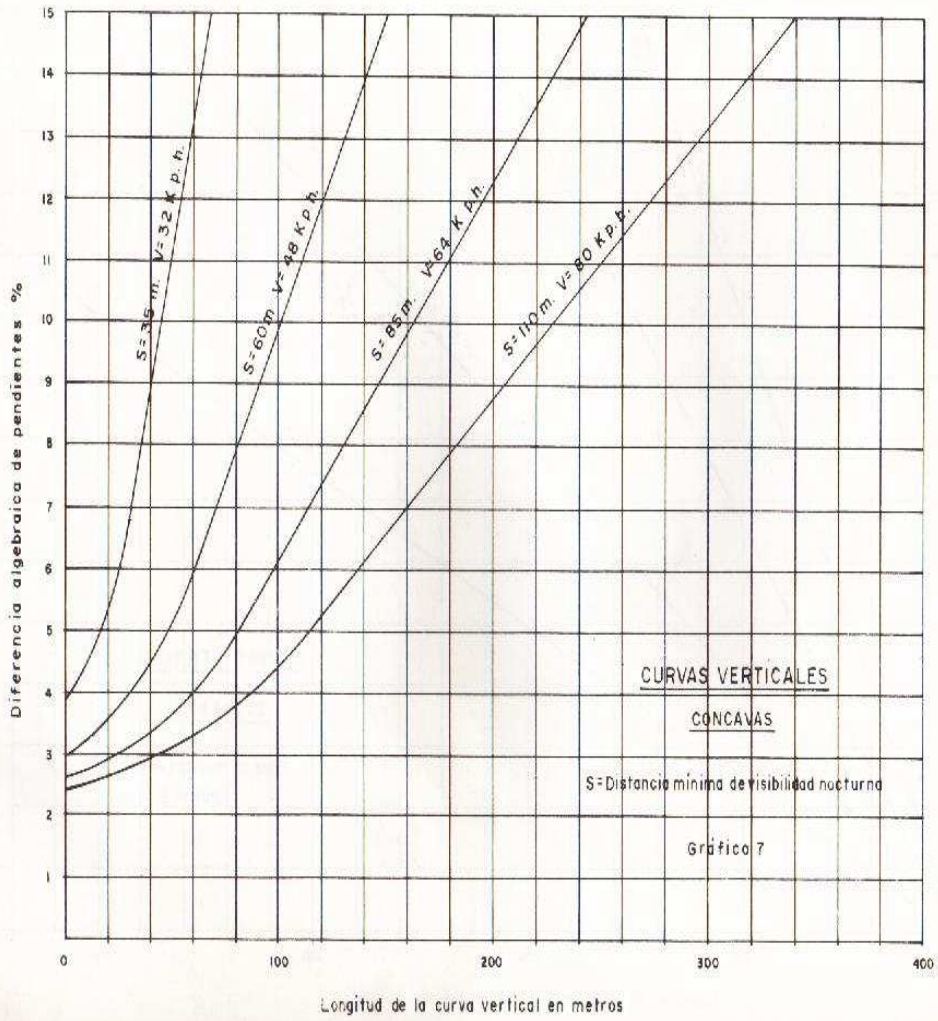
$$L = 2S - \frac{150 + 3.49S}{p} \quad (10)$$

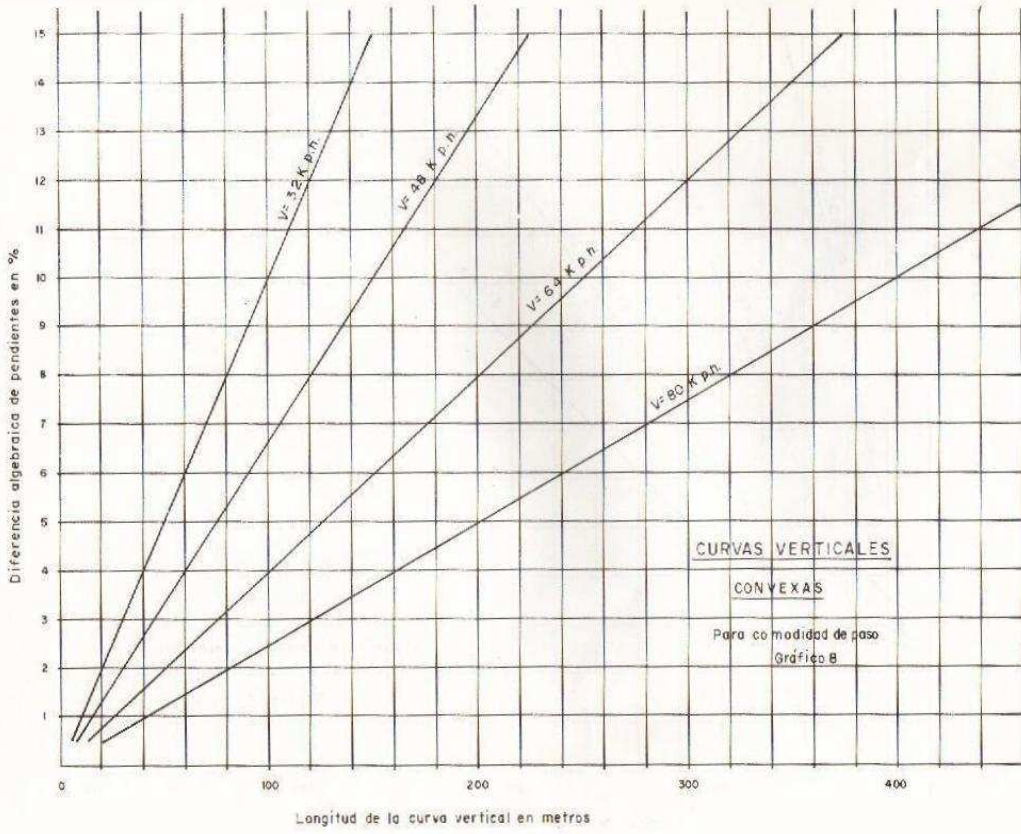
Las fórmulas (9) y (10) nos darán origen al Gráfico 7, el cual será de gran utilidad para el cálculo de longitudes verticales cóncavas.

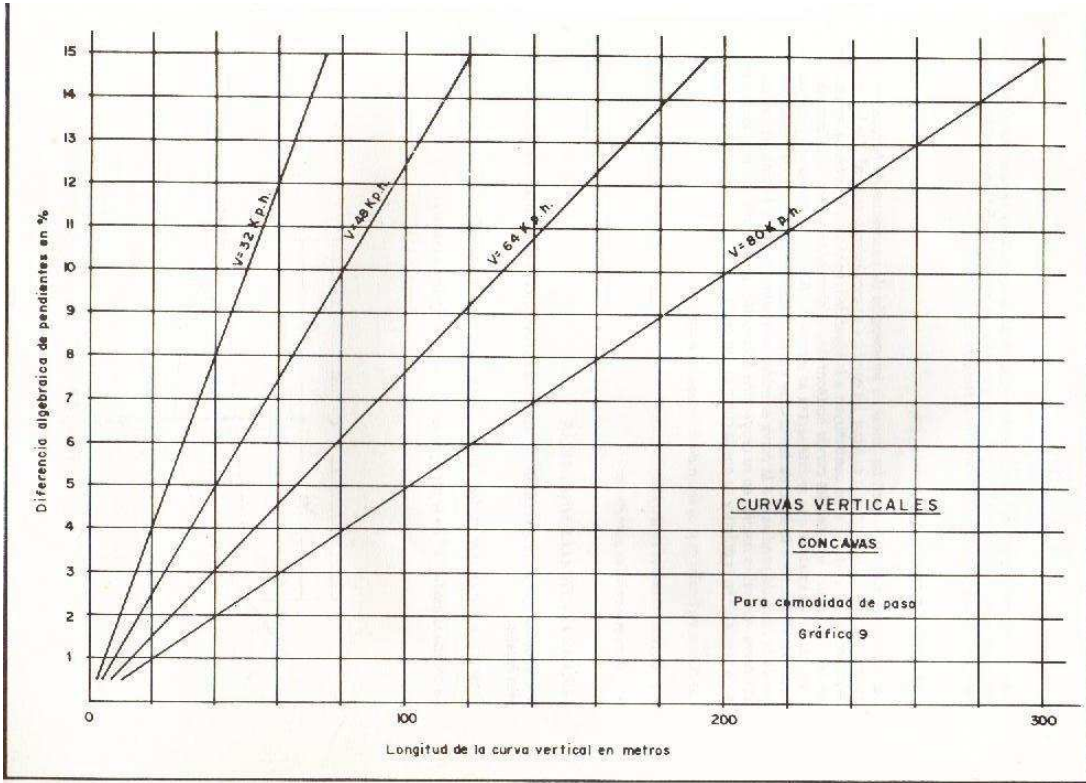
La U.S. Department of Commerce Bureau of Public Roads recomienda para el diseño de carreteras, ciertas constantes experimentales que multiplicadas por la diferencia algebraica de pendientes, se obtienen longitudes para curvas verticales cóncavas y convexas. Estas constantes para diferentes velocidades son las siguientes:

VELOCIDAD DE DISEÑO	CONVEXAS	CONCAVAS
32 Kph	10 p	5 p
48 Kph	15 p	8 p
64 Kph	25 p	13 p
80 Kph	40 p	20 p

Siendo "p" la diferencia algebraica de pendientes.







Estas constantes toman en cuenta fundamentalmente la comodidad al paso por dichas curvas y dan origen a los gráficos 8 y 9, con los cuales se puede calcular cualquier longitud de curvas verticales convexas y cóncavas respectivamente.

CALCULO DE CURVAS VERTICALES:

Las curvas verticales que unen las líneas de intersección de pendientes de ferrocarriles, carreteras y otras rutas tienden a suavizar los cambios en movimiento vertical. De hecho para ferrocarriles y carreteras, ellas contribuyen a la seguridad, confort y apariencia, en una forma tan vital como la hacen las curvas horizontales. Únicamente cuando la diferencia algebraica de las pendientes que se intersectan es menor del 0.5 / , las curvas son innecesarias. Todas las distancias a lo largo de la curva se miden horizontalmente, y todas las proyecciones de la línea de pendiente a la curva se miden verticalmente. Por lo tanto la longitud de una curva vertical es medida en su proyección horizontal. El error resultante al asumir esto, es despreciable en la práctica ya que la curva es casi plana.

Las curvas verticales se proyectan de dos clases que son:

- a. Curvas verticales simétricas
- b. Curvas verticales asimétricas

CURVAS VERTICALES SIMÉTRICAS:

Son aquellas que se proyectan de modo que las proyecciones horizontales de las pendientes sean iguales.

Estas curvas son las más usadas y su cálculo también es el más sencillo.

La ordenada media "e" de la parábola se calcula de la siguiente manera:

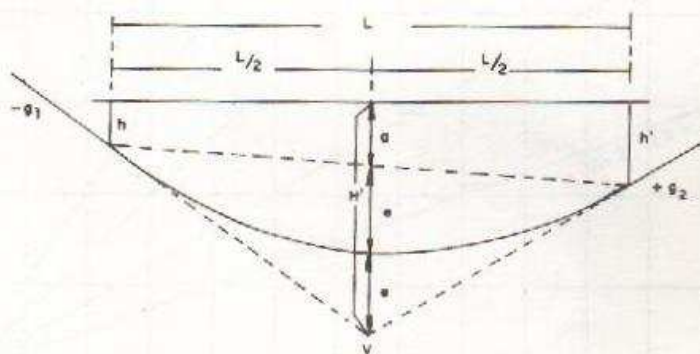


Fig. 28

De la Figura 28 se deduce: $a = \frac{h+h'}{2}$

Por otra parte $H = h + \frac{L}{2} \quad (-g_1)$

También: $H = h' + \frac{L}{2} \quad (g_2)$

Sumando miembro a miembro tenemos:

$$2H = h+h' + \frac{L}{2} \quad (g_2 - g_1)$$

y $H = \frac{h+h'}{2} + \frac{L}{4} \quad (g_2 - g_1)$

Ahora bien:

$$e = \frac{H - a}{2}$$

Reemplazando en esta ecuación los valores de "H" y "a" y dividiendo por 2, se tiene:

$$e = \frac{\frac{h+h'}{2} + \frac{L}{4} \quad (g_2 + g_1) - \frac{h+h'}{2}}{2}$$

$$e = \frac{L}{8} \quad (g_2 - g_1) \quad (11)$$

en donde:

e = ordenada media de la parábola o sea la correspondiente al vértice de las tangentes.

L = Longitud total de la curva

$g_2 - g_1$ = Diferencia algebraica de las pendientes

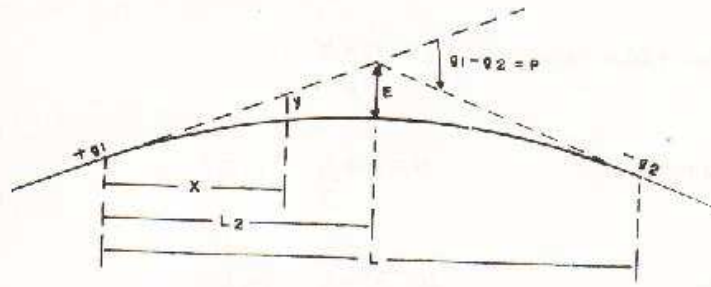
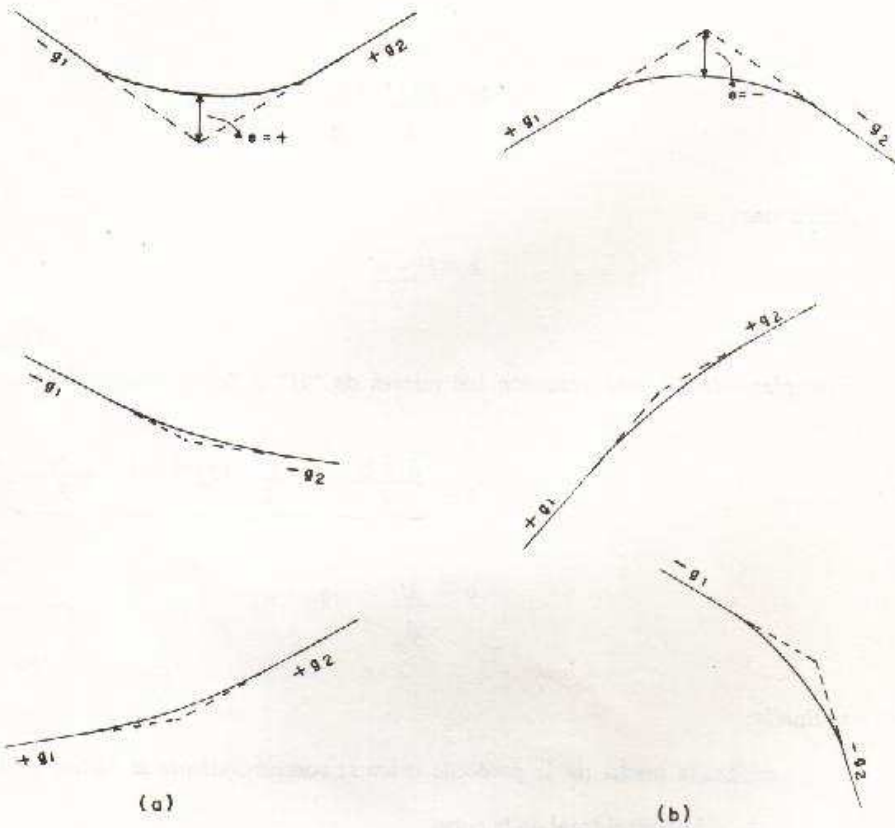


FIG N° 29



TIPOS DE CURVAS VERTICALES

(a) Curvas cóncavas

(b) Curvas convexas

FIG N° 30

Longitud de curva	X = DISTANCIA DEL PUNTO DE TANGENCIA A LA ESTACION														
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
60	.0083	.0333	.0750												
80	.0063	.0250	.0563	.1000											
100	.0050	.0200	.0450	.0800	.1250										
120	.0042	.0167	.0375	.0667	.1042	.1500									
140	.0036	.0143	.0321	.0571	.0893	.1286	.1750								
160	.0031	.0125	.0281	.0500	.0781	.1125	.1531	.2000							
180	.0028	.0111	.0250	.0444	.0694	.1000	.1361	.1778	.2250						
200	.0025	.0100	.0225	.0400	.0625	.0900	.1225	.1600	.2025	.2500					
220	.0023	.0091	.0205	.0364	.0568	.0818	.1114	.1455	.1841	.2273	.2750				
240	.0021	.0083	.0187	.0333	.0521	.0750	.1021	.1333	.1687	.2083	.2521	.3000			
260	.0019	.0077	.0173	.0308	.0481	.0692	.0942	.1231	.1558	.1923	.2327	.2769	.3250		
280	.0018	.0071	.0161	.0286	.0446	.0643	.0875	.1143	.1446	.1786	.2161	.2571	.3018	.3500	
300	.0017	.0067	.0150	.0267	.0417	.0600	.0817	.1067	.1350	.1667	.2017	.2400	.2817	.3267	.3750

$$Y = \left(\frac{x^2}{200L} \right) (g_2 - g_1)$$

73

TABLA N° 4

Valores de $\frac{x^2}{200L}$ para encontrar la corrección de las ordenadas de la rasante por curva vertical

X	LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL									
	320	340	360	380	400	420	440	460	480	500
10	.0016	.0015	.0014	.0013	.0013	.0012	.0011	.0011	.0010	.0010
20	.0063	.0059	.0056	.0053	.0050	.0048	.0045	.0043	.0042	.0040
30	.0141	.0132	.0125	.0118	.0113	.0107	.0102	.0098	.0094	.0090
40	.0250	.0235	.0222	.0211	.0200	.0190	.0182	.0174	.0167	.0160
50	.0391	.0368	.0347	.0329	.0313	.0298	.0284	.0272	.0260	.0250
60	.0563	.0529	.0500	.0474	.0450	.0429	.0409	.0391	.0375	.0360
70	.0766	.0721	.0681	.0645	.0613	.0583	.0557	.0533	.0510	.0490
80	.1000	.0941	.0889	.0842	.0800	.0762	.0727	.0696	.0667	.0640
90	.1266	.1191	.1125	.1066	.1013	.0964	.0920	.0880	.0844	.0810
100	.1563	.1471	.1389	.1316	.1250	.1190	.1136	.1087	.1042	.1000
110	.1891	.1779	.1681	.1592	.1513	.1440	.1375	.1315	.1260	.1210
120	.2250	.2118	.2000	.1895	.1800	.1714	.1636	.1565	.1500	.1440
130	.2641	.2485	.2347	.2224	.2113	.2012	.1920	.1837	.1760	.1690
140	.3063	.2882	.2722	.2579	.2450	.2333	.2227	.2130	.2042	.1960
150	.3516	.3309	.3125	.2961	.2813	.2679	.2557	.2446	.2348	.2250
160	.4000	.3765	.3556	.3368	.3200	.3048	.2909	.2783	.2667	.2560
170		.4250	.4014	.3803	.3613	.3440	.3284	.3141	.3010	.2890
180			.4500	.4263	.4050	.3857	.3682	.3522	.3375	.3240
190				.4750	.4513	.4298	.4102	.3924	.3760	.3610
200					.5000	.4762	.4545	.4348	.4167	.4000
210						.5250	.5011	.4793	.4594	.4410
220							.5500	.5261	.5042	.4840
230								.5750	.5510	.5290
240									.6000	.5760
250										.6250

$$Y = \left(\frac{x^2}{200L} \right) (g_2 - g_1)$$

Valores de $\frac{x^2}{200L}$ para encontrar la corrección de la ordenada de la rasante por curva vertical

TABLA N° 5

Para el cálculo de las ordenadas de los puntos de la curva vertical, recordaremos que las ordenadas de la parábola medidas desde las tangentes, son proporcionales al cuadrado de la distancia al punto de tangencia (P.C. o P.T.)

Entonces tenemos la siguiente proporción (ver Fig. 29)

$$\frac{y}{e} = \frac{x^2}{(L/2)^2} \quad (12)$$

En donde: $y = \frac{4x^2}{L^2} \cdot e$

Y sustituyendo a "e" por su valor y poniendo la diferencia algebraica de pendientes en / tenemos:

$$y = \frac{x^2}{200 L} (g_2 - g_1) \quad (13)$$

en donde:

y = ordenadas de la parábola

x = abscisas medidas a partir de los extremos de la curva

La fórmula (13) nos permite tabular $\frac{x^2}{200 L}$ para diferentes valores de "x", y "L"

Esta tabla facilita enormemente el cálculo de las ordenadas de la parábola y sólo será necesario multiplicar dicha constante por la diferencia algebraica de pendiente (ver tablas 4 y 5).

La Figura 30 muestra seis posibilidades de curvas verticales. Los casos (a) son cóncavas y los casos (b) son convexas.

Si "e" es de signo negativo, la curva será convexa y por lo tanto las proyecciones deben restarse de las elevaciones de las estaciones a lo largo de las tangentes de pendiente.

Si "e" es de signo positivo la curva será cóncava y por lo tanto las proyecciones deben sumarse de las elevaciones de las estaciones a lo largo de las tangentes de pendiente.

CURVAS VERTICALES ASIMÉTRICAS:

Son aquellas para las cuales, las proyecciones horizontales de las tangentes son desiguales.

Estas curvas suelen usarse cuando las pendientes de la rasante están determinadas y en una de ellas se encuentra un punto obligado, que limita la longitud de una de las ramas de la parábola. Tal cosa ocurre frecuentemente en los accesos de puentes y en los cruces o intersecciones de carreteras y vías férreas.

La ordenada media "e" de la parábola se calcula de la siguiente manera:

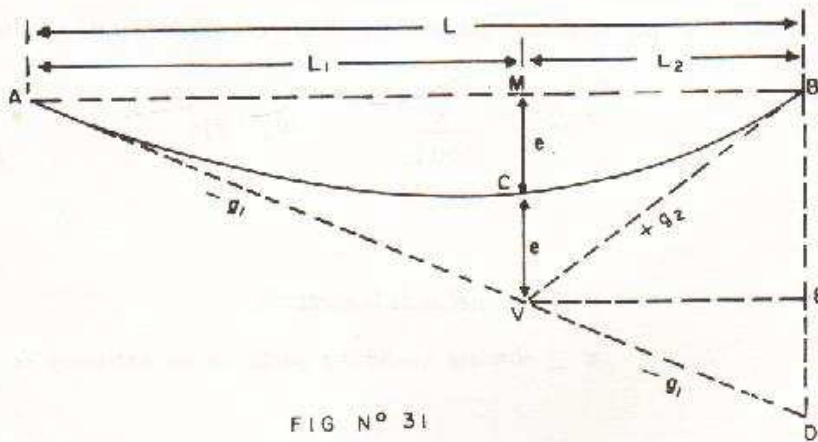


FIG N° 31

De la Fig. 31 tenemos:

$$BD = L_2 (-g_1) + L_2 (g_2) = L_2 (g_2 - g_1) \quad (a)$$

Por triángulos semejantes:

$$\frac{AM}{VM} = \frac{AB}{BD} \quad BD = \frac{L_2 e}{L_1} \quad (b)$$

Iguando (a) y (b), simplificando y expresando la diferencia algebraica de pendientes en / tenemos:

$$e = \frac{L_1 \cdot L_2}{200 L} (g_2 - g_1) \quad (14)$$

en donde:

e = Ordenada media de la parábola o sea la correspondiente al vértice de las tangentes

L_1 = Longitud del lado izquierdo de la curva

L_2 = Longitud del lado derecho de la curva

L = Longitud total de la curva

$g_2 - g_1$ = Diferencia algebraica de las pendientes

Para el cálculo de las ordenadas de los puntos de la curva vertical, se ocupará la misma fórmula (12), teniendo en cuenta el lado a considerar.

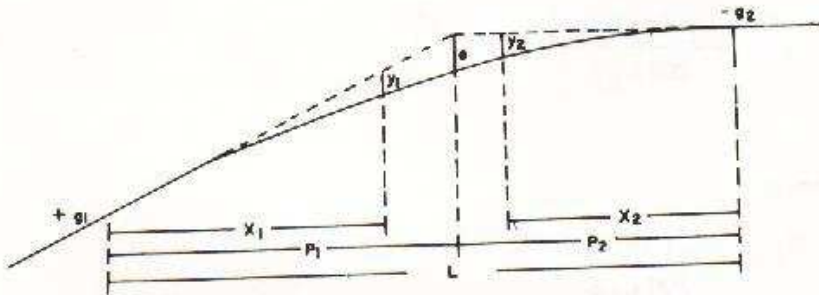


Fig. 32

Para el lado izquierdo:

$$y_1 = \left[\frac{x_1}{L_1} \right]^2 \cdot e \quad (15)$$

Para el lado derecho:

$$y_2 = \frac{x_2^2}{L_2} = e \quad (16)$$

en donde:

$y_1 =$ ordenadas de la parábola del lado izquierdo

$y_2 =$ ordenadas de la parábola del lado derecho

$x_1 =$ abscisas medidas a partir del PCV de la curva

$x_2 =$ abscisas medidas a partir del PTV de la curva

Sustituyendo (14) en (15) y (16) tenemos:

$$y_1 = \frac{L_2 (g_2 - g_1)}{200 L_1 L} \cdot x_1^2 \quad (17)$$

$$y_2 = \frac{L_1 (g_2 - g_1)}{200 L_2 L} \cdot x_2^2 \quad (18)$$

Si llamamos a:

$$K_1 = \frac{L_2 (g_2 - g_1)}{200 L_1 L} \quad (19)$$

$$K_2 = \frac{L_1 (g_2 - g_1)}{200 L_2 L} \quad (20)$$

Tenemos que $y_1 = K_1 \cdot x_1^2$

$$y_2 = K_2 \cdot x_2^2$$

Para efectos de cálculos es conveniente hallar primero el valor de K_1 y K_2 para que al ser éstas multiplicadas por las respectivas distancias elevadas al cuadrado, obtengamos las ordenadas que necesitamos para el cálculo de dicha curva.

EMPLEO SIMULTANEO DE LAS CURVAS VERTICALES Y HORIZONTALES:

Los cambios de pendiente de la rasante deben verificarse, en lo posible, sobre los alineamientos rectos; sin embargo, en casi todos los trazados se presenta frecuentemente el problema de un cambio de pendiente dentro de una curva horizontal. En términos generales, parece preferible sacrificar las ventajas derivadas del empleo de pendientes suaves si con ello se logra mejorar los alineamientos.

La "American Association of State Highway Officials" recomienda que los pequeños caminos de dirección de los alineamientos se efectúan sobre puntos altos de la rasante, en vez de en las depresiones y evitar el empleo simultáneo de curvas verticales y curvas horizontales de pequeño radio, especialmente cuando las pendientes sean fuertes, en caso de que sea necesario usar conjuntamente una curva vertical y una horizontal, ésta última deberá cubrir o sobrepasar aquélla.

SECCIONES TRANSVERSALES:

Las secciones se dibujan en papel milimétrico, a escala de 1:100 y sirven para colocar en ellas la sección del camino, obtener el área de corte o relleno correspondiente a la sección. Se conoce, por medio del proyecto de subrasante, las cotas, ya sean de corte o de relleno que correspondan a cada estación completa de 20 metros o en cualquier punto intermedio que haya sido nivelado.

Por medio de una plantilla preferentemente de material transparente, que represente la sección del camino con sus cunetas, se dibuja ésta a la cota correspondiente de corte o relleno, según sea el caso.

AREA DE LAS SECCIONES:

El cálculo de las áreas de las secciones pueden hacerse mediante tres procedimientos: analítico, gráfico o con planímetro.

El método analítico es el que proporciona mayor exactitud, pero es lento y laborioso, presentando la ventaja de su fácil comprobación por cualquiera de los otros métodos.

Sin embargo no trataremos de él ya que juzgamos de suficiente bondad los métodos restantes.

El primer método gráfico consiste en contar materialmente los cuadros del papel, en el cual los centímetros cuadrados representan metros cuadrados completos. Este método es laborioso y en general poco usado.

El segundo procedimiento gráfico, consiste en dividir la superficie verticalmente en fajas del mismo ancho, por medio de líneas verticales con una separación "C" igual entre todas; si las secciones están dibujadas como es lo natural, en papel milimétrico, las líneas pueden ser imaginarias y basta con considerar las verticales, cada cierto número de milímetros, según sea la precisión que se requiera. Mientras más separadas estén las líneas la precisión será menor; pero si la sección del terreno es bastante uniforme, puede tomarse una separación mayor sin que la precisión se vea muy afectada.

El área de la sección se obtiene mediante la fórmula:

$$A = C.L$$

En donde:

A = Área de la sección

C = Separación constante entre las líneas verticales

L = Suma de las longitudes de las líneas verticales

El método del planímetro es el más rápido y operando con cuidado se obtiene suficiente aproximación.

VOLUMENES:

El volumen de material ya sea en corte o en relleno comprendido, entre dos secciones, se calculará mediante la fórmula de área promedio, que consiste en multiplicar el promedio de sus áreas extremas por la distancias entre ellas.

O sea:

$$V = \frac{A + A'}{2} \cdot d$$

en donde:

A y A' son las áreas de las secciones extremas y "d" la distancia que las separa

Si el volumen a calcular es entre dos perfiles, uno de corte y el otro en relleno, se usarán las fórmulas que a continuación se deducen.

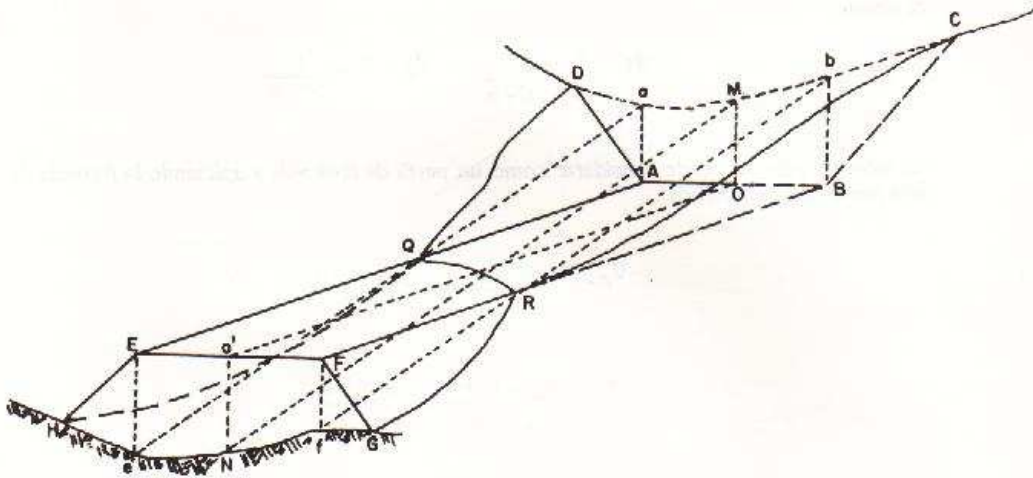


Fig N° 33

Sean (Fig. 33) las dos secciones transversales extremas ABCD y EFGH; suponiendo que el terreno está formado por una superficie reglada, engendrada por rectas paralelas a un plano vertical que pasa por el eje del camino y que tiene por directrices las dos curvas DMC y HNG, intersección de las secciones extremas con el terreno, la sección de paso será una curva QPR. Obtener el volumen de corte y relleno entre la sección de paso formada por la curva y cada una de las extremas, es complicado; cuando el ancho del camino no es excesivo, se puede sustituir la curva de paso sin error apreciable, por una recta normal al eje del camino.

Si llamamos d_1 , y d_2 a las distancias parciales desde las secciones extremas al punto de paso, y C y R a las áreas de los perfiles en corte y relleno, se tendrá

$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{R}{C} \quad d_1 + d_2 = d$$

de donde:

$$d_1 = d \cdot \frac{R}{C+R} \quad d_2 = d \cdot \frac{C}{C-R}$$

La recta de paso se puede considerar como un perfil de área nula y aplicando la fórmula de área promedio, tendremos:

$$V_r = d_1 \cdot \frac{R+0}{2} = \frac{d_1 R}{2}$$

$$V_c = d_2 \cdot \frac{C+0}{2} = \frac{d_2 C}{2}$$

y sustituyendo los valores de las distancias parciales d_1 y d_2 :

$$V_r = \frac{d}{2} \cdot \frac{R^2}{C+R}$$

$$V_c = \frac{d}{2} \cdot \frac{C^2}{C+R}$$

Estos volúmenes de corte y relleno están representados por las áreas de triángulos rectángulos que tienen por base las áreas respectivas de corte y relleno y por altura las distancias al punto de paso; por lo tanto, si por los extremos de una recta, $AB = d$ (Fig. 34) levantamos dos perpendiculares BD y AC , que en una escala determinada representan las áreas de corte y relleno (llevando una hacia arriba y otra hacia abajo) y unimos los puntos C y D , P será el punto de la línea de paso y los dos triángulos formados tendrán áreas iguales a los volúmenes de relleno y corte en una escala determinada.

EL DIAGRAMA DE MASAS:

La cantidad de tierra a mover es uno de los principales puntos que debe ser considerado durante el diseño y la construcción del camino, hay que considerar varios factores variables los cuales son muy importantes para determinar, no sólo el costo unitario, sino también el precio total del proyecto.

En la mayoría de los casos, se trata de extraer material de los puntos altos y depositarlos en los más bajos, compensando cualquier deficiencia con material de préstamo o botando cualquier exceso o desperdicio. Los excesos de material extraído deben removerse de la obra.

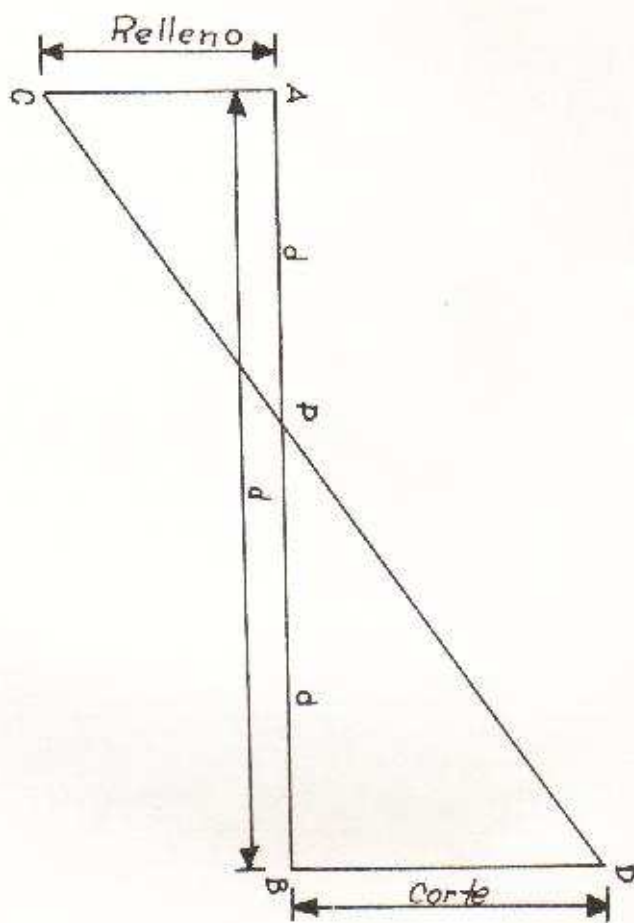


Fig. 34

El trabajo en sí está realizado por los innumerables tipos de máquinas construidas para ese fin, cuyas características de funcionamiento son factores fijos, como el tiempo de carga y descarga, y las variaciones de las velocidades.

Los costos de operación y mantenimiento permanecen también constantes en la mayoría de los casos, de obra a obra. Aparte del tipo de material cortado, la distancia a transportarlo es probablemente el factor variable predominante en la determinación de los costos y por lo tanto, es innegable cuan importante será su cálculo exacto.

El diagrama de masas es una representación gráfica del volumen de tierra a mover y de las distancias que hay que transportarlo, en un tramo determinado de la obra. Expresado en términos más técnicos, es una curva o gráfico, en el que las distancias horizontales representan el estacionamiento del proyecto y las distancias verticales indican las sumas algebraicas de los volúmenes de corte y relleno, a partir de un punto al principio del proyecto.

Al calcular el movimiento de tierra, debe tenerse en cuenta el exceso de excavación necesario para obtener un relleno de volumen determinado. El término abultamiento, bastante generalizado, lo usaremos para designar ese exceso de la excavación en comparación con el relleno.

El abultamiento oscila generalmente entre el 1.15 y 1.50, información que determina el ingeniero proyectista previamente al cálculo del movimiento de tierra. En otras palabras, el volumen de rellenos se aumenta en la cantidad necesaria para determinar el número de metros cúbicos de corte o excavación que hay que tener para hacerlo.

Los pasos necesarios para calcular un diagrama de masas se mencionan seguidamente sin hacer descripción especial para cada uno de ellos, por salirse del propósito de esta tesis.

1. En el perfil del terreno se diseña la subrasante
2. Se calculan las cotas de corte y relleno
3. Se dibujan y emplantillan las secciones transversales, tomando en cuenta las respectivas cotas de corte y relleno ya calculadas.
4. Se calculan las áreas
5. Se calculan los volúmenes, aumentando el relleno según el porcentaje de abultamiento.
6. Se acumulan los volúmenes, considerando signo positivo (+) a los cortes y negativo (-) a los rellenos.
7. Se suman algebraicamente los volúmenes acumulados, obteniendo las ordenadas de la curva-masa.
8. Con estos valores se dibuja gráficamente la curva-masa.

Los pasos del 4 al 8 se pueden tabular en una hoja apropiada, llamada hoja de movimiento de tierra (ver Tabla 6).

CALCULO: _____

PROYECTO: _____

REVISO: _____

MOVIMIENTO DE TIERRAS

DE EST: _____

FECHA: _____

A EST: _____

EST.		AREAS		VOLUMENES			CANTIDADES ACUMULADAS		DIFERENCIAS	
		CORTE (+)	RELLENO (-)	CORTE (+)	RELLENO (-)	RELLENO (%)	CORTE (+)	RELLENO (%)	ORDENADAS CURVA-MASSA	
1+080	20		5 8		182 -	236 6		10052 3	+ 6252 7	
1+100	20		12 4		282 -	366 6		10418 9	+ 5886 1	
120	20		15 8		264 -	343 2		10762 1	+ 5542 9	
140	20		10 6	2 6	384 -	499 2	16307 6	11261 3	+ 5046 3	
160	20	1 8	27 8	100	294 -	382 2	16407 6	11643 5	+ 4764 1	
180	20	8 2	1 6	171	48 -	62 4	16578 6	12705 9	+ 4872 7	
1+200	20	8 9	3 2	219	62 -	80 6	16797 6	11786 5	+ 5011 1	
220	20	13 -	3 -	254	132 -	171 6	17051 6	11958 1	+ 5093 5	
240	20	12 4	10 2	182	194 -	252 2	17233 6	12210 3	+ 5023 3	
260	20	5 8	9 2	259	28 9	37 6	17492 6	12247 9	+ 5244 7	
280	20	20 1		361			17853 6		+ 5605 7	
1+300	20	16 -		122 9	55 -	71 5	17976 5	12319 4	+ 5657 1	
313.50	13.5	2 2	16 2	1 2	89 1	115 8	17977 7	12435 2	+ 5542 5	
320	6.5		11 2	13 4	79 4	103 2	17991 1	12538 4	+ 5452 7	
340	20	4 5		58 -	40 6	52 8	18049 1	12591 2	+ 5457 9	
360	20	1 2	6 8	250 -	15 1	19 6	18299 1	12610 8	+ 5868 3	
380	20	23 8		488 -			18787 1		+ 6176 3	
1+400	20	25 -		300 -	2 8	3 6	19087 1	12614 4	+ 6472 7	
420	20	5 -	2 8	102 -	152 -	197 6	19189 1	12812 -	+ 6377 1	
440	20	5 2	12 4	220 -	204 -	265 2	19401 1	13077 2	+ 6331 9	
460	20	16 8	8 -	618 -	12 1	15 7	20027 1	13092 9	+ 6934 2	
480	20	45 -		1212 -			21239 1		+ 8146 2	
1+500	20	76 2		1342 -			22581 1		+ 9488 2	
520	20	58 -		822 -		1	23403 1	13093 -	+ 10310 1	
540	16	24 2	6	208 8	268 8	349 4	23611 9	13442 4	+ 10169 5	
556	12.5	1 9	33 -	1 1	325 -	422 5	23613 -	13864 9	+ 9748 1	
568.50	11.50		19 -	3	181 7	236 2	23613	14101 1	+ 9512 2	
580	20	1 -	12 6	52 -	204	265 2	23665 3	14366 3	+ 9299 -	
1+600	12	4 2	7 8	78 -	73 2	95 2	23743 3	14461 5	+ 9281 8	
612	12	8 8	4 4	5 1	518 4	673 9	23748 4	15135 4	+ 8613 -	
624	6		82 -	5 4	212 1	275 7	23753 8	15411 1	+ 8342 7	
630	6	13 1								
TOTALES DE ESTA HOJA							EXCESO DE CORTE _____			
TOTALES ANTERIORES							RELLENO _____			
TOTALES ACUMULADOS							% CONTROL O ABULT: _____			

En el análisis de dicha curva se podrá deducir si hay desperdicio o si por el contrario se requieren préstamos por no ser suficiente el material de los cortes para hacer los rellenos; por lo tanto, habrá que modificar el proyecto de la subrasante, bajándolo si se requieren mayores volúmenes de corte y menores de relleno, o bien subiéndola si es necesario lo contrario. El proceso descrito anteriormente habría que repetirlo para cada cambio de subrasante.

En la generalidad de los casos, cuando se tiene ya suficiente experiencia, basta con calcular la curva-masa dos veces.

ACARREO LIBRE:

Por acarrear el material de los cortes a los rellenos se hace un pago especial al contratista, pero existe una cantidad de material que se mueve libre de pago. La distancia de acarreo libre es usualmente de 150 a 350 metros, pero a menudo se lleva a 5.600 metros y los volúmenes comprendidos en este acarreo se determinan en la curva en la forma que adelante se indica.

SOBREACARREO:

Todo el material que se traslada de un corte o en préstamo a un relleno, a distancia mayor que la del acarreo libre, se dice que es sobreacarreado. La distancia del sobreacarreo se obtiene restando el acarreo libre a la distancia entre el centro de gravedad de la excavación (en corte o en préstamo) y el centro de gravedad del relleno.

La cantidad de obra que comprende este concepto se calcula multiplicando la distancia de sobreacarreo por el volumen de la excavación. La curva masa es muy útil en la determinación de las distancias de sobreacarreo y necesaria por lo tanto para determinar hasta que límite conviene sobreacarrear el material de un corte. Conociendo los precios unitarios de excavación y préstamo, así como de sobreacarreo, se determina la distancia máxima hasta la cual conviene económicamente sobreacarrear; adelante de este límite es preferible desperdiciar el material del corte y hacer préstamos para el relleno.

PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS:

Derivadas del proceso de cálculo, la curva masa tiene las siguientes propiedades:

- 1- En los límites de un corte la curva asciende de izquierda a derecha y decrece cuando existe relleno.
- 2- En los lugares donde se cambia de corte a relleno la curva marca un máximo y en donde se pasa de relleno a corte, existe un mínimo. Hay que hacer notar que no siempre hay una concordancia completa entre el perfil y la curva-masa, ya que en el primero solamente se acusan las elevaciones de centro del camino y no revela la compensación transversal.
- 3- Cualquier línea horizontal como AC, Figura 35, marcará en la curva 2 puntos entre los

cuales los volúmenes de los cortes compensan los rellenos (ajustados por el abultamiento). A esta línea se le denomina compensadora.

- 4- La diferencia de ordenadas entre dos puntos, marca la diferencia de volumen de tierras entre la distancia de ambos puntos.
- 5- Cuando la curva quede encima de la compensadora, los acarrees de materiales se harán hacia delante y cuando la curva queda abajo, los movimientos se harán hacia atrás.
- 6- El área comprendida entre la curva masa y la compensadora, representa el volumen por la longitud media de acarreo.

Como se dijo antes, uno de los usos más importantes del diagrama de masas, aparte del balance de corte y rellenos y de la distribución ventajosa de los mismos, es el establecimiento de la distancia de sobreacarreo y la porción de tierra que debe ser recordada como acarreada más allá de los límites de acarreo libre.

Examinando la Figura 35 se procede como sigue:

- a) Se traza una línea horizontal AC , que la escala del dibujo representa la distancia de acarreo libre, entonces el material arriba de dicha línea deberá ser acarreado sin ningún costo extra.

La cantidad de este material es dado por la ordenada de la línea AC al punto B y es una medida del volumen del corte ab para hacer el relleno bc .

- b) Consideremos ahora el volumen arriba de la línea compensadora OD .

Un estudio de la curva masa y del perfil muestra que el corte ab compensa el relleno bc . Pero, ya que la parte arriba de la línea AC , está incluida en el límite de acarreo libre, la otra parte entre las líneas OS y AC , que es medida por la ordenada AA_1 , está comprendida en el sobreacarreo, esto es algo o todo el volumen oa debe ser sobreacarreado para hacer el relleno d .

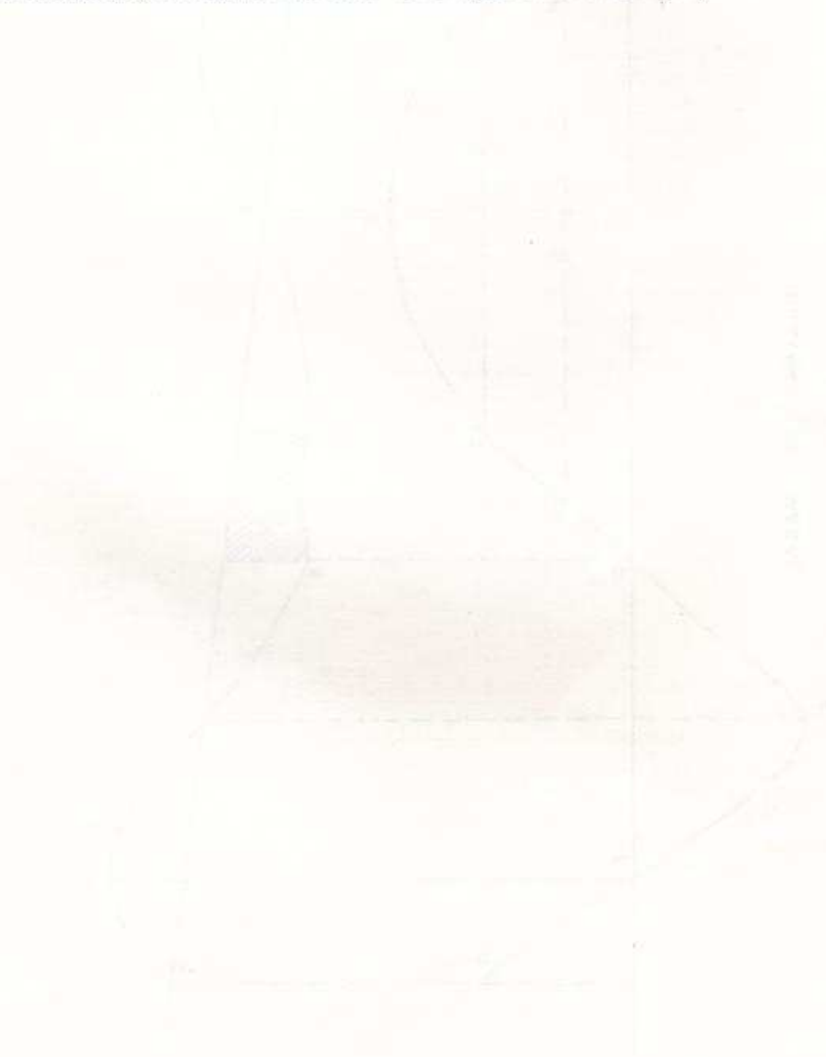
La longitud promedio de acarreo del corte oa para hacer el relleno cd es la distancia, entre los centros de gravedad de ambos volúmenes. Las líneas de gravedad se encuentran como sigue: se bisecta AA_1 , en M y se traza un horizontal que intersecta la curva masa en los puntos H y J . Estos puntos se asume que están verticalmente debajo de los centros de gravedad deseados. Entonces el acarreo promedio es dado por la longitud de la línea HJ , y el sobreacarreo será la distancia HJ menos la distancia AC de acarreo libre. La distancia de sobreacarreo multiplicada por el volumen neto de los metros cúbicos-kilómetro de sobreacarreo.

El diagrama de masas puede ser usado para indicar el procedimiento más económico de disponer el material excavado, qué parte de él debe ser movido hacia atrás o adelante y cuánto préstamo o desperdicio es aconsejable. Así la línea compensadora OD es continuada horizontalmente hasta el punto X , se puede ver que los cortes y rellenos de "O" a "f" están

balanceados, pero el volumen representado por la ordena XG es exceso de corte (Figura 35) que puede ser acarreado hacia adelante, atrás o desperdiciado.

Si el proyecto termina en "g" o si no hay rellenos inmediatamente adelante, entonces ese material excavado debe ser llevado hacia atrás para ayudar a hacer el relleno cd (es hecho hacia abajo y dentro de los límites de acarreo libre) mientras que una cantidad equivalente del corte o a será desperdiciada, reduciendo así los metros cúbicos-kilómetros de sobreacarreo.

El diagrama presenta un cuadro gráfico de la forma de acarrear el material y es de un gran valor al contratista y a cualquier interesado como el procedimiento mejor y más económico.



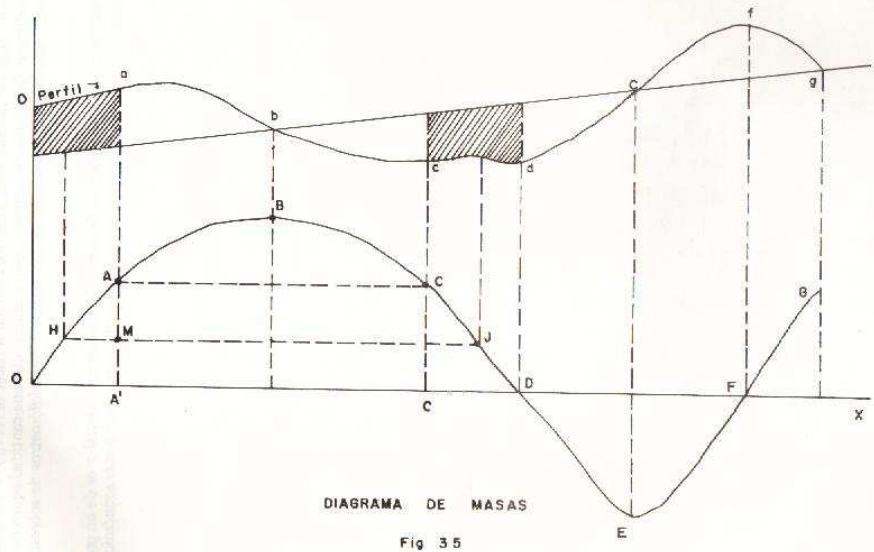


DIAGRAMA DE MASAS

Fig 35

CAPITULO V

DISEÑO DE DRENAJES

El objeto fundamental del drenaje es la eliminación del agua o humedad que en cualquier forma pueda perjudicar el camino; esto se logra evitando que el agua llegue a él, o bien dando salida a la que inevitablemente le llega.

A veces se destinan obras semejantes a las de drenaje a distinto fin, a pesar de lo cual se les sigue considerando como tales, más bien por la analogía que existe en el proceso del proyecto, que por su finalidad.

En la vida de un camino es fundamental el funcionamiento del drenaje, pues por la naturaleza del material con que se forman los rellenos o el propio de los taludes de corte, cualquier exceso de agua o humedad ocasiona erosión y trastorna el funcionamiento del camino.

Los deslaves, asentamientos y desprendimientos de material, encarecen el costo de la conservación y a veces interrumpen el tránsito ocasionando por lo tanto desequilibrios económicos.

Siempre que sea posible o cuando la magnitud del camino lo amerite, es conveniente que el ingeniero trazador o localizador, se haga acompañar por un ingeniero drenajista, no porque aquél no tenga capacidad suficiente para la elección de cruces de agua, sino porque es útil que conozca los puntos de vista del drenajista y que éste último conozca los del localizador para que el proyecto del camino resulte equilibrado y no haya posteriormente divergencia de criterio.

El cuidado en el estudio no sólo es aplicable a cruces de grandes ríos, sino para cualquier obra de drenaje por pequeña que sea, pues el drenaje menor es el que regula la vida del camino y el que a la larga da el índice de economía de él. El peor enemigo de la vida de un camino es el agua.

Un camino ideal es aquel que tenga el menor número de cruces, que éstos sean definidos, de régimen hidráulico tranquilo, que el terreno sea seco, es decir que no haya humedad y donde el nivel de agua freática no alcance a perjudicar por capilaridad la base, ni la superficie de rodamiento. Por eso se localizan a veces las líneas por las divisorias de aguas, o se recargan sobre la ladera o se buscan las partes altas y firmes cuando la línea va por zonas bajas, húmedas o pantanosas.

Es imposible tratar en un manual como éste todos los casos de drenaje que se presentan, por lo que sólo nos concretaremos a indicar los casos típicos de caminos.

- a) *Línea localizada en parte-agua: Es la ideal desde el punto de vista de drenaje, ya que solamente necesitará obras de alivio.*
- b) *Línea localizada en ladera: Es de drenaje fácil, ya que drena áreas pequeñas, con cauces bien definidos y con huellas de crecientes bien manifiestas, etc. En este caso*

hay que proyectar muchas veces obras complementarias como cajas de captación, cuando la pendiente transversal de la ladera es fuerte, o bien obras de protección para evitar deslaves.

- c) *Línea de lomerío:* Debe tenerse mucho cuidado al hacer la estimación del drenaje, pues no son fáciles de apreciar las cuencas drenadas, aún cuando sí son fáciles de identificar los cruces y su importancia.
- d) *Línea en terreno plano:* El estudio del drenaje es difícil, pues tanto las áreas de las cuencas como los escurrideros no son fáciles de localizar y son indefinidos en cuanto a sus dimensiones.

Se pueden considerar varias clases de terreno plano: el terreno alto y seco en el cual las depresiones son bien definidas y las secciones hidráulicas pueden considerarse como de control. El terreno bajo es inundable, pero con corrientes definidas y finalmente el terreno plano en las zonas del cono de deyección de los ríos, en el cual los arroyos son divagantes.

En cualquiera de estos tipos de terreno plano, la posición de la rasante queda definida en un ciento por ciento por el drenaje ya sea por las dimensiones de los alcantarillados o por la necesidad de levantar los rellenos para evitar que el agua salte sobre ellos o en último caso, para evitar que la humedad llegue a perjudicar la base del camino, por capilaridad.

ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS OBLIGADOS POR EL DRENAJE:

Los puntos obligados en cuanto a drenaje, están determinados principalmente por los puentes grandes, ya que en la mayoría de los casos el resto del drenaje queda supeditado al proyecto integral del camino, tomando en consideración que un cruce no es sino un accidente del camino y no un factor básico en el proyecto del mismo. Un buen camino no es solamente aquél que tiene buenos cruces, sino aquél que, teniendo buenos cruces, tiene buen alineamiento tanto vertical como horizontal.

En el caso especial de los caminos vecinales, cuya función generalmente es unir con una vía económica varias poblaciones entre sí o bien unir éstas a una vía de comunicación más importante, la elección de los puntos obligados por el drenaje es de una importancia básica puesto que una línea mal estudiada desde este ángulo podrá ser o no costosa inicialmente, pero seguramente lo será su conservación y operación.

TIPOS DE DRENAJE:

El drenaje se divide en drenaje superficial y en drenaje subterráneo, de acuerdo con el funcionamiento del escurrimiento. De estos dos tipos sólo trataremos del primero, ya que es el que se presenta con más frecuencia.

DRENAJE SUPERFICIAL:

Se llama drenaje superficial al que tiende a eliminar el agua que escurre encima del terreno o del camino, sea que provenga directamente de lluvia, de escurrideros naturales o de aguas almacenadas.

El drenaje superficial comprende dos aspectos: uno es el que trata de evitar que el agua llegue al camino por medio de obras que lo protejan y el otro es el que trata de drenar el agua que inevitablemente llega al camino, por medio de estructuras especiales.

OBRAS PARA LA PROTECCION DEL CAMINO:

Las principales obras para la protección del camino son las siguientes: Bombeo de la superficie, cunetas, contracunetas, canales y otras obras auxiliares.

De estas las dos primeras ya fueron tratadas con el Capítulo II, por lo tanto describiremos las otras.

CONTRACUNETAS:

Son estructuras destinadas a evitar que llegue el agua a las cunetas cuando éstas tienen una capacidad menor que la necesaria para el gasto, así como para evitar la erosión en los cortes.

La localización de las contracunetas va íntimamente ligada con su funcionamiento, por lo cual se colocan siempre en las laderas del lado del aguas arriba y a cierta distancia de la orilla de corte.

CANALES:

Son obras de protección localizadas a las orillas del camino con el objeto de impedir que el agua llegue y lo dañe.

OTRAS OBRAS AUXILIARES:

Además de las obras que se han detallado, cuya misión es proteger al camino del agua, hay muchas obras auxiliares, como muros de contención, zampeados, etc., especiales para cada caso particular, y de las cuales no se puede hablar en general.

CRUCES:

Cuando no puede eliminarse el agua, e inevitablemente tiene que cruzar el camino, debe encauzarse en forma tal que el paso de vehículos pueda ser permanente por el camino.

Los principales cruces de agua lo constituyen los vados, las alcantarillas y los puentes.

CONDICIONES DE UN BUEN CRUCE O ALINEAMIENTO:

El primer principio de la localización de una alcantarilla consiste en que la corriente entre y salga en la misma línea recta. Cualquier cambio brusco de dirección en uno y otro extremo retarda la corriente y obliga a emplear un conducto de mayor sección causando además socavamiento en las paredes del cauce.

La entrada y salida en línea recta de una alcantarilla se puede obtener de 3 métodos distintos: cambiando la dirección del cauce, alineándola oblicuamente con respecto al eje de la vía o combinando ambos métodos.

El costo del cambio del cauce puede ser parcialmente compensado por la economía resultante del acortamiento de la alcantarilla o por la disminución de su diámetro. Un alineamiento oblicuo requiere mayor longitud, aunque se justifica por la mayor eficiencia hidráulica y por la seguridad del camino.

El segundo principio de la localización de una alcantarilla consiste en evitar que la corriente altere su curso cerca de los extremos del conducto, pues así podría volverlo inadecuado causando erosión y formando remansos, que darían gastos considerables de conservación.

El alineamiento de la alcantarilla puede ser influenciado por la selección de la pendiente; los métodos para determinar un alineamiento correcto se ven en la Figura 36.

PENDIENTE:

La pendiente ideal para una alcantarilla es la que no ocasiona sedimento ni velocidad excesiva, evita la erosión y es aquella que exige menor longitud.

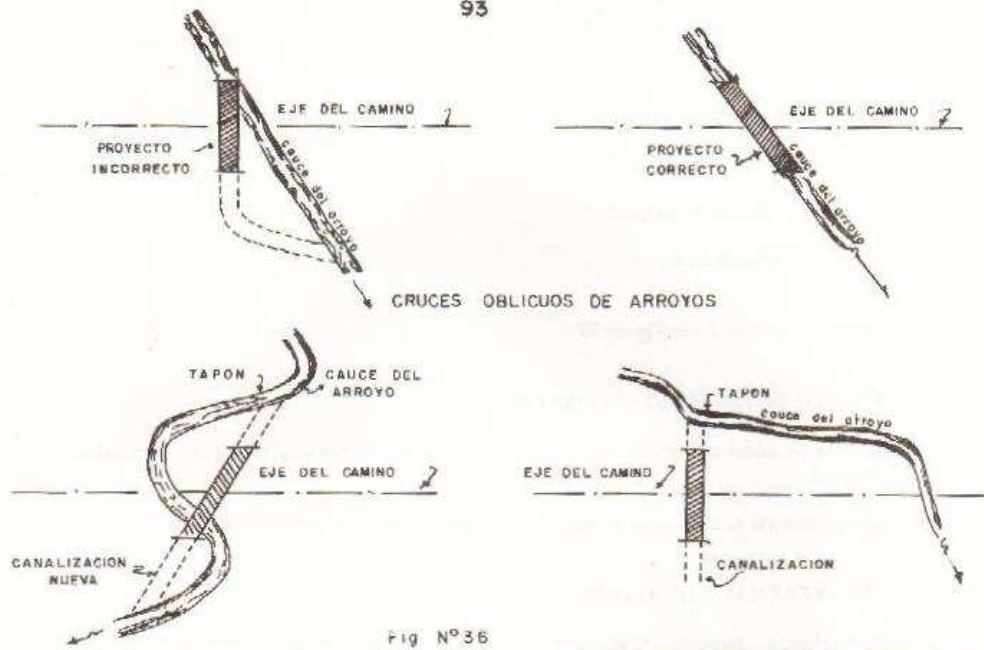
La pendiente que se recomienda para tubos es de 1 a 2 ‰ para que resulte igual o menor que la crítica con tal que la velocidad no sea perjudicial. En general para evitar la sedimentación, se aconseja una pendiente mínima de 1/2 ‰.

LONGITUD DE LA ALCANTARILLA:

La longitud necesaria para una alcantarilla depende de la anchura del camino, altura del relleno y los taludes, pendiente y oblicuidad, del tipo de sus extremos, según sean secciones terminales, muros de cabezales, etc.

Una alcantarilla debe ser lo suficiente larga para que sus extremos no queden obstruidos por expansión del relleno. Si así fuere, se disminuirá la eficiencia, y se aumentarían los gastos de conservación. Por otra parte, la alcantarilla no debe tener sus extremos innecesariamente expuestos.

Son cuatro los casos usuales de ubicación de alcantarillas:

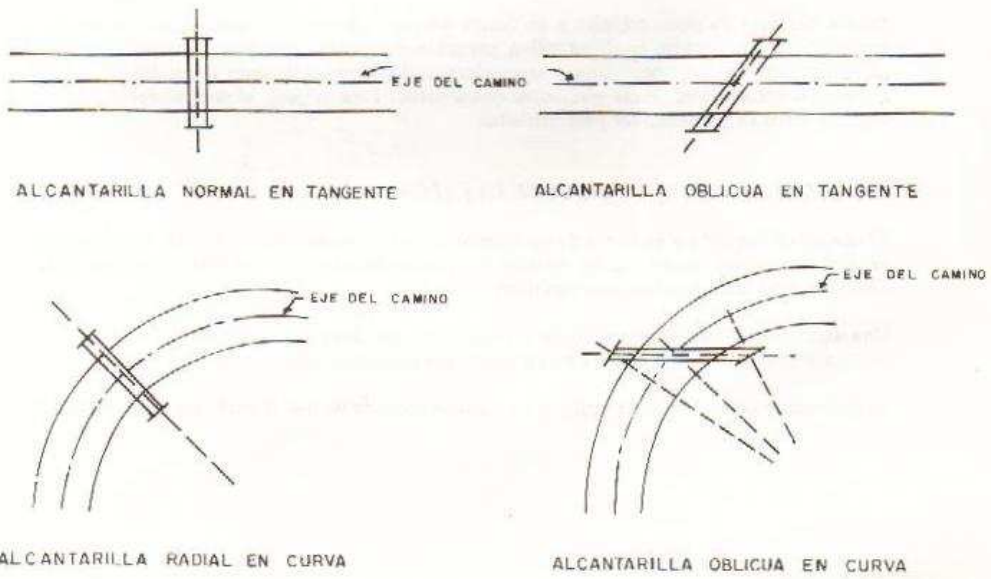


CRUCES OBLICUOS DE ARROYOS

Fig N°36

RECTIFICACION DE CAUCE EN ARROYOS DIVAGANTES

DEBERA EVITARSE QUE EL AGUA CORRA PARALELAMENTE AL CAMINO DEL LADO DE AGUAS ARRIBA



ALCANTARILLA NORMAL EN TANGENTE

ALCANTARILLA OBLICUA EN TANGENTE

ALCANTARILLA RADIAL EN CURVA

ALCANTARILLA OBLICUA EN CURVA

Fig N° 37

Normales en tangente
 Radiales en curva
 Oblicuas en tangente y
 oblicuas en curva

Estos se muestran en la Figura 37.

ANGULO DE OBLICUIDAD O "SKEW"

Cuando un conducto cruza un camino en un ángulo diferente al resto, hay que calcular su longitud.

Los elementos extremos de la estructura deben construirse paralelamente al eje del camino.

ALCANTARILLAS DE ALIVIO:

Tratándose de caminos en ladera o dondequiera que ese camino intersepte el agua superficial, conviene drenarla hacia el lado más abajo, y si es posible alejarla del camino antes de que cause daños. Estas alcantarillas deben colocarse de manera que den entrada y salida al agua en la forma más eficiente.

VADOS PAVIMENTADOS:

En los caminos de poco tránsito y en donde las crecientes son escasas, es posible evitar la construcción de puentes o alcantarillas, permitiendo que el agua pase directamente sobre una depresión del camino. Una o unas alcantarillas simples llevarán al caudal normal del arroyo exceptuando el de las crecientes ocasionales. Para impedir el deslave del talud y del camino, estos vados deben ser pavimentados.

DISEÑO DEL TAMAÑO Y FORMA DE LAS ALCANTARILLAS:

El diseño del tamaño y la forma de las alcantarillas se hace siguiendo métodos de aceptación general, los cuales varían mucho de acuerdo a los antecedentes y las prácticas de la localidad. Los resultados también son variables.

Una alcantarilla la definiremos como un conducto que lleva agua a través de un relleno. Es un "paso bajo nivel" para el agua y el tránsito que pasa sobre ella.

La diferencia entre una alcantarilla y un puente consiste en que la parte superior de aquella

generalmente no forma parte del pavimento de la carretera; por el contrario, un puente es un "eslabón" en la carretera. Generalmente se considera también que una alcantarilla, es toda estructura cuya distancia entre estribos es menor de 6 metros.

CONSIDERACIONES DE HIDRAULICA:

El agua superficial debe alejarse de una carretera tan pronto como sea posible.

Para determinar si una alcantarilla es adecuada, son de importancia los siguientes factores: sus dimensiones, el alineamiento, la pendiente y los métodos de instalación; si una alcantarilla se obstruye o socava, es señal de que no tiene la capacidad adecuada, ni presta el servicio que se esperaba de ella.

Generalmente una alcantarilla reduce el cauce de la corriente ocasionando un embalse a la entrada, y un aumento de velocidad por dentro y a la salida, en donde se puede necesitar alguna protección contra la socavación y la erosión.

Las alcantarillas no deben diseñarse para que funcionen llenas, o con boca de entrada sumergida más de una vez en cada 25 años. En caminos vecinales puede ser menor.

En caminos vecinales, el rebose de las aguas sobre el camino una vez cada varios años puede que no tenga consecuencias serias, si el relleno se halla protegido. Cuando se trata de caminos de mucho tránsito, la boca de entrada debe ser tal, que en raras ocasiones quede sumergida, aunque las aguas nunca deben rebosar por encima de la carretera.

ESTUDIO DE DRENAJE:

El tamaño de una alcantarilla necesita un estudio que incluye lo siguiente:

1. Información sobre las características del escurrimiento de la cuenca (forma, pendiente, uso presente y futuro del terreno, etc.)
2. Área de la cuenca. El uso de los mapas del Instituto Geográfico, o de otros planos topográficos es satisfactorio; si la cuenca es pequeña y visible, basta una estimación aproximada.
3. Perfil del canal existente a la entrada y a la salida.
4. Sección transversal del canal de salida
5. Sección transversal del relleno en donde se colocará la alcantarilla
6. Cotas de nivel a la entrada de la cuenca hasta el nivel más alto de las aguas, para determinar la capacidad de embalse.
7. Elevación máxima del agua en la llanura aguas abajo de la alcantarilla, sujeta a inundaciones causadas por cualquier corriente de agua.

8. Estudio sobre la resistencia a la erosión del lecho de los canales.
9. Posibilidad de cambio de cauce de las corrientes.

Los levantamientos aerotopográficos y las fotografías, si pueden obtenerse, son satisfactorias y pueden resultar menos costosas que las nivelaciones para la determinación de varios de los puntos indicados anteriormente. Los puentes y las alcantarillas grandes son las únicas estructuras que justifican nivelaciones costosas.

El Ingeniero será menos criticado si construye sus estructuras de drenaje pecando por exceso más bien que por defecto, especialmente si no puede conseguir datos exactos.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL TAMAÑO DE UNA ALCANTARILLA:

Hay tres métodos generales para determinar el tamaño de una alcantarilla ellos son:

1. Inspección de estructuras viejas existentes aguas arriba o aguas abajo.
2. Uso de fórmulas empíricas para determinar directamente el tamaño de la abertura requerida.
3. Uso de fórmulas para hallar la cantidad de agua que llega a la alcantarilla, empleando luego una segunda fórmula para determinar el tamaño adecuado, para descargar dicho caudal.

DETERMINACION DEL TAMAÑO POR INSPECCION DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES:

El método más práctico para determinar el tamaño de una alcantarilla es investigar la estructura vieja existente (aguas arriba o aguas abajo), aunque su tamaño haya sido determinado por tanteo. Nótese el tamaño, la forma y la condición del canal, aguas arriba y aguas abajo, e investigúese si la alcantarilla es adecuada para dar paso al escurrimiento en tiempos de crecientes ocurridas en un período de 25 años o más.

Los vecinos viejos de la zona, o los encargados de su conservación pueden suministrar datos sobre los niveles máximos de las crecientes y capacidad de las alcantarillas. Las estructuras construidas en épocas de sequía puede que no sean adecuadas, y los residentes cercanos tal vez estén interesados en que las aberturas de desagüe sean muy amplias y podrían dar datos exagerados al respecto.

FORMULA DE TALBOT:

Debido a la simplicidad con que da directamente el tamaño de una alcantarilla, la fórmula de Talbot sigue gozando de popularidad. Es una fórmula empírica basada en un gran

número de observaciones efectuadas en el Medio Oeste de los Estados Unidos y no toma en cuenta la intensidad de la lluvia (en mm por hora) ni la velocidad del escurrimiento, ni otros factores racionales. No se conoce a ciencia cierta la intensidad máxima observada, pero se supone que fue de 100 mm por hora. La velocidad del escurrimiento fue variable, algo menos de 3 m por segundo. La fórmula de Talbot da directamente el área de la alcantarilla requerida:

$$A = 0.183 C \sqrt[4]{M^3}$$

En donde:

A = Área libre del tubo en metros cuadrados

M = Área que se desea drenar en hectáreas

C = Coeficiente

El coeficiente C depende del contorno del terreno drenado; para diversas condiciones de topografía se recomiendan los siguientes valores:

$C = 1$, para terrenos con suelo rocoso y pendientes abruptas.

$C = 2/3$, para terrenos quebrados con pendientes moderadas.

$C = 1/2$, para valles irregulares, muy anchos en comparación de su largo.

$C = 1/3$, para terrenos agrícolas ondulados, en los que el largo del valle es de 3 a 4 veces a el ancho.

$C = 1/5$, para zonas a nivel, no afectadas por acumulación de nieve o inundaciones fuertes.

Para condiciones aún más favorables, o terrenos con drenaje subterráneo, disminúyase C en 50 %; pero aumentese C para laderas con pendientes pronunciadas, o cuando la parte alta del valle tenga un declive muy superior al del canal de la alcantarilla.

Ejemplo: Se desea saber la sección adecuada de una alcantarilla para drenar 100 hectáreas de terreno llano.

Solución: Suponiendo para C un valor de $1/5$, hállese la intersección de la línea de 100 hectáreas con la primera curva del gráfico 10, y de dicha intersección bájese a la abscisa en donde se lee 1.16 m^2 .

En la Tabla 7 busquemos la abertura más próxima a 1.16 m^2 , en este caso es 1.171 m^2 que corresponde a una alcantarilla de 122 cm. de diámetro, que es el más aproximado a los que

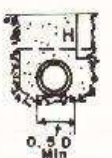
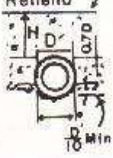

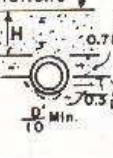


TABLA 7
 HECTAREAS DRENADAS POR TUBOS DE
 VARIOS DIAMETROS
 (FORMULA DE TALBOT)

DIAMETRO EN CENTIMETROS	AREA EN METROS CUADRADOS	CLASE DE TERRENO		
		MONTAÑOSO C=1	ONDULADO C=1/3	LLANO C=1/5
30	0.073	0.3	1.2	2.4
38	0.114	0.4	2.4	4.4
46	0.164	0.8	3.6	7.3
53	0.223	1.2	5.7	11.3
61	0.292	2.0	8.1	15.8
76	0.456	3.2	14.6	28.7
91	0.658	5.7	23.9	46.5
107	0.894	8.1	36.0	70.8
122	1.171	11.7	50.6	101.2
137	1.477	16.2	70.8	139.6
152	1.821	22.3	93.1	184.1
183	2.629	34.4	151.8	297.4
198	3.084	42.5	186.2	368.3
213	3.577	52.8	226.6	449.2
229	4.106	64.7	275.2	542.3
244	4.673	76.9	323.7	643.4
259	5.268	89.0	380.4	752.7
274	5.909	101.2	445.1	878.2
290	6.587	117.4	513.9	1015.8
305	7.293	137.6	586.8	1161.4
320	8.045	153.8	671.8	1323.3
335	8.826	174.0	760.8	1501.4
351	9.652	198.3	853.9	1691.6
366	10.507	222.6	959.1	1893.9
381	11.399	246.9	1068.4	2108.4
396	12.328	275.2	1185.7	2339.1
412	13.294	303.5	1311.2	2590.0
427	14.298	331.8	1444.7	2853.0
442	15.338	368.3	1586.4	3132.3
457	16.416	400.6	1736.1	3431.7

CARGA SOBRE TUBOS RIGIDOS

RESISTENCIA REQUERIDA PARA LA PRUEBA DE LOS 3 PUNTOS EN LBS POR PIE
LINEAL DE TUBO PARA VARIAS PROFUNDIDADES. CARGA DE DISEÑO H-20

TABLA 8

		CLASES DE CAMA					
		Cama ordinaria		Cama de arena		Cama de hormigón	
		condición de zanja	condición de relleno	condición de zanja	condición de relleno	condición de zanja	condición de relleno
Profundidad de recubrimiento sobre el tubo	H en pies						
		MATERIAL GRANULADO COLOCADO CON PALA Y APIÑONADO	QUIDADOSAMENTE AMOLBADO AL TUBO	RELLENO DE MATERIAL GRANULAR ARENA	RELLENO DE ARENA AMOLBADO AL TUBO	CONCRETO CLASE "C"	CONCRETO CLASE "C"
2	CM	180 D	180 D	150 D	150 D	115 D	115 D
	CV	1110 D	1250 D	945 D	1110 D	720 D	720 D
3	CM	265 D	265 D	220 D	220 D	170 D	170 D
	CV	740 D	840 D	625 D	745 D	480 D	480 D
4	CM	350 D	380 D	300 D	310 D	230 D	230 D
	CV	545 D	615 D	480 D	545 D	380 D	350 D
5	CV	440 D	515 D	370 D	450 D	285 D	285 D
	CV	420 D	480 D	360 D	430 D	275 D	275 D
6	CM	520 D	620 D	440 D	505 D	340 D	340 D
	CV	345 D	390 D	280 D	345 D	220 D	220 D
7	CM	610 D	790 D	515 D	650 D	400 D	425 D
	CV	285 D	320 D	240 D	280 D	180 D	180 D
8	CM	700 D	910 D	590 D	780 D	450 D	495 D
	CV	245 D	280 D	210 D	245 D	160 D	120 D
9	CM	790 D	1080 D	665 D	875 D	510 D	580 D
	CV	215 D	245 D	180 D	215 D	140 D	105 D
10	CM	880 D	1210 D	740 D	990 D	570 D	670 D
	CV	185 D	210 D	155 D	185 D	120 D	90 D
12	CM	1030 D	1480 D	888 D	1220 D	680 D	820 D
	CV	145 D	185 D	120 D	145 D	95 D	70 D
14	CM	1225 D	1760 D	1030 D	1445 D	790 D	975 D
	CV	115 D	130 D	100 D	115 D	75 D	60 D
16	CM	1400 D	2050 D	1175 D	1695 D	905 D	1150 D
	CV	100 D	110 D	80 D	95 D	60 D	50 D
18	CM	1570 D	2320 D	1320 D	1910 D	1020 D	1300 D
	CV	80 D	90 D	70 D	80 D	50 D	40 D
20	CM	1750 D	2580 D	1470 D	2110 D	1130 D	1455 D
	CV	80 D	60 D	60 D	70 D	45 D	35 D
25	CM	2180 D	3290 D	1710 D	2710 D	1300 D	1840 D
	CV	50 D	40 D	40 D	40 D	30 D	20 D
30	CM	2330 D		1845 D	3270 D	1400 D	2230 D
	CV	40 D		30 D	30 D	20 D	20 D
35	CM	2450 D		1940 D		1470 D	2600 D
	CV	30 D		20 D		20 D	10 D
40	CM	2500 D		1970 D		1515 D	2840 D
	CV	30 D		20 D		10 D	10 D
45	CM						3200 D
	CV						

CARGA SOBRE TUBOS RIGIDOS CLASE II ASTM C 14-58

CARGA DE DISEÑO H-15

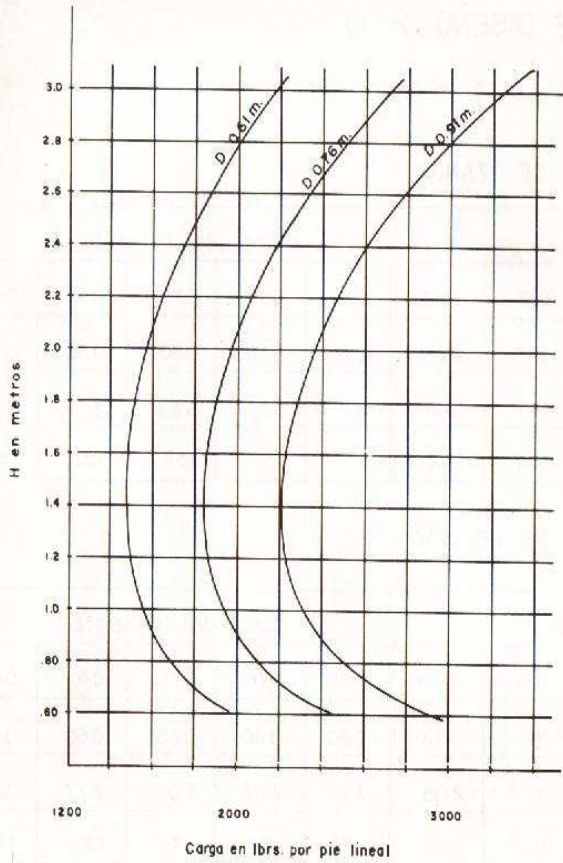
TABLA 9

CONDICION DE ZANJA

	Cama de Arena					Cama de Concreto				
	0.61	0.76	0.76R	0.91	0.91R	0.61	0.76	0.76R	0.91	0.91R
Diámetro interno del tubo	0.61	0.76	0.76R	0.91	0.91R	0.61	0.76	0.76R	0.91	0.91R
Profundidad Mínima	0.72	0.91	0.81	1.07	0.63	0.61	0.50	0.60	0.60	0.60
Profundidad Máxima	2.74	2.12	2.43	1.90	2.98	4.11	3.27	3.63	3.09	4.26
Profundidad Ideal	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52

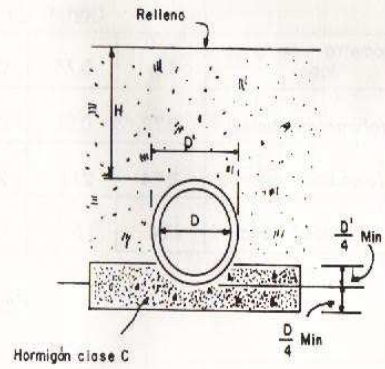
CONDICION DE RELLENO

	Cama de Arena					Cama de Concreto				
	0.61	0.76	0.76R	0.91	0.91R	0.61	0.76	0.76R	0.91	0.91R
Diámetro interno del tubo	0.61	0.76	0.76R	0.91	0.91R	0.61	0.76	0.76R	0.91	0.91R
Profundidad Mínima	0.88	No	1.08	No	0.82	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Profundidad Máxima	1.94	No	1.69	No	2.08	3.29	2.87	3.08	2.77	3.46
Profundidad Ideal	1.52	No	1.52	No	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52



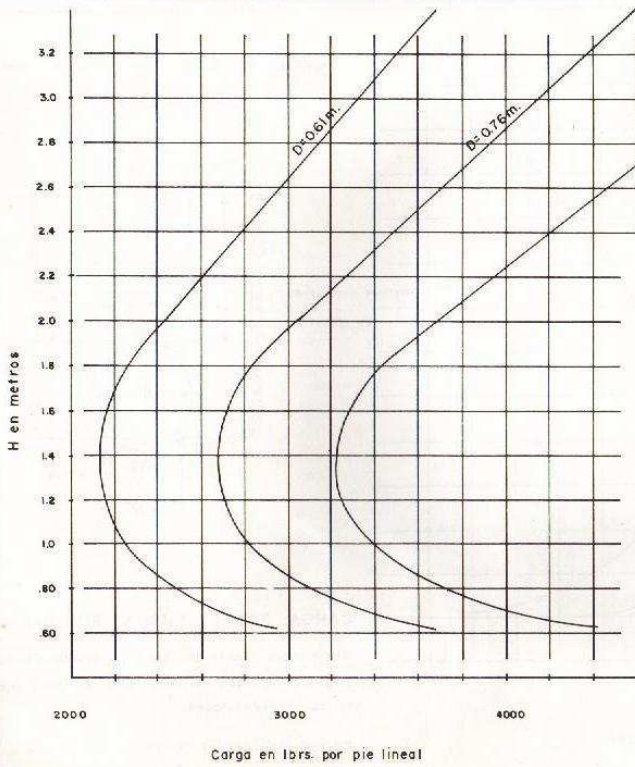
CONDICION DE RELLENO CON CAMA DE HORMIGON

GRAFICO 13



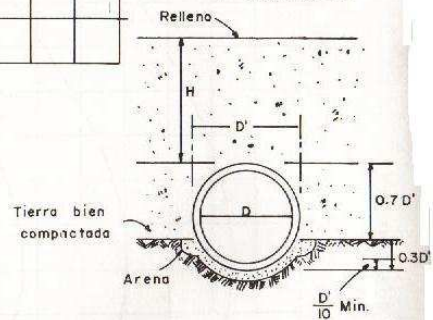
CARGA SOBRE TUBOS RIGIDOS.

Resistencia requerida para la prueba de los 3 puntos en lbs. por pie lineal de tubo para varias profundidades.
Carga de diseño H-15



CONDICION DE RELLENO CON CAMA DE ARENA

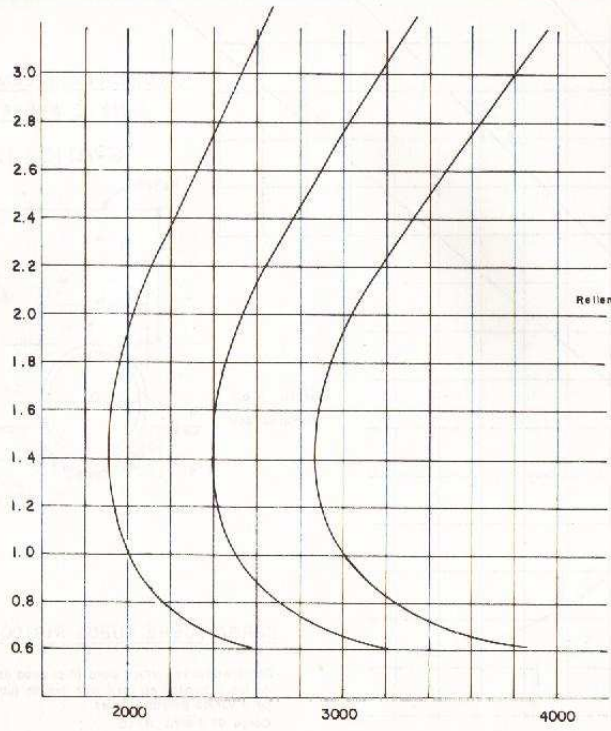
GRAFICO 12



CARGA SOBRE TUBOS RIGIDOS

Resistencia requerida para la prueba de los 3 puntos en lbs. por pie de tubo para varias profundidades.
Carga de diseño H-15

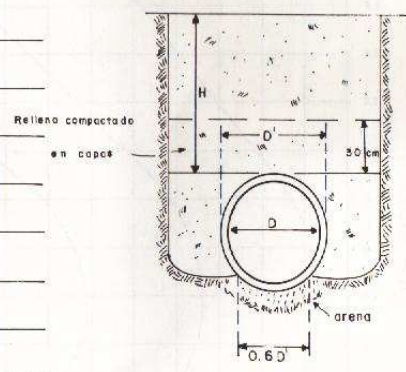
H EN METROS



CARGA EN LBS. POR PIE LINEAL

CONDICION DE ZANJA CON CAMA DE ARENA

GRAFICO 11



CARGA SOBRE TUBOS RIGIDOS

Resistencia requerida para la prueba de los 3 puntos en lbs. por pie lineal de tubo para varias profundidades

CARGO DE DISEÑO H-15

normalmente se fabrican.

FORMULA DE JARVIS-MYERS:

Para calcular el gasto máximo se han determinado muchas otras fórmulas empíricas éstas en general dan el gasto que se espera para la descarga máxima. La segunda parte del problema consiste entonces en proyectar la alcantarilla por métodos hidráulicos, es decir determinar el tamaño adecuado para el caudal máximo dentro de los límites establecidos por la altura del embalse y la velocidad de salida, basándose en la fórmula $Q-AV$

La fórmula de Jarvis-Myers (sistema métrico) se basa en estudios efectuados en varias zonas de los Estados Unidos y es aplicable a grandes alcantarillas y puentes pequeños; la fórmula es la siguiente:

$$Q = 17,64 \cdot P \sqrt{M}$$

En donde:

Q = gasto total en metros cúbicos por segundo

P = coeficiente, generalmente menor que la unidad

M = área de la cuenca de escurrimiento en hectáreas

Pueden utilizarse otras fórmulas para determinar el diámetro de las alcantarillas, aunque los resultados varían considerablemente.

El Ingeniero sabe que no puede obtenerse resultados exactos, sino que debe proceder basándose en su experiencia y buen criterio al elegir la fórmula y el tamaño de la estructura más conveniente para cada caso. La fórmula de Talbot da el área de la sección directamente y con facilidad, y por lo tanto es la que se usa más a menudo. Cuando se utilicen otras fórmulas, se necesita conseguir la sección adecuada del conducto para desaguar el gasto calculado.

EL METODO RACIONAL:

En el método racional se asume que el caudal máximo para un punto dado se alcanza cuando todas las partes del área tributaria están contribuyendo con su escorrentía superficial durante un periodo de precipitación máxima. Para lograr esto, la tormenta máxima (de diseño) debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua más lejana para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

La parte del agua llovida que escurre y origina el caudal de diseño, depende de una serie de factores que serán analizados en la siguiente sección bajo el título: "Factores que Afectan la Escorrentía".

El método racional está representado por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot CiA \quad (E - 2.1)$$

Siendo:

Q = Caudal de diseño, en m^3/seg .

C = Coeficiente de escorrentía, o razón de máxima escorrentía a precipitación media durante el tiempo de concentración.

i = intensidad de la precipitación media durante el tiempo de concentración, en milímetros/hora.

A = Area drenada en Km^2

Al aplicar el método racional surgen las mayores dificultades cuando se trata de seleccionar el coeficiente de escorrentía y el tiempo de concentración.

FACTORES QUE AFECTAN LA ESCORRENTIA:

La escorrentía se puede considerar como un producto del ciclo hidrológico. Como tal, está afectada por gran cantidad de factores. Ven Te Chow (1) clasifica esos factores de la siguiente manera:

I. Factores Climáticos

A- Precipitación

1. Intensidad
2. Duración
3. Distribución a través del tiempo
4. Distribución en la cuenca
5. Frecuencia
6. Localización geográfica

B- Nieve

C- Evapotranspiración

II. Factores Fisiográficos

A- Características de la cuenca

1. Factores geométricos

- a) Area drenada
- b) Forma
- c) Pendiente
- d) Densidad de las corrientes

2. Factores Físicos

- a) Uso de la tierra
- b) Condiciones de infiltración
- c) Tipos de suelos
- d) Condiciones geológicas (permeabilidad, capacidad de almacenamiento de agua de la superficie, etc.)
- e) Condiciones topográficas (lagos, pantanos, etc.)

B- Características del Canal

1. Capacidad de acarreo, considerando tamaño y forma de la sección, pendiente y rugosidad.
2. Capacidad de almacenamiento

Los factores climáticos se analizarán en artículos subsiguientes, exceptuándose el concepto de "distribución de la precipitación en la cuenca", que como se verá más adelante no se incluye en el Método Racional. La influencia de la evapotranspiración es pequeña y se desprecia en este estudio. El caso de la nieve tampoco se considera.

Los factores fisiográficos quedan incluidos en el estudio que se hará del tiempo de concentración y del coeficiente de escorrentía en secciones adelante.

Ninguno de los métodos conocidos para calcular el caudal de diseño toma en cuenta todos los factores mencionados anteriormente. El Método Racional, tampoco los incluye en su totalidad, como se verá a continuación, dando origen a algunas críticas que se hacen a este método.

En una cuenca particular con características físicas definidas, la escorrentía cambia de un mes a otro y de una estación lluviosa a otra. Variaciones en la intensidad de la lluvia, cantidad de agua total precipitada, temperatura, estado de crecimiento de la vegetación,

humedad del suelo previa a la tormenta de diseño, cambian la fracción de agua que escurre.

Por ejemplo, en un estudio hecho por la División de Drenaje y Control de Agua del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América, durante los años 1939 a 1946, se obtuvo para una cuenca de 8 Km² el siguiente resultado (1): Para una misma intensidad de precipitación (22 mm/h) y con una duración de 90 minutos, pero en un caso siendo alto el contenido de humedad del suelo al comenzar la tormenta de diseño, habiendo escasa o ninguna vegetación y produciéndose la máxima intensidad cerca del final de la tormenta y en el otro caso dándose las condiciones mínimas opuestas, se observó una variación en el valor del coeficiente de escorrentía de un 470%. Claro que estos casos extremos no son los más usuales. En el diseño de drenajes, en relación con la humedad inicial, se recomienda seguir la condición más desfavorable. No se justifica suponer que el suelo puede estar seco al iniciarse la tormenta de diseño, si en el período de unos años esto no se cumple con gran frecuencia. Finalmente al analizar la condición mínima, se supone que la vegetación estará en su máximo crecimiento (esto da una mayor transpiración), y que será abundante. Al escogerse el coeficiente de escorrentía la condición más desfavorable debe preverse. Un campo con maíz en crecimiento, es probable que llegue a estar sin vegetación unos meses después, aumentando la escorrentía.

Otra desventaja del Método Racional es asignar una precipitación uniforme en toda el área drenada. Este es menos notorio en cuencas pequeñas, como son la mayor parte de las que corresponden a drenajes menores.

Por eso se continúa investigando, y se ensayan nuevos métodos de aproximación. Sin embargo estos procedimientos demandan investigaciones costosas y son poco prácticos para pequeños drenajes, principalmente en países de pocos recursos.

Los drenajes mayores, como puentes y grandes alcantarillas ameritan estudios más precisos y complejos como la aplicación de hidrógrafos unitarios, estudios de probabilidad, frecuencia de inundaciones, comportamiento de los canales naturales, transporte y depósito de materiales, estudios en modelos hidráulicos, etc.

AREA TRIBUTARIA:

El área tributaria, o sea la superficie de la cuenca de drenaje, se puede determinar haciendo uso de fotografía aérea, mediante mapas con curvas de nivel o efectuando un levantamiento topográfico. Sin embargo, sólo una visita al terreno permite evaluar determinados detalles que no se observan en la fotografía o en los mapas, tales como: nacientes de agua, canales artificiales recientes, pequeñas prominencias y depresiones del terreno, etc. En los reconocimientos, las mediciones se pueden hacer con cadenas y brújula ya que no se necesita mucha exactitud.

En algunos casos se puede aprovechar un canal para llevar agua de una cuenca natural a otra. Este es el caso en muchas ocasiones de cunetas de la carretera, zanjales para regadío, o canales hechos a propósito para unir dos o más pequeñas cuencas con el fin de disminuir el número de obras de drenaje en una sección de carretera.

La inspección al campo tiene la ventaja de que aporta muchos datos, para estudiar las características de la cuenca y del canal de aproximación, tales como forma, pendiente, uso actual

(1) POTTER, W.H. "Surface runoff from agricultural watersheds". Surface Drainage, Highway Research Board, Research Report N° 11-B, Washington, 1950.

y futuro del terreno, permeabilidad y tipo de suelo.

ANÁLISIS DE UNA TORMENTA:

Se define como intensidad de lluvia la cantidad de agua que cae por unidad de tiempo. Se mide en milímetros por hora (o pulgadas/hora).

Así por ejemplo una lluvia con intensidad de 70 mm/hr., llenaría un recipiente estándar hasta una altura de 70 mm si la lluvia se prolongara durante una hora con esa intensidad.

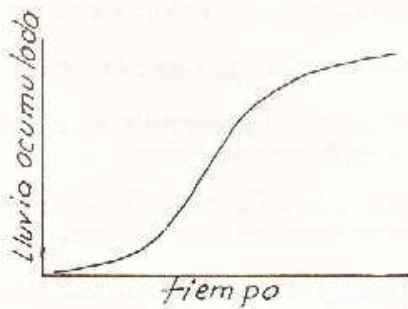


Figura 38

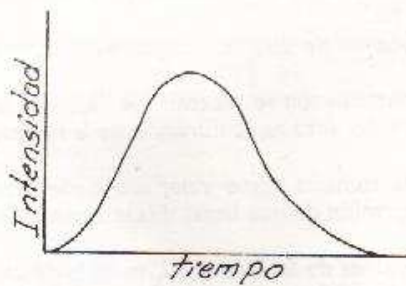


Figura 39

En la Figura 38 se ilustra la forma usual de la curva que relaciona la cantidad acumulada de agua con el tiempo. Se puede observar que se presenta un crecimiento acelerado, llegando a una intensidad máxima hacia el centro, para luego disminuir rápidamente su crecimiento hacia el final.

La frecuencia e intensidad de las lluvias varía bastante de mes a mes, de año a año y de zona a zona geográfica y aún dentro de la misma zona afectada por la tormenta. Las formaciones montañosas y corrientes de aire varían las intensidades de las lluvias entre zonas muy próximas entre sí.

Para seleccionar una "tormenta de diseño" se recurre a la Estadística, con el fin de definir sus características.

Los datos básicos de las lluvias son obtenidos por medio de pluviógrafos (aparatos que hacen un gráfico de la precipitación acumulada conforme esta se produce) y pluviómetros (en los que un observador hace lecturas con una frecuencia regular).

De los pluviogramas interesa usar la precipitación más severa con duración de cinco minutos, de diez minutos, y así sucesivamente, para intervalos de cinco en cinco minutos, hasta variar horas y aún días. En drenajes menores pocas veces se diseña con intensidades de duración mayor de dos horas.

El paso siguiente consiste en clasificar los datos de las tormentas de acuerdo con su severidad. Las tormentas con duraciones de 5, 10, 15 minutos etc., representan el máximo observado para todas las tormentas disponibles. Analizando estos máximos se puede obtener una "tormenta compuesta". Estas tormentas consideradas con propósitos de diseño se llaman "tormentas de diseño", y, están basadas en la premisa de que ocurrirán por lo menos una vez en cierto período de años.

Si N es el número de años durante los que se han llevado registros de lluvias, F la frecuencia de la tormenta de diseño (número de años en los cuales se espera que ocurra una vez), y n el rango u orden de ocurrencia, se tiene: $n = \frac{N}{F}$

Así por ejemplo, si los registros de lluvia se llevaron por un período de 32 años y se desea seleccionar la tormenta aplicable para una vez cada 10 años, el orden de ocurrencia sería $n = \frac{32}{10} = 3,2$. Para este rango se selecciona la tercera tormenta en orden de severidad para propósitos de diseño. Lógicamente habrá tormentas más severas, pero de menor frecuencia.

A continuación se plotean los datos de la tormenta compuesta que se usará con propósitos de diseño, esto es, la duración de la intensidad como una función del tiempo.

Se ha tomado como valor arbitrario para comparar con curvas estándar de intensidad, el de duración de una hora. Estas curvas permiten obtener tormentas de otra duración.

Las curvas de la Figura 42, se obtuvieron comparando los valores de intensidades que para San José, Aeropuerto El Coco, San Isidro del General y Limón obtuvieron los señores Herrero y Barrientos (2) con los valores correspondientes para los Estados Unidos (3 y 4). Prácticamente coincidieron, excepto por pequeñas diferencias para tiempos de cinco minutos, según lo cual en Costa Rica las lluvias de corta duración y gran intensidad son de mayor magnitud que las obtenidas para condiciones similares en Norteamérica.

Las Figuras 40 y 41 permiten obtener las intensidades con duración de una hora para uno o más años respectivamente (Ver artículo siguiente)

PERIODO DE RETORNO:

Estadísticamente el periodo de retorno es el número de años entre la ocurrencia de una tormenta de determinada intensidad y la ocurrencia de otra igual o mayor.

Es una área comercial, las aguas de inundación podrían ocasionar grandes pérdidas, entonces el diseño de las alcantarillas se debe hacer con base en tormentas que tengan un periodo de retorno mayor que para el caso de zonas rurales.

Siempre se debe considerar la solución más económica a largo plazo. Algunos de los factores

- (2) Herrero Lara J. y Barrientos, G. C. Curvas de precipitación-escorrentía para las ciudades de San José, Alajuela, Limón y San Isidro del General. Tesis Universidad de Costa Rica, 1964. 73 p.
- (3) SEELYE, ELWYN EGGLESTON. Design. 2 ed. New York, J. Wiley, 1951 (página varía)
- (4) CHOW, VEN TE. Handbook of Applied Hydrology, pp 14-6 1 14-8, 20-7 a 20-12 y 21-10 1 21-43. 1ª Ed. New York, McGraw-Hill Book Co., 1964 (página varía).

más importantes que conviene considerar son:

- a) La frecuencia de inundaciones
- b) Consecuencias económicas que pueda traer la inundación.
- c) El costo inicial y el costo anual a lo largo de la vida de la obra.
- d) Cualesquiera otras variantes económicas o técnicas asociadas con alternativas de diseño y de operación (5).

El efecto de drenajes deficientes en una carretera urbana principal que lleve grandes volúmenes de tránsito pesado, provocará altas para la economía nacional si la vía se tornara intran-sitable frecuentemente. Para este tipo de carreteras se debe diseñar con valores correspondientes a avenidas máximas que puedan suceder cada 20 ó 50 años; mientras que los diseños basados en inundaciones con periodos de retorno de 5 a 10 años serán aplicables a aquellos caminos menos importantes, con menor movimiento de tránsito o en zonas bajas agrícolas y ganaderas.

Además de los daños a propiedades y a los usuarios del camino, deben considerarse los daños a la misma carretera, en la superficie de ruedo, en sus cunetas y en sus taludes. En regiones áridas los daños a los terraplenes pueden representar altas sumas de dinero. En zonas quebradas excesos de agua dañan con facilidad las cunetas y espaldones. En canales que trabajan frecuentemente a plena capacidad la tendencia a producirse socavación es mayor.

Como ilustración de estos principios se presenta el siguiente ejemplo:

Sea la precipitación igual a 50 mm/hora. Para duraciones de 20 minutos se encontraron los siguientes valores:

Intensidad para periodos de retorno de 20 años:

$i = 185$ mm/hora (de figuras 41 y 42)

Intensidad para período de retorno de 5 años - 144 mm/hora

Razón entre los caudales = 1.3

Suponiendo que la alcantarilla de sección menor fuera de 0.76 m de diámetro, para el caudal mayor se tendría un tubo de 0.84 m de diámetro, cuyo costo sería 15 % superior al del tubo obtenido con diseño para tormentas de una vez cada 5 años.

De igual manera comparando el diseño para período de retorno de 10 años daría un aumento aproximado en el costo de la alcantarilla de 6,5 % con relación al diseño para 5 años.

El Departamento de Carreteras de California, U.S.A., recomienda que los tubos de drenaje deben trabajar sin que el agua a la entrada llegue a un nivel superior a la corona del tubo (carga de agua a la entrada igual al diámetro. Ver Sección 3.3), para préstamos de retorno de 10 años. Recomienda también que los tubos pueden ser proyectados para recibir

(5) GRANT, EUGENE LODEWICK Principles of engineering economy. 4 ed. New York, Ronald Press, 1964. 574 p.

sobrecarga, tomadas las debidas precauciones, y considerando una tormenta de diseño que puede ocurrir una vez cada 100 años (6).

Para efectos de diseño, se recomienda que el período de retorno sea establecido en función de las características e importancia de la vía y del tipo de obra de drenaje.

La Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas de Venezuela recomienda los valores mostrados en la tabla siguiente (7):

TIPO DE OBRA DE DRENAJE	P E R I O D O D E R E T O R N O (AÑOS)			
	AUTOPISTA		CARRETERAS	
	AVENIDAS URBANAS	RURALES	VELOCIDAD DE DISEÑO 40-100 Kph	25-60 Kph
Pontones	50	50	50	25
Alcantarillas de Sección Transversal mayor de 4 m ²	50	25	25	10
Alcantarillas de Sección Transversal menor de 4 m ²	25	25	15	10

Para puentes el periodo de retorno no debe ser nunca inferior a 50 años

Para Costa Rica, como una colaboración especial del Ingeniero Elliot Coen Paris del Servicio Meteorológico Nacional, se confeccionó el mapa de la figura 4.0. Este es un mapa de Costa Rica que muestra las lluvias con duración de una hora y período de retorno de un año. Cada curva corresponde a una precipitación (isoyeta).

Para una mejor comprensión de su trabajo se copia seguidamente, adaptándolo a este trabajo, parte del informe que el señor Coen Paris adjuntara al mismo:

" . . . Se trazaron los gráficos individuales de períodos de recurrencia para 31 estaciones que tienen registro pluviográfico por más de 9 años. Se usó el método sugerido por la Guía de Prácticas Hidrometeorológicas de la O.M.M. (8).

" Una vez encontrados los períodos de recurrencia, se compararon los de frecuencia de una vez en un año con los de frecuencia de una vez en 50 años, encontrándose un alto

(6) MAIA, DE OLIVEIRA, FRANCISCO, *Drenagem de Estradas*, pgs. 3 a 11. 1^a ed. Associação Rodoviaria do Brasil, 1947, 181 p.

(7) DIRECCION DE VIALIDAD, MOPT, VENEZUELA *Manual de Drenaje*. 1 ed., Caracas, MOPT, 1967 (paginación varia).

(8) O.M.M. : *Guide to Hidrometeorological Practices*, 1965, WMO N° 168. TP, 82, pág. 49 y siguientes.

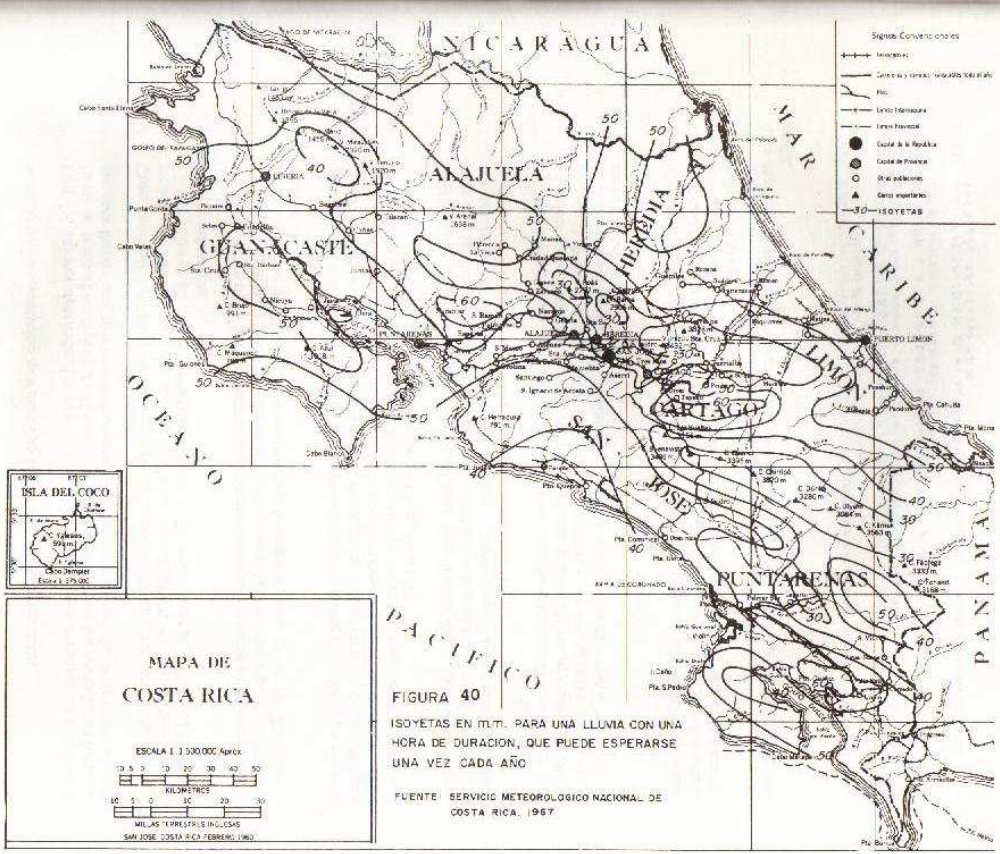
coeficiente de correlación que permitió trazar una línea de regresión.

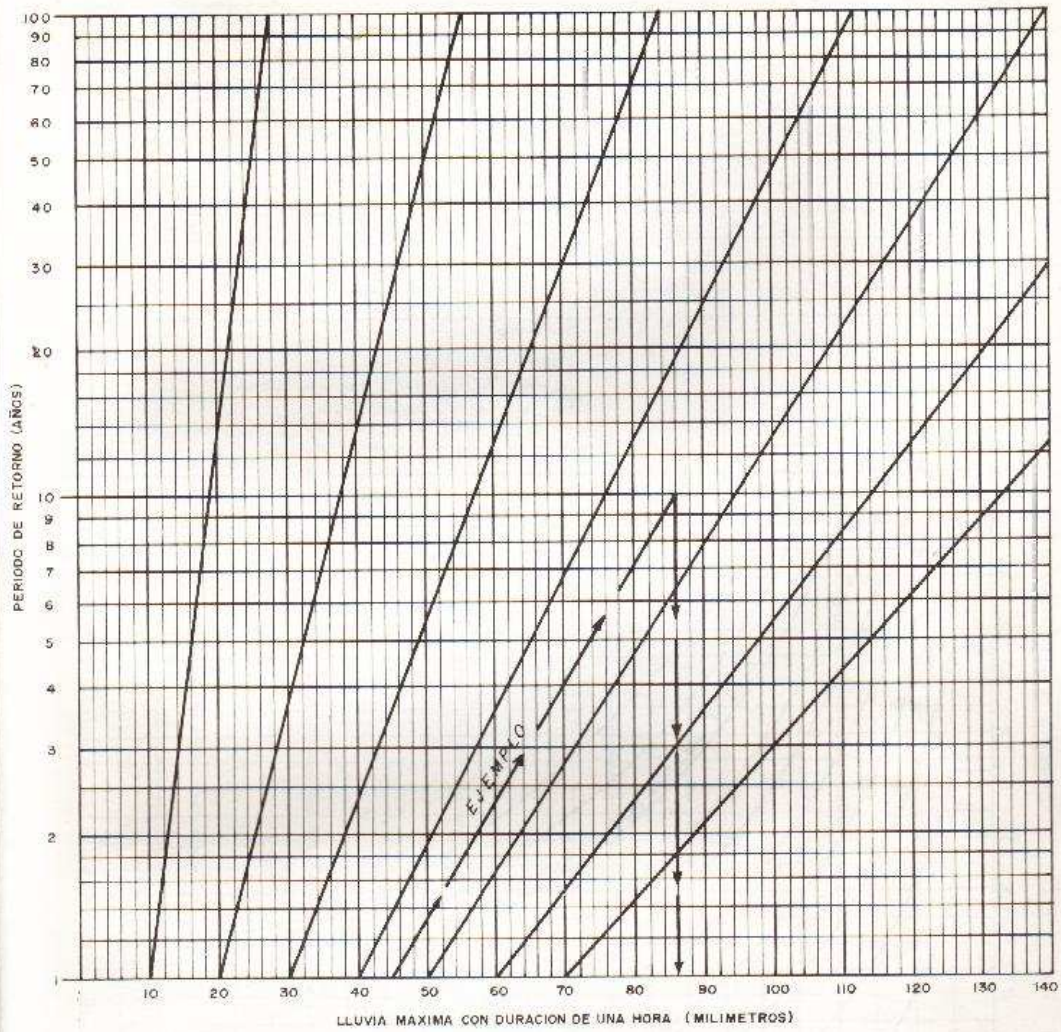
- " Con los valores determinados por la línea de regresión para distintas intensidades de lluvia se trazó el gráfico de la Figura 41 que permite obtener los periodos de recurrencia para lluvias con tiempos de duración de 1 hora en cualquier lugar de Costa Rica (9)
- " Como ejemplo vale decir que para una precipitación de 78 mm con un periodo de recurrencia de 10 años, el intervalo de confianza con el 68 % de probabilidad es de ± 12 mm, con el 80 % de probabilidad es de ± 15 mm, y con el 90 % es de ± 20 mm, aproximadamente.
- " Sin embargo se debe tener presente que, siendo las series de datos en su mayoría muy cortas, 11 años en promedio, al extrapolar las precipitaciones para periodos de recurrencia mayores de 10 años, el error puede sobrepasar en más de un 100% el valor de la precipitación.
- " Se tomó en cuenta también para las lluvias máximas de menor duración, que estas son menos probables de ser registradas por el pluviógrafo, ya que las áreas de las precipitaciones intensas se reducen hasta valores de pocos kilómetros cuadrados, en promedio aproximado de 4 Km², según las observaciones con radar y el resultado de análisis de las lluvias que han causado inundaciones en Costa Rica (10).
- " Al dibujar el mapa de precipitación para Costa Rica, Figura 40 se tomó en consideración que las lluvias torrenciales de gran duración son más probables en las zonas de mayor precipitación del territorio de Costa Rica. Como base de interpolación se usó el mapa teórico de distribución de la lluvia en Costa Rica (11).
- " Se modificó en poco el mapa teórico al tener en consideración que la proximidad de una celda convectiva con respecto a otra, o sea los núcleos de precipitación, se distancian unos de otros alrededor de 60 Km, por considerar que en una masa de aire en que se desarrolla un sistema de mesoescala, suprime cualquier otro sistema similar en las inmediaciones (12).

Los valores de lluvias con una hora de duración leídos en el mapa de la Figura 40, para cualquier punto del país, se deben adaptar por medio del gráfico de la Figura 41 para frecuencias mayores de un año. Este gráfico muestra las tormentas con duración de una hora y con periodos de 1 a 100 años.

Una segunda corrección se deberá hacer según se explicó por medio del gráfico de la Figura 42.

- (9) SECCION DE CLIMATOLOGIA. Registro de estaciones meteorológicas de Costa Rica, Servicio Meteorológico Nacional.
- (10) SECCION HIDROMETEOROLOGICA. Estudio de las precipitaciones que han causado inundaciones en Costa Rica, Servicio Meteorológico Nacional, inédito.
- (11) E. COEN y A. ROSALES: Lluvias, tormentas y vientos en Costa Rica, 1959, Servicio Meteorológico Nacional.
- (12) GRIFFITHS JOHN F et al. Research on Tropical Rainfall Patterns, Report No 5, 1964, pág. 24. Texas A & M.





EJEMPLO:

SEA: Lluvia máxima con duración de una hora que se presenta una vez cada año: 45 mm. (obtenida para Bagaces, Guanacaste, en Fig. 2.3).

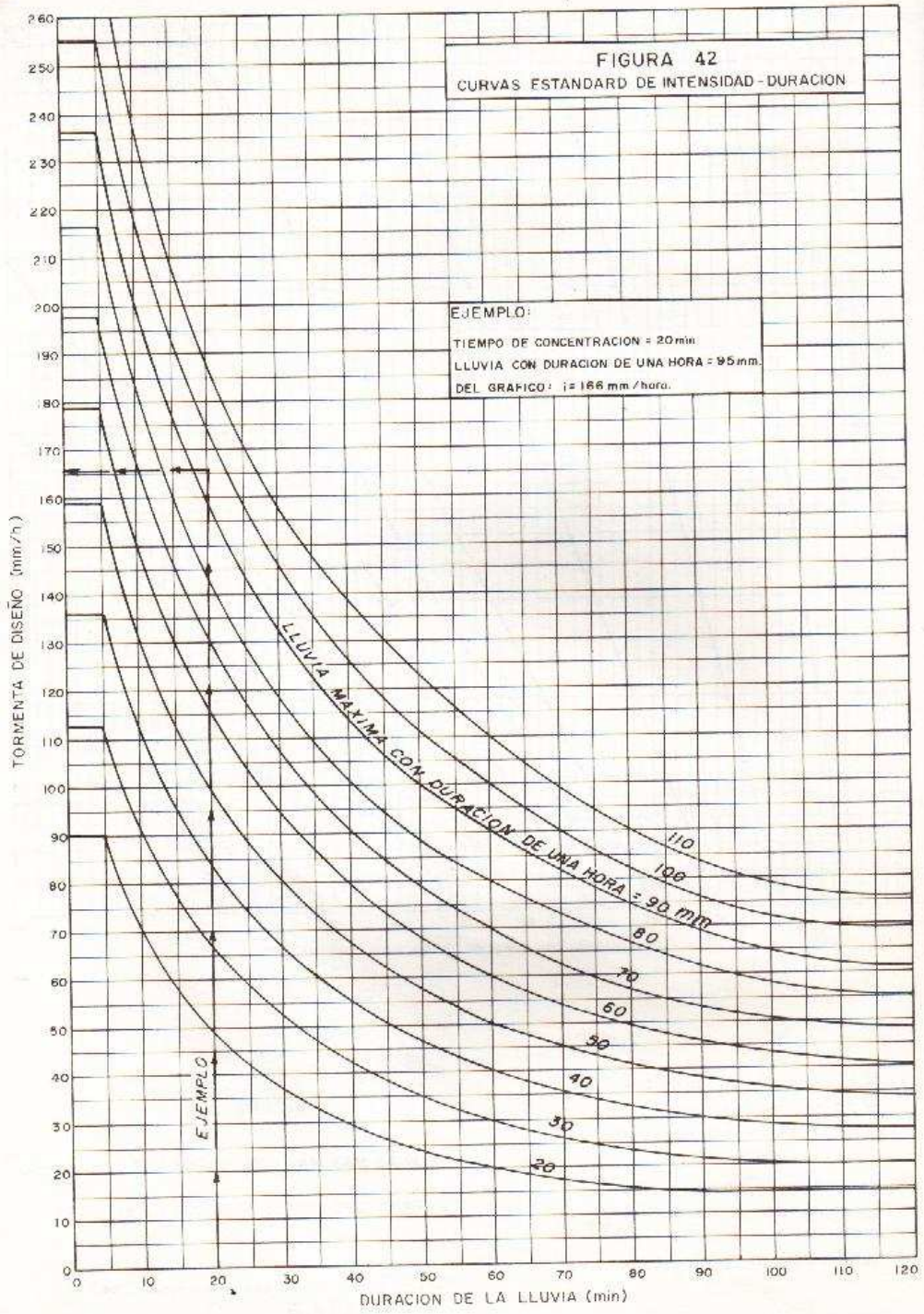
HALLAR: Lluvia máxima con duración de una hora y período de retorno 10 años.

RESPUESTA: (Del gráfico) 86 mm.

FIGURA 41

LLUVIAS MÁXIMAS CON DURACION DE UNA HORA
PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

FUENTE: E. Coen. Servicio Meteorológico Nacional, 1967.



EJEMPLO

Encontrar las intensidades con duración de 18 minutos y período de retorno de 10 años, que deben usarse para diseñar una alcantarilla en Santa Cruz de Guanacaste.

SOLUCION

Del mapa, Figura 40 para Santa Cruz se tiene una precipitación de 50 mm/hora con período de retorno igual a un año.

En la Figura 41: Para 10 años: $i = 95$ mm/hora.

Finalmente, en la Figura 42: para $t = 18$ minutos de duración: $l = 173$ mm/hora.

TIEMPO DE CONCENTRACION:

En el ejemplo anterior, la intensidad con duración de una hora, obtenida mediante principios estadísticos de los registros de lluvias en Costa Rica se utilizó para encontrar la intensidad con otro tiempo de duración (18 minutos en el ejemplo).

Para un diseño racional es necesario conocer el tiempo de concentración, que es el tiempo necesario para que una gota de agua llegue desde el punto más lejano de la cuenca hasta el punto donde se planea construir la obra de drenaje.

Cuando el tiempo de concentración es igual al tiempo de duración de la precipitación, se tiene a toda la cuenca contribuyendo y se produce el caudal máximo, ya que todas las partículas de agua provenientes de la cuenca habrán llegado al sitio en consideración.

El tiempo de concentración deberá incluir los tiempos de escurrimiento sobre terrenos, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que se diseña.

Todas aquellas características de la cuenca tributaria tales como dimensiones, gradientes, vegetación, y otras en menor grado, hacen variar el tiempo de concentración.

No hay un método exacto y práctico para obtener el tiempo o la velocidad de escurrimiento del agua sobre una superficie tan heterogénea como es el suelo natural.

El método más recomendable consiste en:

- 1) dividir el cauce en secciones según las pendientes y dimensiones del canal.
- 2) encontrar el tiempo de escurrimiento en cada una de ellas de acuerdo a alguna relación hidráulica tal como la fórmula de Manning (esto se hará considerando un caudal tentativo)
- 3) a la suma de los tiempos para las secciones, se agrega el tiempo que tarda el agua en concentrarse en el canal principal al escurrir por las laderas. Este tiempo puede obtenerse al dividir la longitud del recorrido entre las velocidades de escurrimiento tomadas de la Tabla 10.

TABLA 10 VELOCIDADES DE ESCURRIMIENTO
POR LADERAS (m/min.) REF (13)

PENDIENTE (/)	VEGETACION DENSA O CULTIVOS	PASTOS O VEGETACION LIGERA	SIN VEGETACION
0 - 5	25	40	70
5-10	50	70	120
10-15	60	90	150
15-20	70	110	180

C.E. Ramser, del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos haciendo observaciones durante más de veinte años en cuencas agrícolas con pendientes medias de 5% , y con largo dos veces el promedio de su ancho, obtuvo los siguientes valores de tiempo de concentración:

Superficie (Hectáreas)	3	10	20	40	75	100	200	300	400
Tiempo de concentración (minutos)	4	6	12	17	22	26	41	56	74

Aplicando las conclusiones de Ramser a otras áreas, Kirpich, dedujo la siguiente fórmula para el tiempo de concentración:

$$t_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{h} \right)^{0,385} \text{ minutos} \quad (E-2.2)$$

Siendo L = Longitud del cauce principal, en metros

h = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en metros. (13)

Para hacer el nomograma de la Figura 43 se transformó la fórmula anterior de manera tal que L está dada en kilómetros y h en metros. Se obtuvo:

$$t_c = 56,77 \frac{L^{1,155}}{h^{0,385}} \quad (E-2.3)$$

(13) PIRANI, PROF. Dr. MARCELO. *Nomografía. Traducción del inglés por José Novo Cerro. México, UTEHA, 1962*

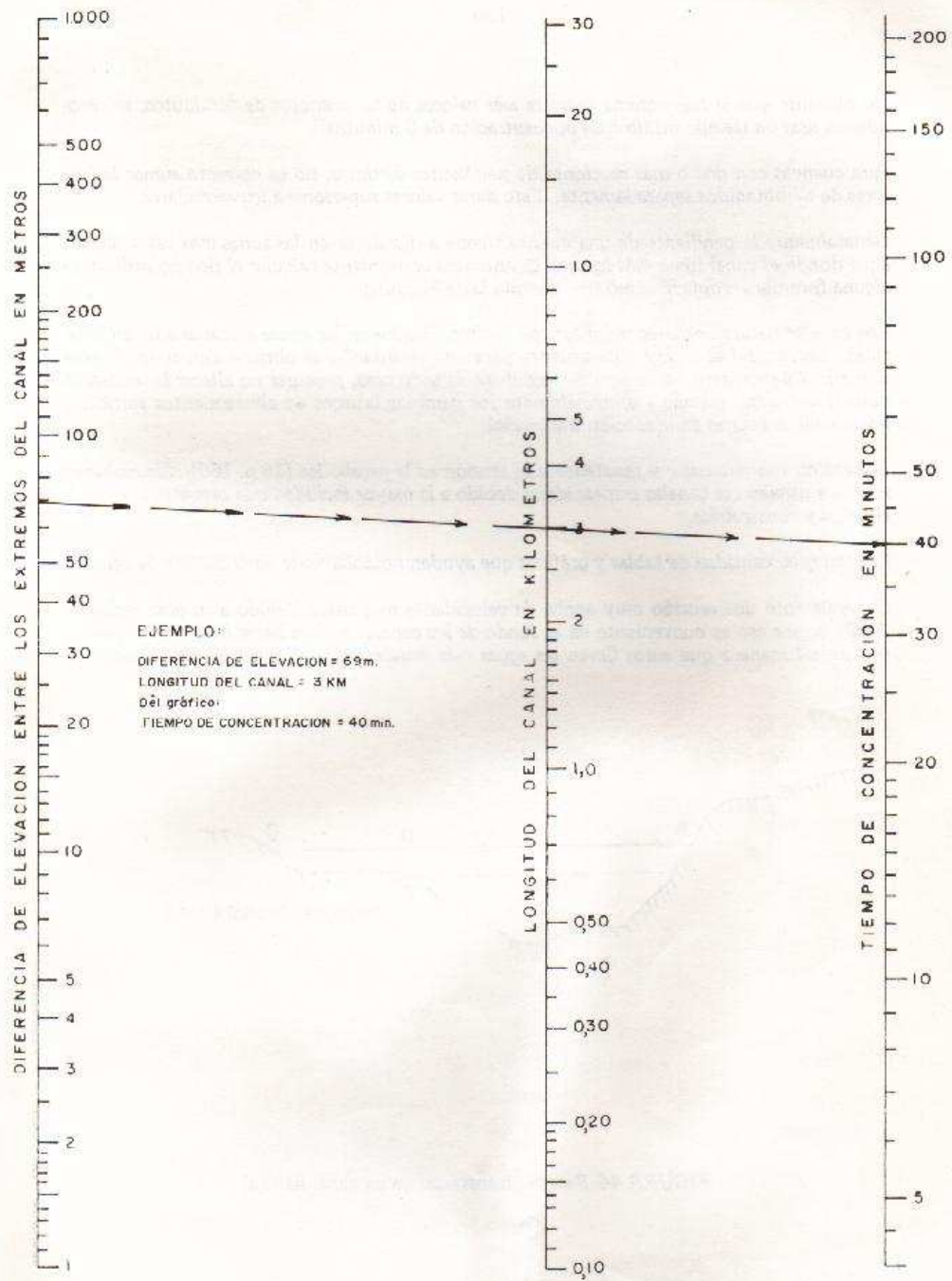


FIGURA 43
 TIEMPO DE CONCENTRACION

No obstante que el nomograma permite leer valores de t_c menores de 5 minutos, se recomienda usar un tiempo mínimo de concentración de 5 minutos.

Para cuencas con dos o más secciones de pendientes distintas, no es correcto sumar los valores de t_c obtenidos separadamente. Esto daría valores superiores a los verdaderos.

Generalmente la pendiente de una cuenca tiende a disminuir en las zonas más bajas, siendo aquí donde el canal toma más forma. Es entonces conveniente calcular el tiempo utilizando alguna fórmula apropiada como por ejemplo la de Manning.

Los canales naturales deben muchas veces ser rectificadas en las zonas cercanas a las alcantarillas. En general el menor alineamiento para una alcantarilla se obtiene siguiendo el canal natural. Cuando esto no es posible se deberá en todo caso, procurar no alterar la tendencia natural del agua, evitando principalmente los cambios bruscos en alineamientos vertical y horizontal, así como en la sección transversal.

La sección más eficiente y resistente a la erosión es la parabólica (16 p. 160). Sin embargo son más usuales los canales trapezoidales debido a la mayor facilidad que presentan para calcularlos y construirlos.

Existen gran cantidad de tablas y gráficos que ayudan notablemente en el cálculo de canales.

Generalmente una sección muy ancha da velocidades más bajas, debido a su gran radio hidráulico; por eso es conveniente en el fondo de los canales anchos hacer canales más pequeños de tal manera que estos lleven las aguas más usuales y aquellos las avenidas máximas.

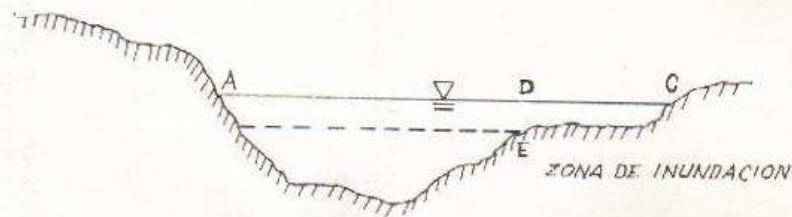


FIGURA 44 Sección transversal de un canal natural

La forma de la sección transversal de un canal natural generalmente no es una figura geométrica sencilla. Por ejemplo en la Figura 44 no se debe tomar como perímetro mojado el contorno ABC, por cuanto las condiciones de rugosidad, y por lo tanto la "n" de Manning, son generalmente diferentes en el canal principal que en zonas de inundación, menos profundas, con más vegetación y probablemente más irregulares.

La línea BD divide la sección en dos áreas para ser tratadas separadamente. Sin embargo la línea BD no debe incluirse como parte del perímetro mojado debido a que no hay rozamiento (esfuerzo cortante) en el plano de tal línea.

Debe ponerse especial atención a las caídas o saltos de agua, de modo que no se incluyan en el cálculo de la pendiente longitudinal del canal.

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA:

Una parte del agua de la lluvia escurre superficialmente, otra se filtra a través del suelo, otra permanece depositada en pequeñas fosas, depresiones, sobre las hojas o atrapada por las partículas del suelo. Para el diseño de obras de drenaje interesa conocer la fracción de agua que escurre sobre el terreno, llegando hasta el "punto de concentración", generalmente el sitio seleccionado para una alcantarilla, puente o canal.

Se define como "coeficiente de escorrentía", designándose por la letra C, a la razón entre la cantidad de agua que escurre y la precipitación. Este coeficiente depende de las características del terreno (permeabilidad, saturación, cobertura vegetal, topografía), y de la duración e intensidad de la lluvia.

Algunos autores dan más importancia a determinados factores. Por ejemplo C se podrá usar como 0,40 en los siguientes casos (entre paréntesis las referencias):

- 1) Cuando el tiempo de concentración sea 15 minutos, según la ecuación de Gregory,

$$C = 0.175 \cdot t^{1/3} \quad (8)$$

- 2) Para suelo lodoso, con pendientes mayores del 8 % (10)
- 3) caminos de grava abiertos (17)
- 4) Terreno permeable, duración de la lluvia: 30 minutos (18)
- 5) Terreno arcilloso, poca vegetación (9)
- 6) Bosque de coníferas (5)
- 7) Suelo permeable, altas pendientes, poco césped (18)
- 8) Bosques, suelo impermeable, gradiente suave (13)
- 9) Terrenos sin vegetación, suelo permeable, con pendientes del 12 % aproximadamente (13)
- 10) Limo-arenoso, con cultivos, pendiente: 7,5 % (3)

11) Arcilla consistente, sembrada de pastos, pendiente: 2,5 / (3)

Se puede observar que aparecen en orden de importancia la cobertura vegetal, la permeabilidad, la pendiente del terreno y la duración de la lluvia, respectivamente. Con base en esa información y en los datos de las referencias mencionadas, y considerando la necesidad de unificar los criterios existentes, se elaboró el nomograma representado en la Figura 45. Se consideró que el coeficiente de escorrentía aumenta de un 25 % a un 50 % al pasar de "vegetación densa" a "poca vegetación", y de un 50 % a un 70 % al pasar de vegetación densa a suelo desnudo (3) y (9).

Resulta difícil conocer el grado de confiabilidad del nomograma de la Figura 45, por cuanto las tablas de que se dispone no dan sino algunas de las variables que en él aparecen. Sin embargo valores de coeficiente de escorrentía obtenidos usando tablas de diferentes autores y comparándolos con los obtenidos en el gráfico en consideración, han dado diferencias que en general no pasan del 25 %.

La Figura 45 debe usarse solo para diseño de obras de drenaje en zonas agrícolas, no residenciales ni comerciales.

La Tabla 11 da los coeficientes de escorrentía para zonas urbanas y suburbanas según informe de una comisión de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles y la Federación para el Control de Aguas de Desecho (10). Estos valores se aplican para tormentas con períodos de retorno de 5 a 10 años. Para períodos de retorno mayores y por lo tanto intensidades más altas, deben aumentarse esos coeficientes.

Ya sea que se use la Figura 45 o la Tabla 11, el área tributaria debe dividirse en zonas diferentes, si las condiciones topográficas, de cobertura o tipo de suelo varían, y aplicar coeficientes separadamente. Estos se ponderan después según sea el área de cada zona. Así por ejemplo, sean $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ las áreas en que se divide el área tributaria de una alcantarilla, y sean $C_1, C_2, C_3, \dots, C_n$ los respectivos coeficientes de escorrentía. El coeficiente de escorrentía del área total será:

$$C = \frac{A_1 C_1 + A_2 C_2 + A_3 C_3 + \dots + A_n C_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n}$$

El valor que se ha dado a la permeabilidad puede seguir la siguiente clasificación, basada en diferentes autores (3), (13) y (20)

SUELOS PERMEABLES: Alto contenido de arena o grava, limo arenoso, suelos arenoso sueltos.

SUELOS SEMIPERMEABLES: Arcilla y limo de sedimento, turba, arena limosa, arena con arcilla, grava fina con alto contenido de margá o arcilla.

SUELOS IMPERMEABLES: Arcilla consistente o fina, limo arcilloso, greda arcillosa, limo de sedimento con arcilla, roca.

TABLA 11
VALORES DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA
 (Para Zonas Urbanas)

TIPO DE AREA A DRENAR	COEFICIENTE C
Suelo arenoso plano, pendiente: 2 ‰	0,05 - 0,10
Suelo arenoso ondulado, pendiente: 2 - 7 ‰	0,10 - 0,15
Suelo arenoso quebrado, pendiente: 7 ‰	0,15 - 0,20
Suelo lodoso, plano, pendiente: 2 ‰	0,13 - 0,17
Suelo lodoso, ondulado, pendiente: 2 - 7 ‰	0,18 - 0,22
Suelo lodoso, quebrado, pendiente 7 ‰	0,25 - 0,35
AREAS COMERCIALES:	
Céntricas	0,70 - 0,95
Barrios vecinos (barriadas)	0,50 - 0,70
AREAS RESIDENCIALES:	
Familiares simples	0,30 - 0,50
Multifamiliares separados	0,40 - 0,60
Multifamiliares concentrados	0,60 - 0,75
Suburbanos	0,25 - 0,40
Apartamentos para habitaciones	0,50 - 0,70
AREAS INDUSTRIALES:	
Densas	0,60 - 0,90
Ligeras	0,50 - 0,80
Parques, cementerios	0,10 - 0,25
Parques de juego	0,20 - 0,35
Patios de ferrocarril	0,20 - 0,40
Áreas incultas o abandonadas	0,10 - 0,30
CALLES:	
De asfalto	0,70 - 0,95
De concreto	0,80 - 0,95
De ladrillo	0,70 - 0,85
Entradas y aceras	0,75 - 0,85
Techos	0,75 - 0,96

BIBLIOGRAFIA

- A Policy on Geometric Design of Rural Highways.* A.A.S.H.O.
- Manual de Drenaje y Productos de Construcción.* A.R.M.C.O.
- Caminos.* José Luis y Ventura Escario
- Traffic Engineering Hand-book.* Institute of Traffic Engineers
- Manual de Caminos Vecinales.* Ing. René Echarren.
- Policies on Geometric Highway Design.* A.A.S.H.O.
- Ruote Location and Surveying.* Hickerson
- Ingeniería de Carreteras.* Lawrence I. Hewes, Clakson H. Oglesby
- Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Carreteras y Puentes en los proyectos Federales de Carreteras FP-61.* International Road Federation
- Caminos, Circulación, Trazado, Construcción.* R. Coquando.
- Las Carreteras Modernas.* E. Newmann
- Design.* Elwyn E. Seelye
- Diseño Hidrológico e Hidráulico de Drenajes Menores de Carreteras.* Ramiro Gamboa, San José, Costa Rica 1969