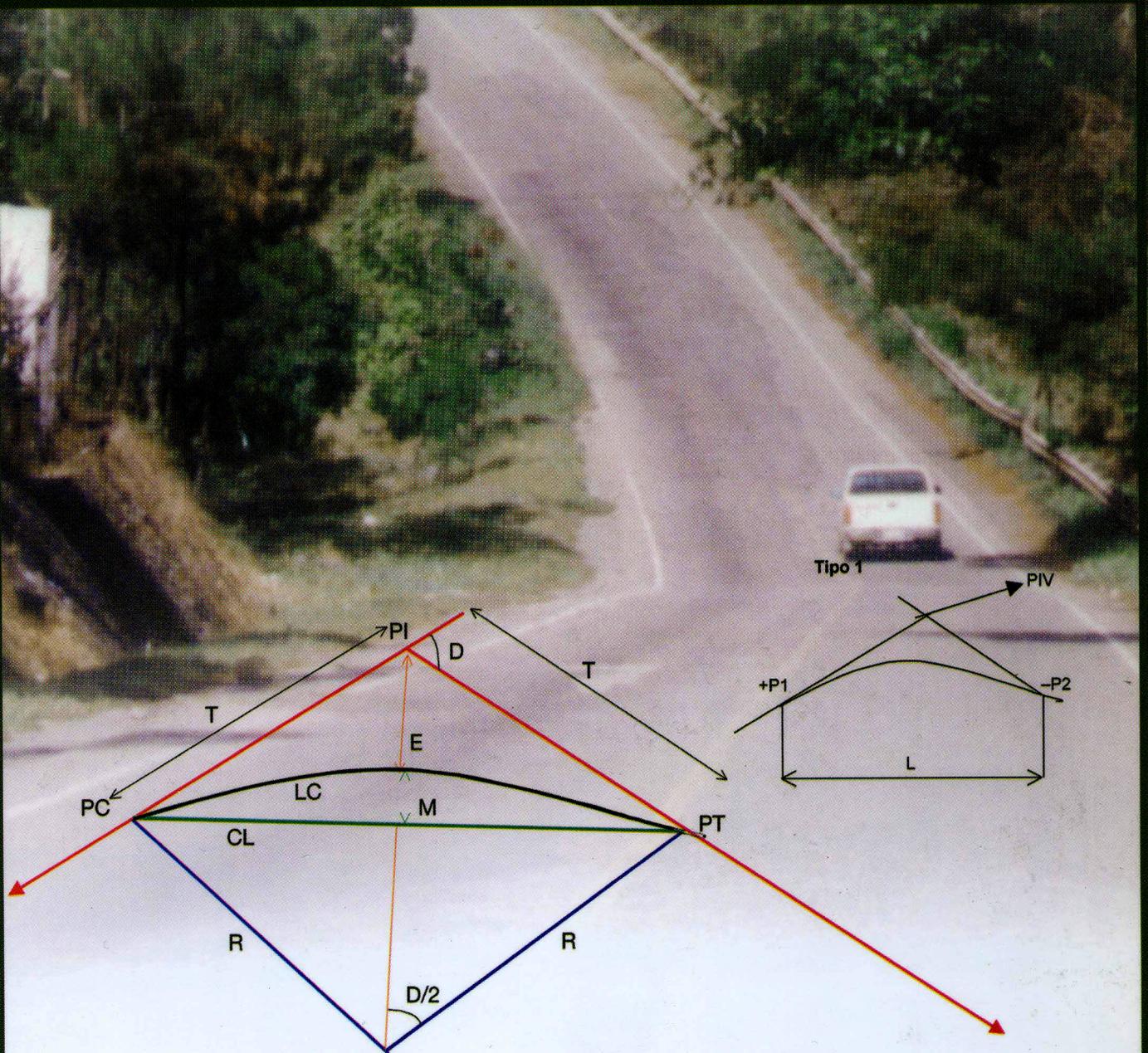


Ingeniería Vial I

Para estudiantes de grado de ingeniería civil



Ing. Hugo Andrés Morales Sosa

Instituto Tecnológico de Santo Domingo

INGENIERIA **VIAL I**

Preparado por:

Ing. Hugo Andrés **Morales Sosa**

Morales Sosa, Hugo Andrés

Ingeniería Vial I / Hugo Andrés Morales Sosa. — Santo Domingo:

Instituto Tecnológico de Santo Domingo, 2006

210 p. : il.

1. Ingeniería del tránsito I. Título

625.7

M228i

CEP/INTEC

© 2006 INTEC
ISBN: 99934-25-67-2

Diagramación:

Iris Cuevas

Diseño de portada:

Carla Brea

Impreso por:

Editora Búho
Santo Domingo, República Dominicana

Impreso en la República Dominicana
Printed in the dominican Republic

Dedicatoria

Este libro es dedicado a las siguientes personas:

- Ing. Martín Abbott Zorrilla, director de Ingeniería Civil del Instituto Tecnológico de Santo Domingo, a quien le debo haberme dado la oportunidad de impartir docencia en la asignatura Ingeniería Vial.
- Ing. Wilfredo Senior Brown, mi profesor de Ingeniería Vial en INTEC.
- Ing. Hugo Andrés Morales Arias, mi Padre, ex profesor de Carreteras y ex director del departamento de Ingeniería Civil de la UASD, quien me ha suministrado su amplia bibliografía, la que he utilizado en la realización del libro.
- Sra. Patria Estela Sosa Peña, mi madre.
- Lic. Claribel Abreu Nouel de Morales, mi esposa.
- Hugo Andrés Morales Abreu, mi hijo.
- Isabella Morales Abreu, mi hija.
- Hugo Arturo, Hugo Ariosto, Anneris, Arlette, Carolina y Miguel, mis hermanos.

Principalmente a Dios, que me permitió verlo llegar a feliz término.

Introducción

En nuestro ejercicio profesional de la ingeniería civil nos ha tocado ver lo difícil que resulta encontrar un texto en el área de la ingeniería de carreteras, pero más difícil resulta para los estudiantes encontrar un texto que se adapte al programa de la asignatura en todos sus aspectos.

La mayoría de los textos existentes se enmarcan principalmente en los aspectos teóricos y no son muy explícitos en cuanto a la aplicación de las normas de diseño con ejemplos y problemas prácticos.

Cuando se nos encomendó impartir docencia en la asignatura Ingeniería Vial I en el Instituto Tecnológico de Santo Domingo (INTEC) nos vimos en la necesidad de preparar un material de apoyo de cada tema del programa a impartir, con explicaciones prácticas de cada concepto y problemas resueltos de los mismos para que el estudiante pudiera ir aplicando directamente las normas de diseño con problemas prácticos.

Al final del período académico quedó conformado un manual que es usado como guía y material de apoyo por muchos estudiantes, no solo del INTEC, sino de otras Universidades del país.

Por consejo de profesionales que también usaban el manual como referencia y guía de diseño acogimos sus sugerencias de darle más carácter profesional al manual, publicándolo como libro de texto y de consulta. Por esa razón, hoy les entregamos este libro de cátedras de Ingeniería Vial I para estudiantes de grado.

El libro nos presenta tres partes fundamentales:

- 1) Conceptos de planificación de obras viales
- 2) Diseño geométrico
- 3) Drenaje de carreteras

Esperamos que este libro sea un aporte para que los estudiantes universitarios y los profesionales encuentren una guía didáctica y sencilla para el aprendizaje del diseño geométrico de carreteras.

HUGO ANDRÉS MORALES SOSA

Contenido

Tema 1. Introducción al Transporte	9
1.1 El Transporte y sus modos:	9
1.2 Algunas notas de Historia de las carreteras	11
1.3 Las carreteras en República Dominicana	11
1.4 Aparición del automóvil en República Dominicana	12
1.5 Clasificación de las Carreteras	13
1.6 La Vialidad Dominicana 1908-1929. Informe del Ing. Enrique Ortega	14
Tema 2. Introducción a la Planificación	16
2.1 Planificación	16
2.2 Proceso de la planificación del transporte	17
2.3 Horizontes de la planificación:	18
2.4 Encuestas de Origen-Destino	18
Tema 3. Usuarios de las Carreteras	20
3.1 Características de los conductores:	20
3.2 Características de los peatones:	21
3.3 Características de los vehículos:	21
Tema 4. Análisis económicos para mejoramientos o construcción de carreteras	26
4.1 Costos de operación de los vehículos:	26
4.2 Diferentes métodos económicos para la evaluación de proyectos viales	43
Técnicas de análisis económico	48
Método del Valor Presente Neto:	50
Cálculo de la Tasa Interna de Retorno (TIR)	50
Evaluación de alternativas múltiples	52
Tema 5 . La sección Transversal del camino y Elementos de Ingeniería de Tránsito	53
5.1 Partes integrantes de la sección transversal	53
5.2 Controles de diseño y localización de la vía	54
5.3 Tipos de flujo de tráfico	55
5.4 Características del flujo de tráfico.	55
5.5 Capacidad y nivel de servicio de carreteras:	72

Tema 6. Trazado de la carretera y criterios básicos de diseño	80
Estudio de las Rutas	80
Recomendaciones para los trazados preliminares:	80
Levantamientos aéreos	81
Criterios Básicos de diseño	82
Características del Trazado en Planta	86
Longitud Mínima de las tangentes	87
Trazado en planta de la carretera	88
Tema 7. Enlaces Horizontales	90
Replanteo de curvas horizontales	93
Curvas de Transición:	97
Elementos de la Curva circular con espirales	98
Replanteo de curvas de transición	102
Giro del peralte	109
Ubicación desarrollo del peralte en la curva circular simple:	110
Cálculo longitud de transición del peralte y de la longitud tangencial para curvas circulares simples	112
Longitud mínima de transición del peralte (superelevation runoff)	112
Transición del peralte para curvas con espirales	116
Secciones Transversales curva circular con espirales peraltadas :	117
Fórmulas para el cálculo del desarrollo del peralte en curvas con espirales	118
Desarrollo del sobreebanco:	120
Sobreebanco en curvas circulares simples :	121
Sobreebanco en curvas con espirales:	122
Tema 8. Trazado en elevación y secciones transversales	126
Curvas verticales:	129
Tipos de curvas verticales:	130
Uso de gráficas para hallar la longitud de la curva vertical	132
Cálculo de las curvas verticales	133
Secciones Transversales	144
Tipos de secciones transversales	145
Cálculo de cotas de los bordes de la explanada de la vía	146
Tema 9. Movimiento de tierras	149
Clasificación de las excavaciones:	149
Cambios volumétricos:	150
Cálculo del movimiento de tierras:	154
Diagrama de masa	154
Límite de transporte económico	157
Tema 10. Drenaje de Carreteras	163
10.1 Principios de hidrología	163
Contenido del estudio hidrológico	164
Método racional:	165

10.2 Drenaje longitudinal	165
Tipos de cunetas y zanjas de coronación:	166
Zanjas de coronación:	167
Tipos de zanjas usuales	168
Diseño de las Cunetas	170
10.3 Drenaje Transversal	185
Algunas gráficas de alcantarillas y cunetas	187
Métodos de diseño de alcantarillas a utilizar:	190
Método de Talbot:	192
Procedimiento para realizar los cálculos:	195
10.4 Drenaje Sub-terráneo:	201
ANEXOS	203
Tiempo de Concentración	205
Distintos usos de aletas en alcantarillas	206
Diferentes alineamientos de alcantarillas	208
Bibliografía	210

Tema 1

Introducción al Transporte

1.1 El Transporte y sus modos:

Se podría definir el transporte como la acción de trasladar personas y bienes de un lugar a otro.

Las principales razones que inducen al traslado o movilización de personas es: trabajo, negocios, educación, placer, sociales, compras, salud.

Entre las razones que hacen la movilización de bienes están el traslado de éstos desde sus centros de producción a sus lugares de distribución y expendio.

Existen tres modos de transporte: Terrestre, aéreo y acuático.

Transporte terrestre: se realiza a través de las vías terrestres como son las carreteras, calles, caminos, vías férreas, aceras.

Los vehículos utilizados pueden ser de tracción animal, automotriz y ferroviario.



AUTOMOTRIZ



TRACCIÓN ANIMAL



FERROVIARIO



MOTOCICLETA

Transporte aéreo: se realiza a través de vías aéreas llamadas aerovías y están compuestos además por las naves, aeropuertos, helipuertos, pistas de aterrizajes y acuatzajes.



El transporte aéreo puede ser:

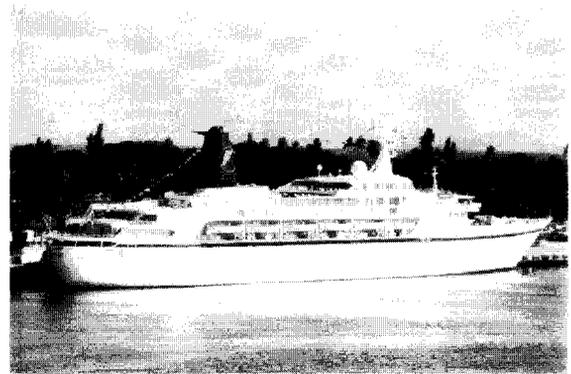
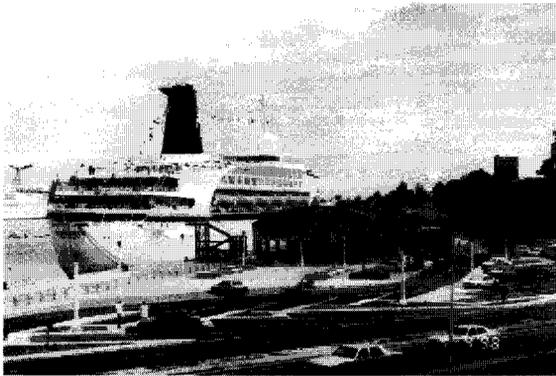
- **Doméstico:** si se realiza dentro de una misma nación.
- **Internacional:** si se realiza de un país a otro.

Transporte acuático: se realiza a través de hidrovías en el mar, ríos, canales y lagos.

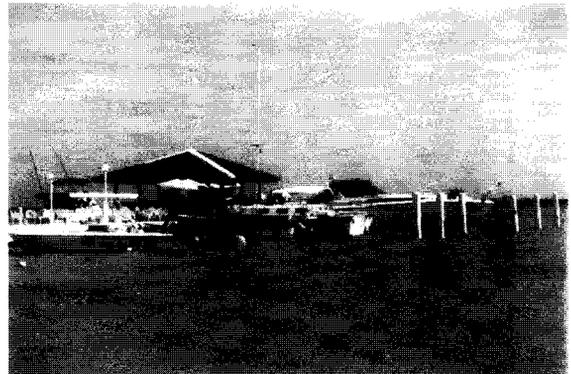
Aparte de las hidrovías, lo componen las embarcaciones, terminales ó puertos y los elementos que le sirven de soporte a los puertos.

El transporte acuático puede ser:

- **Marítimo:** de cabotaje ó interoceánico.
- **Fluvial:** en ríos.
- **Lacustre:** en lagos.



LACUSTRE



CABOTAJE

Otros tipos de transportes son los ductos, los telesféricos y las cintas transportadoras.

1.2 Algunas notas de Historia de las carreteras

Con la invención de la rueda, probablemente en Mesopotamia se vió la necesidad de preparar superficies que permitieran la circulación de “vehículos”, eso fué hace unos 5000 años; eso se supone cierto al encontrarse restos de carretas de cuatro ruedas que datan posiblemente de 3000 AC en la tumba de la Reina en Mesopotamia.

En esa época los pueblos Asirio y Egipcio iniciaron el desarrollo de sus caminos, se señala la existencia de una ruta entre Asia y Egipto.

Historiadores como Herodoto citan que los caminos de piedras más antiguos fueron construidos por el Rey Keops de Egipto para ser utilizados en el transporte de las piedras utilizadas para construir las pirámides.

En Babilonia salían cuatro caminos de la capital, uno de ellos de 400 millas de longitud con paradores cada 20 a 27 kilómetros para que los viajeros pudieran descansar.

En Babilonia se empleó por primera vez el asfalto como material de pavimentación, para rejuntar las losas de la Via Sacra.

En la edad Antigua, precisamente en Roma, encontramos el sistema de comunicación más perfecto de la antigüedad. Estos caminos unían la metropolis con los lugares más apartados conocidos en esa época.

La técnica de ejecución de los romanos solo fué igualada en el siglo XIX.

En América existen vestigios de los Mayas, los Toltecas, los Aztecas y los Incas con técnicas avanzadas en la construcción de caminos.

En el siglo XVIII, en Francia, Sully barón de Rosny y luego Colbret, inician la política del transporte terrestre.

En el siglo XIX, en Inglaterra, los ingenieros Telford y Macadam transforman radicalmente las carreteras inglesas, utilizando nuevas modalidades de pavimentos.

1.3 Las carreteras en República Dominicana

Vamos a esbozar algunas notas sobre el desarrollo de las carreteras en nuestro país.

En el año 1907 el Presidente Ramón Cáceres promulgó una ley de caminos que responsabilizaba a los vecinos de las comunidades del mantenimiento de las carreteras públicas en las que tengan propiedades. En este mismo año, el gobierno de Ramón Cáceres inició dos carreteras para comunicar la Capital con la región Sur y el Cibao.

En el año 1909 fue inaugurado el ferrocarril Moca – Santiago. Esta obra fue catalogada en esa época como una verdadera obra de ingeniería. Este ferrocarril era tanto de pasajeros como de carga.

El ferrocarril ya tenía ramales que llegaban a La Vega, Sánchez y Puerto Plata. El ramal entre Santiago y Puerto Plata fue inaugurado el 16 de agosto de 1897.

Hacia el año 1918, en el gobierno de la 1ra. intervención militar norteamericana, el gobernador militar Harry S. Knapp anunció un vasto plan de obras públicas para terminar las carreteras hacia el

Cibao, Sur y Este; además de la construcción de varios puentes. Estos trabajos incluían un reconocimiento topográfico de todo el país.

En el año 1922 fue inaugurada la carretera Duarte entre Santo Domingo y Santiago. El primer automóvil que circuló por la carretera fue el conducido por José Tejada García (Pinguí).

En 1923 el Presidente Juan Bautista Vicini inauguró la carretera Santo Domingo-San Pedro de Macorís.

Para el año 1925 se veía que las carreteras principales le habían dado un duro golpe al ferrocarril porque los comerciantes, industriales y empresarios agrícolas no tenían que esperar por el tren para transportar sus productos.

En el año 1929 se registra una huelga de chóferes de taxis en protesta por los impuestos del gobierno.

También en ese año 1929 fue creada una policía de tránsito, ante la presencia de numerosos automóviles en las vías.

En el año 1931 fue inaugurada la Avenida Colombina, hoy George Washington.

En el año 1934 es inaugurado el puente Ramfis sobre el río Higuamo en San Pedro de Macorís.

En el año 1953 fue inaugurada la base aérea de San Isidro.

1.4 Aparición del automóvil en República Dominicana

Hacia finales del siglo 19 existía un tranvía movido por animales que era el principal medio de transporte de la ciudad de Santo Domingo, y hacía una ruta de más ó menos tres kilómetros desde el Conde hasta Santa Bárbara

La región del Cibao se convirtió en la más próspera del país por la agilidad en transportar mercancías desde finales del siglo 19 con la llegada del ferrocarril. Hasta ese momento los medios de transporte eran los caballos, mulos y carretas.

El advenimiento del automóvil trajo consigo nuevas técnicas para las especificaciones de construcción de carreteras y el mantenimiento de las mismas.

Las primeras marcas de automóviles que llegaron al país a principios del siglo 20 fueron Ford y Packard.

Se registra el año 1905 como la fecha de aparición del primer automóvil en República Dominicana.

El censo de 1908 arrojó los siguientes datos en la ciudad de Santo Domingo:

- Automóviles públicos : 2 unidades
- Vehículos para transporte : 90 unidades
- Vehículos particulares : 19 unidades
- Carretas : 122 unidades

Los siguientes censos vehiculares arrojaron los siguientes datos :

Año	No. de vehículos
1921	1,683
1922	1,192
1923	1,174
1924	2,350
1925	2,176
1926	2,596
1927	3,328
1928	4,079

Entre 1916 y 1924, época de la primera intervención militar norteamericana, el gobierno norteamericano creó la Ley de Carreteras y Reglamentos para Automóviles en fecha 8 de diciembre de 1917; publicada en la Gaceta Oficial No. 2864 del 15 de diciembre de 1917.

Esta ley, en lo concerniente a los automóviles, especificaba las velocidades máximas en zonas rurales que era de 20 Km/hr y de 10 Km/hr en zona urbana.

1.5 Clasificación de las Carreteras

Existen diversas formas de cómo clasificar las carreteras, entre las que podemos citar:

1) POR SU ESTRUCTURA:

- **Terracerías:** construidas hasta el nivel de subrasante, sin ningún tipo de revestimiento.
- **Revestidas:** Se ha colocado sobre la subrasante una ó varias capas de material granular.
- **Pavimentadas:** Cuando se ha construido totalmente el pavimento, incluyendo la capa de rodadura.

2) CLASIFICACIÓN SEGÚN SU FUNCIÓN:

La Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC) es la oficina del Estado que tiene como función planificar, diseñar, construir y mantener la red vial de la Rep. Dominicana; y clasifica las carreteras en:

- **Troncales:** unen diferentes regiones, colectan el tráfico de las diferentes regiones. Por ejemplo: Autopista Duarte, carretera Sánchez, carretera Mella.
- **Regionales (Secundarias):** Unen poblaciones dentro de una misma región, desembocando en la red troncal. Por ejemplo podemos citar a Santiago-Moca-salcedo-Tenares y C/Duarte-San Francisco-Nagua.

- **Locales (Terciarias):** Conectan poblaciones con la red primaria ó secundaria. Por ejemplo La Vega-Jarabacoa, C/Duarte-Constanza.
- **Caminos Vecinales:** Proveen acceso a las propiedades que atraviesan, son vías que penetran a zonas de producción agrícola principalmente.

En la República Dominicana existen actualmente alrededor de 5000 kilómetros de carreteras y 15,000 kilómetros de caminos vecinales.

1.6 La Vialidad Dominicana 1908-1929. Informe del Ing. Enrique Ortega

(Notas importantes)

Desde la ciudad de La Vega partían los siguientes caminos para Santiago: uno iba por el lado occidental, siguiendo las faldas del Santo Cerro, desde Río Verde y Puñal, entrando a Santiago por Nibaje en el suroeste. El otro iba por el lado oriental del Santo Cerro, llegando a Moca y desde ahí por Canca, Licey al Medio y Santiago.

Desde Santiago había un camino hasta Puerto Plata, hasta Guayubín vía Navarrete y Laguna Salada, pasando por Jaibón, Hatillo y luego Monte Cristi.

Desde Guayubín, habían dos caminos que llegaban a Dajabón. Uno iba por Sabana de la Cruz – Carnero – Dajabón por el sureste; y otro desde Monte Cristi, luego de encontrar el entronque Guayubín – Monte Cristi.

Existían también los caminos: Azua – San José de Ocoa – Piedra Blanca.

Desde Sabana de la Mar y El Valle salían ramales de caminos hacia el Oeste.

Desde Santiago también salía un camino a la Loma de Los Palos y la Cuesta, y seguía a San José de Las Matas, seguía por Guaraguanó, llegando a Sabaneta y Dajabón.

Desde Santiago a Puerto Plata habían dos caminos: uno por Palo Quemado y otro por Altamira.

El sistema de carreteras comienza en las dos primeras décadas del siglo 20.

De 1908 a 1916 se terminó una longitud de 76 kms de carreteras, hubo tramos adicionales en ejecución de 44 Kms.

El plan general de esa época era construir las tres carreteras troncales y luego los ramales secundarios.

La carretera Duarte en sus inicios era de 292 Kms y pasaba por La Vega, Moca y Santiago.

La carretera Mella se extendía a 175 Kms atravesando San Pedro de Macorís, Hato Mayor, el Seibo e Higüey.

La carretera Sánchez salía de Santo Domingo, pasaba por San Cristóbal, Baní, Azua, San Juan y Comendador; llegando a la frontera con 260 kms de longitud.

De 1916 a 1922 el gobierno interventor norteamericano impulsó las construcciones viales, terminando la carretera Duarte, extendió la Mella a 36 kms, llegando a 390 Kms de carreteras principales.

De 1922 a 1924 se construyeron 104 kms en la carretera Mella, lo que llevó el kilometraje de carreteras a 598.

Para el año 1924 la República Dominicana tenía 598 Kms de vías de primera clase.

1925 —→ 753 Kms

1926 —→ 775 Kms

1927 —→ 909 Kms

1928 —→ Se elevó a 1,072 Kms

Tema 2

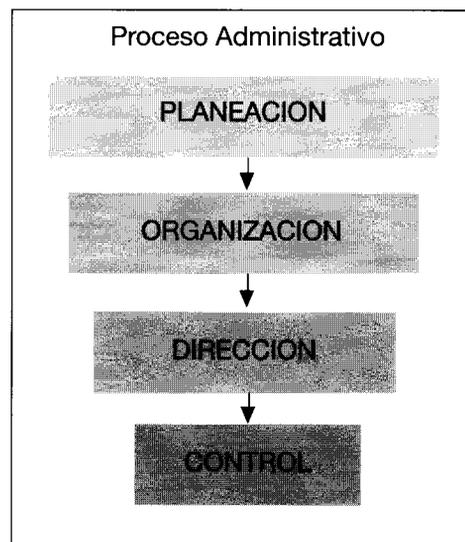
Introducción a la Planificación

2.1 Planificación: Plan general, científicamente organizado y frecuentemente de gran amplitud, para obtener un objetivo determinado, tal como el desarrollo económico, la investigación científica, el funcionamiento de una industria, etc. (Diccionario de la Real Academia Española de la Lengua).

Planear es decidir con anticipación que se debe hacer, cómo hacerlo, dónde y quién lo hará. La planeación es el Puente que va desde el lugar donde estamos al lugar adonde queremos llegar en un futuro deseado.

La planeación se apoya en la suposición de que se cuenta con los medios suficientes para llevar a cabo los planes desarrollados.

Posición de la planificación dentro del proceso administrativo:



Planificación del Transporte

El objetivo principal de la planificación del transporte es lograr la disminución de los costos del transporte garantizando una red segura, óptima y rápida.

Las metas son determinar los problemas específicos como son por ejemplo parqueos, congestión, retrasos, etc.; y crear las propuestas de inversión para resolver esos problemas.

La planificación responde a la pregunta ¿Qué hay que hacer?

La planificación de carreteras tratará de fijar mejoras a la red vial para asegurar un transporte de personas y mercancías de manera eficiente.

2.2 Proceso de la planificación del transporte

FASE 1: Fijación de objetivos y políticas:

Indicar o saber a donde quiero llegar y las herramientas para llegar a esos objetivos, eso es, como voy a llegar.

FASE 2: Inventario de la situación actual:

Recopilar los datos sobre lo que existe actualmente:

- Infraestructura
- Parque vehicular
- Usuarios (pasajeros, cargas)
- Recursos humanos
- Recursos financieros (Últimos diez años, presupuesto nacional)
- Organización administrativa.

Para un sistema vial determinamos:

- Estudios de volúmenes de tráfico
- Velocidades y tiempos de recorridos
- Capacidad vial
- Estudios de estacionamientos

FASE 3: Diagnóstico:

Determinar las fallas, problemas y causas que la producen.

Análisis de oferta y demanda para casos de transporte público.

FASE 4: Proyecciones de la demanda (Prognosis):

Ver que pasaría en el futuro.

En este paso se hacen análisis sobre lo que sería el funcionamiento futuro del sistema de carreteras.

FASE 5: Limitaciones y determinación de objetivos parciales y metas:

1. Limitaciones físicas:

- Capacidad de la infraestructura existente: cuellos de botella, volúmenes de tráfico, limitaciones legales de peso por eje, altura de túneles.
- Capacidad de los servicios de transporte
- Capacidad de transporte de carga
- Capacidad del transporte de pasajeros total y en relación a las rutas establecidas y posibles.
- Limitaciones impuestas por el sistema tarifario y fletes.

2) Limitaciones de recursos:

- Limitaciones presupuestales
- Distribución del presupuesto
- Disponibilidad de moneda extranjera
- Limitaciones organizacionales

FASE 6: Costos del transporte:

Se establecen las diferentes opciones para alcanzar el objetivo establecido, evaluando cada una de ellas, y luego se calculan :

- Costos de operación de los vehículos
- Costos de Inversión, construcción, reconstrucción y mantenimiento de las infraestructuras.
- Tarifas

FASE 7: Selección modal y asignación a posibles escenarios

Se selecciona la opción considerada más conveniente, indicando los recursos que se necesitan para realizar el proyecto y las etapas del mismo.

Para casos de transporte público, se elige el modo de transporte a utilizar, entre las propuestas de transporte terrestre, acuático, aéreo.

Luego se hacen las evaluaciones económicas y se seleccionan aquellas de mayor rentabilidad.

FASE 8: Programa de inversiones y recomendaciones

1. Programa de inversiones: selección de los proyectos prioritarios, seleccionar los proyectos rentables que sean convenientes al plan de desarrollo.
2. Recomendaciones: priorizar por orden los proyectos, cómo deben ejecutarse y adaptarse a las limitaciones.
3. Implementación de la opción seleccionada
4. Supervisión de la planificación: control y seguimiento de la evolución del proyecto.

2.3 Horizontes de la planificación:

- Corto plazo: 2 a 4 años.
- Mediano plazo: 7- 10 años.
- Largo Plazo: hasta 20 años.

2.4 Encuestas de Origen – Destino

En el proceso de planificación, estos estudios nos sirven para determinar las características de los viajes, es decir, cual es su origen y cual es su destino; y por que se realizan, para poder planificar la posible construcción de nuevas vías ó las posibles rutas de transporte público.

Para esto, se prepara una serie de cuestionarios ó encuestas que se les da a los viajeros para que las llenen.

Pueden haber dos tipos principales de encuestas origen-destino :

- 1. Encuestas en la carretera:** se realizan en la propia carretera para conseguir información sobre hacia que localidades se dirigen los viajeros por las distintas carreteras, motivo del viaje, origen y destino, ruta que harían, rutas alternas, etc.
- 2. Encuestas domiciliarias:** se entrevistan a los habitantes de una zona en sus domicilios, directamente ó por correo.

Estas encuestas se hacen para conocer el número de viajes que se realizan en determinadas áreas y principalmente en zonas urbanas.

Tema 3

Usuarios de las Carreteras

Los usuarios de las carreteras son los conductores, los peatones y los vehículos.

3.1 Características de los conductores:

Los conductores se valen de los sentidos:

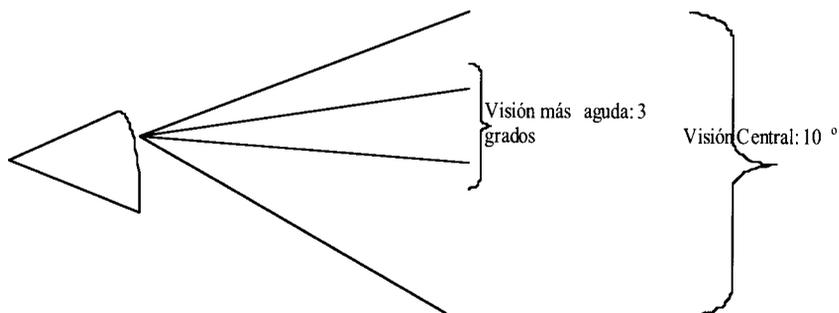
Sentido visual

Sentido cinético (movimiento)

Sentido Vestibular (equilibrio)

Sentido auditivo.

La información visual está compuesta de dos partes: una visión central y una visión periférica.



La visión periférica tiene un ángulo de 160° .

El sentido **cinético** y el **vestibular** proveen información importante al conductor acerca de las fuerzas asociadas con los cambios de dirección, vibraciones y estabilidad del vehículo.

El **sentido auditivo**: el sonido de las bocinas, sonido del vehículo al desplazarse, sonido del viento cuando entra al vehículo son los elementos que ayudan al conductor a percibir información de los que está sucediendo en la carretera.

Tiempo de percepción-reacción: es el intervalo de tiempo ocurrido desde que un conductor siente, escucha o ve una situación en la vía o el tráfico, y da la respuesta inicial a lo que ha percibido.

Este tiempo se divide en cuatro etapas:

- **Percepción:** El conductor se forma una imagen mental de lo que ha percibido por los sentidos.
- **Intelecto:** Darse cuenta de la información recibida por los sentidos.
- **Emoción:** lo que una persona siente ó piensa de la situación.
- **Volición:** Acto de tomar una decisión.

El tiempo de percepción-reacción puede variar entre 0.5 seg y 3 seg ó más.

Se reacciona más rápido con los sentidos auditivos y menos rápido a los visuales y vestibular.

3.2 Características de los peatones:

La velocidad de los peatones oscila entre 0.60 m/seg (2 pies/seg) hasta 3 m/seg (10 pies/seg).

La velocidad de los peatones para el diseño es de 1.20 m/seg (4 pies/seg).

El área estimada para un peatón circular ó transitar es de 2.30 m² (25 p²).

3.3 Características de los vehículos:

Las principales son las características de operaciones y el tamaño.

Entre los tipos de vehículos podemos citar:

- 1) Motos
- 2) Vehículos ligeros (Automóviles, camionetas)
- 3) Vehículos pesados (camiones con o sin remolques)

Las características de operaciones de los vehículos afectan:

- Las pendientes
- Las curvas horizontales de las carreteras

3.3.1 Resistencias que el vehículo tiene que vencer

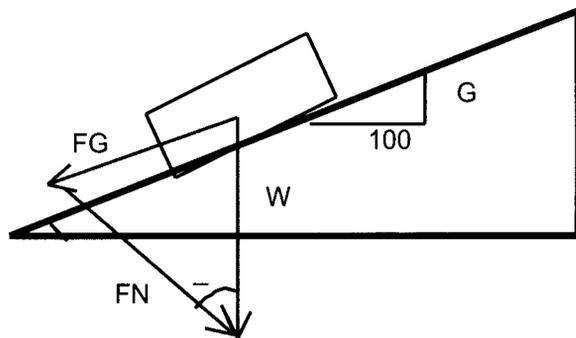
Hay 5 tipos de resistencias:

- Resistencia inercial
- Resistencia a las pendientes
- Resistencia a la rodadura
- Resistencia a las curvas
- Resistencia al aire
- **Resistencia a la inercia:** es la tendencia de un vehículo a resistir la aceleración, ó sea, la tendencia a permanecer en descanso, o cuando el objeto está en movimiento a moverse en línea recta a la misma velocidad ó a una velocidad constante.

$$F = m \times a$$

$$F = (W/g) \times a$$

- **Resistencia a las pendientes:** es la componente del peso del vehículo actuando hacia abajo en la dirección paralela al plano en una superficie inclinada sin fricción.



FG = Resistencia a la pendiente W = Peso FN = Fuerza Normal
 θ = Angulo de inclinación G = Pendiente

$$(G/100) = (FG/FN)$$

$$FG = (FN)(G) / 100$$

$$FN = W \cos \theta$$

$$FG = (W) (\cos \theta) (G)/100$$

- **Resistencia a la rodadura:** es provocada por las irregularidades de la superficie del pavimento y las llantas.

Tabla de resistencia promedio de rodadura:

Tipo de superficie	Velocidad (millas por hora)			
	20	30	40	50
Asfalto agrietada con baches	29	34	40	51
Grava seca bien compacta	31	35	50	62
Arena suelta	35	40	57	76
Pavimento en buen estado	27	27	27	27

Las unidades de la resistencia es lib / (ton. de peso del vehículo)

- **Resistencia a las curvas:** Es la potencia adicional para seguir una superficie curva.

Tabla de resistencia a las curvas de vehículos de pasajeros en pavimentos en buen estado:

Grados de la curva	Velocidad	Resistencia (lbs)
5	50	18
5	60	36
10	30	18
10	40	54
10	50	108

El grado de la curva es inversamente proporcional al radio.

En la resistencia a la rodadura se incluye la resistencia interna del motor y de las llantas.

- **Resistencia al aire:** Influye la fuerza requerida para mover el aire en frente del vehículo, así como la fricción del aire con la superficie del vehículo.

$$F = 0.0006AV^2$$

A= sección transversal del vehículo en pies²

V= velocidad en MPH.

- **Requerimientos de la potencia:** potencia es definida como la velocidad a la que un trabajo es realizado. La potencia (P) que un vehículo requiere para vencer la resistencia que se le opone al movimiento de un vehículo a una velocidad dada (V) se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$P = RV / 550$$

Medida en HP (Caballos de fuerza)

R= suma de todas las resistencias que tiene que vencer el vehículo.

V= velocidad del vehículo en pies/seg.

EJEMPLO :

Estime la potencia requerida en HP para acelerar un vehículo de 3,000 libras que viaja a 50 millas / hr por una pendiente negativa de un 4.0 % a razón de 4 pies/seg². El vehículo tiene una sección transversal (frontal) de 25 pies², el camino es recto y el pavimento está en buen estado.

Datos:

$$v = 50 \text{ millas / hr} = 73.33 \text{ pies / seg}$$

$$G = 4.0 \%$$

$$a = 4 \text{ p/seg}^2$$

$$A = 25 \text{ p}^2$$

$$W = 3000 \text{ lbs}$$

Desarrollo del problema:

Primero vamos a calcular las diferentes resistencias que el vehículo tiene que vencer:

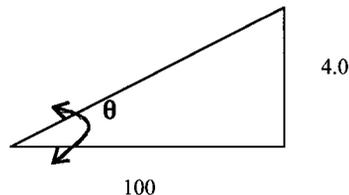
1) Resistencia a la inercia:

$$F = (W/g) \times a$$

$$F = (3,000 \text{ lbs} / 32.2 \text{ pies/seg}^2) \times (4 \text{ pies / seg}^2) = 372.67 \text{ lbs}$$

2) Resistencia a las pendientes:

$$FG = (W) (\cos\theta) (G)/100$$



$$\tan(\theta) = 4.0 / 100$$

$$\tan(\theta) = 0.04, \quad \theta = \arctan(0.04) = 2.29^\circ$$

$$FG = 3,000 \text{ lbs} \times \cos(2.29^\circ) \times (-4.0 / 100) = -119.90 \text{ lbs}$$

Nota: la pendiente se indica negativa porque se especificó en el mandato del problema.

3) Resistencia a la rodadura:

Según la tabla de la página 3-4, para una velocidad de 50 millas / hr y un pavimento en buen estado nos da un valor de 27 lbs / ton., entonces, como el vehículo pesa 3,000 lbs que es equivalente a 1.50 ton, entonces :

$$R_r = 27 \text{ lbs / ton} \times 1.50 \text{ ton} = 40.50 \text{ lbs}$$

4) Resistencia a las curvas:

Como el camino es recto, la resistencia a las curvas = 0 lbs.

5) Resistencia al aire:

$$F = 0.0006AV^2$$

$$F = 0.0006 \times 25 \text{ p}^2 \times (50 \text{ millas/hr})^2 = 37.50 \text{ lbs}$$

6) Resistencia total = 372.67 lbs - 119.90 lbs + 40.50 lbs + 0 lbs + 37.50 lbs = 330.77 lbs

7) Requerimientos de potencia (P) = $RV / 550 =$

$$(330.77 \text{ lbs} \times 73.33 \text{ pies/seg}) / 550 = \mathbf{44.10 \text{ HP}}$$

Tema 4

Análisis económicos para mejoramientos o construcción de carreteras

4.1 Costos de operación de los vehículos:

El costo de operación de los vehículos indica cuanto cuesta tener operando determinado vehículo. Este costo puede ser medido con respecto al tiempo, con respecto a la cantidad de kilómetros recorridos, etc. Para su cálculo se debe determinar:

- **El tipo de carretera por la que transita el vehículo**, esto es si es primaria, secundaria, etc.; el tipo de terreno (llano, ondulado ó montañoso); el estado de la vía (bueno, regular, malo), el tipo de superficie por la que se desplaza el vehículo (asfalto, tierra, etc).
- **El tipo y características de los vehículos:** vehículo tipo, kilómetros recorridos al año, precio del vehículo, vida útil, tasa de interés del capital, sueldo del conductor, consumo de combustibles, cambio de llantas en el año, cambio de aceite y demás lubricantes, costo de reparaciones y repuestos, seguros, impuestos, número de horas efectivas de servicio por año, beneficios, etc.

Vehículos representativos:

Los vehículos que se utilizan como representativos para los análisis de los costos de operación vehicular por el banco mundial son los siguientes:

- Carro pequeño: Volkswagen 1300
- Carro mediano: Chevrolet Opala
- Carro grande: Chrysler Dodge Dart
- Utility: Volkswagen Kombi
- Bus: Mercedes Benz O-362
- Camión ligero de gasolina: Ford F-400
- Camión ligero de gasoil: Ford F-4000
- Camión mediano: Mercedes Benz 1113 dos ejes
- Camión pesado: Mercedes Benz 1113 tres ejes
- Camión articulado: Scania 110/39

Indices de rugosidad (IRI) de la via (en m/Km):

Superficie	Pavimentada	No Pavimentada
Suave	2	4
Razonablemente Suave	4	8
Medianamente rugosa	6	12
Rugosa	8	15
Muy rugosa	10	20

Cálculo del costo de operación vehicular:**Método sencillo:**

- **Combustible:** $(\text{Costo/galón}) / (\text{Rendim. del vehículo}) \gggg(\text{Rendim. en Km/gl})$.
- **Aceite:** $(\text{No. Veces cambio al año} \times \text{costo cambio}) / (\text{Recorrido anual del vehículo}) \gg$ recorrido en Km/año.
- **Llantas:** $(\text{No. Gomas} \times \text{no. veces cambio al año} \times \text{costo gomas}) / \text{recorrido anual del vehículo}$
- **Piezas de mantenimiento:** Costo al año/ recorrido anual del vehículo
- **Mano de obra de mantenimiento:** $(\text{Costo por hora} \times \text{horas al año}) / \text{recorrido anual del vehículo}$
- **Lubricación:** $(\text{Costo lubricante y lavado al año}) / \text{recorrido anual}$
- **Depreciación:** $(\text{precio del vehículo} \times \text{depreciación}) / \text{recorrido anual}$
- **Operador:** $(\text{costo por hora} \times \text{horas al año}) / \text{recorrido anual}$
- **Seguro:** Costo por año / recorrido anual
- **Impuestos:** costos por año / recorrido anual (Los impuestos son placas, peajes, etc).

La sumatoria de estos valores nos da el costo de operación vehicular expresados en pesos por Km (RD\$/Km).

MÉTODO UTILIZADO PARA LOS EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN:**Costo horario del equipo de construcción**

El costo horario se refiere a cuanto cuesta poner a trabajar una hora un equipo pesado de construcción.

Vida económica de la máquina: es el tiempo en que una máquina puede producir trabajo de forma económica, siempre que se le esté proporcionado el mantenimiento adecuado.

Períodos de vida económica para algunos equipos de construcción según SEOPC

Tractor de orugas CAT	8 años 14,000 horas
Tractor de orugas Komatsu	8 años 14,400 horas
Motoniveladoras	8 años 14,400 horas
Cargador frontal de ruedas de más de 150 HP	8 años 14,400 horas
Cargador frontal de ruedas de menos de 150 HP	8 años 12,000 horas
Compactadores vibratorios autopulsados de 8-10 Ton	8 años 12,000 horas
Excavadoras 2 1/3 a 3 yd ³	8 años 12,000 horas
Camiones	5 años 10,000 horas

Horas de trabajo del equipo:

Generalmente se ha estimado que un equipo que trabaja 5.5 días por semana, restándole los diferentes días festivos del año, podría alcanzar unas 2,000 horas de trabajo por año.

Esto es, suponiendo que ese equipo solo agota un turno de trabajo al día.

Cálculo del costo horario del equipo:

El costo horario del equipo está compuesto de dos tipos: el **costo de posesión** y el **costo de operación**.

El costo de posesión es aquel costo que garantiza la inversión del capital, los intereses e impuestos, y todos los demás costos que inciden para un eventual reemplazo ó recuperación del capital invertido en la compra de la máquina. A este costo también le llamamos costos fijos.

Entre los costos que componen el “**costo de posesión**” o costos fijos tenemos:

- Depreciación
- Interés
- Inversión
- Seguros
- Almacenaje
- Escalación ó inflación
- Mantenimiento
- Administración e impuestos

- **Depreciación:** otros entendidos en la materia de equipos de construcción lo llaman amortización .

Existen muchas definiciones de este término, entre las que tenemos :

Es la distribución en el tiempo de los valores activos del capital menos el rescate a través de su vida económica en una forma racional y sistemática.

También es la disminución en el valor original de la maquinaria como consecuencia de su uso y desgaste durante el tiempo de su vida económica.

Para calcular la depreciación utilizaremos la siguiente relación:

$$\text{Depreciación} = \frac{(\text{Valor de adquisición}) - (\text{Valor de rescate})}{\text{Vida económica en horas de trabajo}}$$

El valor de rescate está entre 0 – 15% del valor de adquisición, pero típicamente se usa un 10% para máquinas de 4 a 5 años de vida útil

- **Inversión (Capital medio invertido):** En este caso utilizaremos una media del capital invertido en el equipo para distribuirlo durante su vida económica. Lo podemos llamar también como el capital medio invertido.

Para calcular la inversión utilizaremos la siguiente ecuación:

$$\text{CMI} = \frac{(\text{Valor de adquisición}) + (\text{Valor de rescate})/2}{\text{Horas/año}}$$

Tasa de Interés: Es la tasa con la que los bancos prestan dinero anualmente.

Ejemplo : 40 % anual

- **Interés:** Lo podemos definir como el costo ó precio por el empleo de una suma de dinero en la compra de una máquina ó equipo. Es lo mismo que si en vez de invertir un dinero en la compra de una maquinaria, lo ahorramos en una financiera, este capital invertido generará un interés de acuerdo a la tasa establecida, ó también si se tiene que tomar el dinero prestado en una financiera para comprar el equipo, se tendría que pagar una suma por el uso de ese dinero que sería el interés.

El interés es una medida del aumento entre una suma original solicitada en préstamo ó invertida y la cantidad final acumulada ó la que se adeuda.

Para calcularlo, solo tenemos que aplicarle la tasa de interés (i) al costo medio de inversión calculado anteriormente.

Ecuación:

$$I = \frac{(\text{Valor de adquisición} + \text{Valor de rescate}) \times i/2}{\text{Horas/año}}$$

- **Seguros:** En este renglón incluimos todos los cargos concernientes al pago de seguros con compañías aseguradoras.

Entre los seguros tenemos:

- Seguros de protección para transporte del equipo
- Uso del equipo en la construcción
- Daños a terceras personas.

Obras Públicas tiene una tasa por el orden del 4.11% que es la que aplica para el cálculo del costo horario de un equipo de construcción.

El seguro lo podemos calcular por las siguientes ecuaciones:

$$S = \frac{(\text{Valor de adquisición} + \text{Valor de rescate}) \times s/2}{\text{Horas/año}}$$

- **Almacenamiento:** Es un costo que se calcula en el costo horario del equipo para tomar en cuenta el gasto por concepto de estacionamiento de las maquinarias en lugares específicos durante el tiempo que permanezcan ociosas y evitar así que sufran deterioros.

Este componente del costo horario lo calculamos por la siguiente ecuación:

$$A = K_a \times \text{depreciación}$$

K_a es un coeficiente de almacenamiento que varía entre 0.05 a 0.10, según la SEOPC.

- **Mantenimiento:** En este renglón vamos a tomar en cuenta las reparaciones mayores y menores y el mantenimiento preventivo que se le hagan al equipo a lo largo de su vida útil para mantenerlo operando en condiciones eficientes de trabajo. Los costos de mantenimiento incluyen los costos de refacciones y mano de obra necesaria para realizar las reparaciones y mantenimiento.

El costo de mantenimiento lo calculamos por la siguiente ecuación:

$$N = Q \times \text{depreciación}$$

Donde Q es el coeficiente de mantenimiento que depende del tipo de máquina y de las características de trabajo.

El Ing. Ramón Andújar muestra la siguiente tabla para el coeficiente Q:

Q	0.80 (80%)	0.60 (60%)	0.50 (50%)	0.40 (40%)
E Q U I P O	<ul style="list-style-type: none"> Rodillos pata de cabra Palas mecánicas Escrepas Motoconformadoras pequeñas Retroexcavadoras Tractores con y sin cuchilla Tolvas para concreto 	<ul style="list-style-type: none"> Camiones de volteo Compresores Dragas de arrastre Motoconformadoras Pavimentadoras Plantas trituradoras y separadoras pequeñas Vagonetas Vibradores de concreto Mezcladoras de concreto mayores de 1.5 m³ 	<ul style="list-style-type: none"> Rodillos (excepto pata de cabra) Remolques Plantas de concreto Perforadora neumática Cargadores y elevadores de conjillones Mezcladoras de concreto de tamaño mediano 	<ul style="list-style-type: none"> Herramienta eléctrica de mano Herramienta neumática Mezcladoras pequeñas de concreto Tuberías

La SEOPC recomienda un factor Q de 0.75 para todos lo equipos.

- Escalación ó inflación:** En este renglón tomamos en cuenta el posible aumento de precios debido a la inflación, lo que hace que el equipo que se compró hoy, tendrá un precio mayor al momento del reemplazo. Esto puede suceder tanto por un aumento de precios (inflación) como por mejoras en el equipo que hacen que su costo aumente.

La escalación ó inflación la vamos a calcular con la siguiente ecuación:

$$E = \frac{(fe \times \text{Valor de adquisición})}{(\text{Vida económica} \times \text{Horas al año})}$$

fe = factor de escalación ó inflación.

Costos variables:

Estos costos se refieren a los costos de consumo del equipo y a los costos de operación del mismo.

Costos de consumo:

Estos se refieren al consumo de los siguientes insumos:

- Combustibles
- Lubricantes
- Llantas
- Piezas especiales de desgaste rápido
- Uso de otras fuentes de energía

- **Consumo de combustible:** son las erogaciones por concepto de consumo de gasolina o gasoil para que el equipo trabaje.

El consumo de combustible lo podemos estimar mediante las siguientes ecuaciones:

Equipos de gasoil

- Para condiciones buenas: **Combustible = 0.03 x HP x costo gasoil/gl**
- Para condiciones medias: **Combustible = 0.04 x HP x costo gasoil/gl**
- Para condiciones malas: **Combustible = 0.05 x HP x costo gasoil/gl**

Donde HP es la potencia efectiva del equipo.

Equipos de gasolina:

- Para condiciones medias: **Combustible = 0.06 x HP x costo gasolina/gl**

- **Consumo de lubricantes:** En este renglón estimamos el costo por consumo de lubricantes por hora de nuestra máquina.

Utilizaremos la siguiente ecuación:

$$L = [(0.0035 * HPop * 0.2642) + c / t] \times \text{precio aceite/gl}$$

L = costo horario de consumo de lubricantes

HPop = potencia de operación del equipo

c = capacidad del carter

t = número de horas entre cambios

- Para condiciones severas, t = 50 horas
- Para condiciones normales, t = 100 horas
- Para condiciones muy buenas, t = 200 horas

Nota: Los analistas de costos de equipos calculan generalmente el costo de consumo de lubricantes como un 20 % de costo de consumo de combustible.

- **Consumo de llantas o neumáticos:**

Lo podemos estimar mediante la siguiente expresión:

$$LI = \frac{V_{LL}}{H_v}$$

Donde LI = cargo por consumo de llantas

V_{LL} = valor de adquisición de las llantas

H_v = horas de vida económica de las llantas.

Las horas de vida económica de las llantas la podemos estimar de la siguiente forma:

Máquina	Condiciones		
	Buenas	Medias	Malas
Trailla	4000	3000	2500
Cargadores de ruedas	4000	3250	2500-1000
Camiones de descarga trasera	4000	3250	2250
Vagones de descarga de fondo	8000	5000	3500

De acuerdo a la experiencia, la vida básica de las llantas es de 6,000 horas, pero debemos aplicarles los siguientes factores para obtener su vida económica:

Factores para determinar vida económica de las llantas

Condiciones	Factor
1. Velocidad del tránsito : (Máxima)	
De 0 a 16 Km / hr	1.00
De 17 a 32 Km / hr	0.80
De 33 a 48 Km / hr	0.60
De 49 a 64 Km / hr	0.50
2. Condiciones de la superficie de rodamiento :	
Tierra apisonada dura	1.00
Tierra suave o arena, buen mantenimiento	1.00
Camino de grava con buen mantenimiento	0.90
Tierra suave con algo de roca	0.80
Lodo	0.80
Camino de grava con mantenimiento pobre	0.70
Lodo, abrasivo o con roca	0.50
Roca volada:	
Carbón suave	0.90
Pizarra suave o caliza	0.70
Granito, gneis, basalto, pizarra gruesa o caliza	0.60
Pizarra o esquisto	0.40
Lava, superficie dura	0.30
Obsidiana, vidrio volcánica mineral	0.10
Carpeta asfáltica	1.20

<p>3. Posición de las llantas:</p> <p>En los ejes no motrices :</p> <p>En remolques 1.00</p> <p>En tractores 0.90</p> <p>En los ejes motrices:</p> <p>Vehículos de descarga trasera 0.80</p> <p>Vehículos de descarga de fondo 0.70</p> <p>Unidad de descarga trasera con doble eje 0.70</p> <p>Motoescrepas y similares 0.60</p>	
<p>4. Cargas de operación</p> <p>De 0 al 50 % de la carga 1.20</p> <p>De 51 al 80 % de la carga 1.10</p> <p>Del 81 al 110 % de la carga 1.00</p> <p>Del 111 al 120 % de la carga 0.80</p> <p>Del 121 al 140 % de la carga 0.50</p>	
<p>5. Curvas</p> <p>No existen 1.10</p> <p>Moderadas 1.00</p> <p>Severas, rueda sencilla 0.80</p> <p>Severas, rueda doble 0.70</p> <p>Severas, rueda doble eje 0.60</p>	
<p>6. Pendientes en los caminos (aplicables a las llantas del eje tractor)</p> <p>A nivel 1.00</p> <p>En superficie firme :</p> <p>Hasta 6 % 0.90</p> <p>Desde 7 % al 10 % 0.80</p> <p>Desde 11 % hasta 15 % 0.70</p> <p>Desde 16 % hasta 25 % 0.40</p> <p>En superficie suelta ó resbalosa:</p> <p>Hasta 6 % 0.60</p> <p>Desde 7 % al 10 % 0.50</p> <p>Desde 11 % hasta 15 % 0.40</p>	
<p>7. Combinaciones varias</p> <p>Ninguna 1.00</p> <p>Desfavorables 0.80</p> <p>Muy desfavorables 0.60</p>	

Ejemplo para determinar vida económica de llantas:

Ejemplo de aplicación

Condiciones	Factor
1. Velocidad del tránsito : (Máxima) De 33 a 48 Km / hr	0.60
2. Condiciones de la superficie de rodamiento : Tierra suave con algo de roca	0.80
3. Posición de las llantas: Vehículos de descarga trasera	0.80
4. Cargas de operación Del 81 al 110 % de la carga	1.00
5. Curvas Severas, rueda doble	0.70
6. Pendientes en los caminos (aplicables a las llantas del eje tractor) A nivel En superficie firme: Hasta 6 %	1.00 0.90
7. Combinaciones varias Desfavorables	0.80
Producto de factores =	0.19
Vida económica llanta = 6,000 hors x producto fact. =	1,161.22

- **Piezas especiales de desgaste rápido :**

Su consumo horario lo podemos estimar mediante la siguiente fórmula :

$$Pd = Vp / Hr$$

Donde:

Pd = cargo por consumo de piezas de desgaste rápido

Vp = valor de adquisición de las piezas

Hr = horas estimadas de trabajo de las piezas.

La duración estimada de las piezas la podemos calcular de la siguiente manera:

Condiciones de trabajo			
Piezas	Buenas	Medias	Malas
Puntas	200	125	50
Arados	600	375	150
Cuchillas	600	375	150

- **Consumo de otras fuentes de energía:**

En este caso incluimos el consumo horario de otras fuentes de energía que no son los usuales (gasolina y gasoil), como lo es por ejemplo energía eléctrica.

Para motores eléctricos podemos estimarla con la siguiente ecuación:

$$Ec = 0.653 \times Hp \times pe$$

Donde Ec = costo de la energía consumida den KWH

HP = potencia nominal del motor

pe = precio del kilovatio-hora

Costos de operación:

En este renglón vamos a calcular los salarios de los operadores de los diferentes equipos de construcción.

La Secretaría de Estado de Trabajo, en su resolución No. 3-2003 de fecha 16 de Agosto del 2003 nos da la siguiente tarifa para los operadores de equipos pesados de construcción :

Tractores	Salario por hora
De 0 a 100 HP hasta CAT-D4E	RD\$45.00
De 101 a 155 HP, hasta CAT-D65A	RD\$50.00
De 156 a 200 HP, hasta CAT-D7G	RD\$60.00
De 201 a 300 HP, hasta CAT D8K	RD\$67.00
De 301 a 460 HP, hasta CAT D9L	RD\$75.00
Cargadores frontales	Salario por hora
De 0 a 115 HP, hasta CAT W 70	RD\$42.00
De 106 a 155 HP, hasta CAT 950B	RD\$50.00

De 156 a 200 HP, hasta CAT-966B	RD\$55.00
De 201 a 375 HP, hasta CAT-988B	RD\$64.00
Motoniveladoras	Salario por hora
De 0 a 115 HP, hasta CAT 120G	RD\$45.00
De 116 a 125 HP, hasta CAT 12E	RD\$50.00
De 126 a 275 HP, hasta 12G	RD\$60.00
De 246 a 375 HP, hasta CAT 16G	RD\$67.00
Rodillo y compactadores	Salario por hora
Pata de cabra autopropulsados CAT-825 C, motor 310 HP	RD\$55.00
Pata de cabra autopropulsados CAT-815, motor 200 HP	RD\$50.00
Pata de cabra autopropulsados CAT-DW20A, motor 300 HP	RD\$45.00
Vibradores Dynapac CA-25 ,motor 125 HP	RD\$42.00
Estático hasta búfalo K-45 motor 150 HP	RD\$40.00
Mototrailla	Salario por hora
De 0 a 100 HP, hasta otros modelos	RD\$52.00
De 151 a 300 HP, hasta CAT-621	RD\$60.00
De 301 a 450 HP, hasta CAT-631 D	RD\$64.00
Retroexcavadoras	Salario por hora
De 0 a 100 HP, hasta otros modelos	RD\$43.00
De 101 a 150 HP, hasta CAT-225	RD\$47.00
De 151 a 215 HP, hasta CAT-235	RD\$64.00
Salario básico para los operadores	RD\$ 8,700/mes
Salario básico para los ayudantes	RD\$ 4,329/mes

Para el cálculo del costo horario por concepto de operador, vamos a utilizar los siguientes renglones:

- Operador/día.....
- Ayudante/día.....
- Factor Salario Real..
- Horas/día.....
- Salario Total.....
- Factor de Eficiencia..
- Horas Efectivas/día.....

El costo de operación es el salario total entre las horas efectivas al día.

Otro método: Este método incluye el parámetro de la rugosidad de la vía por donde transitan los vehículos.

Datos:

1. Potencia del vehículo (HP) =
2. Velocidad normal de recorrido (V) (Km/h)=
3. Rugosidad superficie rodadura (mm/Km)=
4. Rv : Rendimiento combustible vehículo (Km/gl) =
5. Rl : Rend. Lubricante (Km / gl)=
6. W : Peso vehículo (ton)=
7. Ra : Recorrido anual (Km./ Año) =
8. Vu : Vida de servicio (años) =
9. I : Interés Anual (%) =
10. Va : Precio vehículo (R.D.\$) =
11. S : Precio Seguro anual (R.D.\$ / año) =
12. Precio/gl Combustible (RD\$ / gl)=
13. Precio/gl Lubricante (RD\$ / gl) =
14. CLL : N° Llantas (uds) =
15. LL : Precio / Llanta (RD\$ / llanta) =
16. NLL = N° camb./Año(Llanta)=
17. Impuestos (RD\$ / año) =
18. Operador (RD\$ / año) =

• **Consumo combustible en condiciones normales (CCCN):**

$$\text{Consumo Combustible (gl/1000Km)} = 1000/Rv$$

• **Consumo de combustible para velocidad normal de recorrido**

$$(\text{CCVI}) \text{ (gl/ 1000 Km) :}$$

$$\text{CCVI} = (-48.6 + 903/V + 0.014v^2 - 2.4W/HP - 4.2 + 69.2 W^{1/2} + 0.0014(\text{RUG}) / 3.78$$

• **Velocidad de operación promedio:**

$$\text{Velocidad 2 (V}_2\text{) (Km/h)=}$$

$$\text{Factor de cambio (FC) = CCCN / CCVI}$$

- **Consumo combustible cambio de velocidad (CCCV): (gl / 1000 Km)**

$$CCCV = FC(-48.6 + 903/V_2 + 0.014 (V_2)^2 - 2.4W/HP - 4.2 + 69.2 W^{1/2} + 0.0014RUG) / 3.78$$

- **Rendimiento combustible₂ (RV₂)= 1000/CCCV**

Unidad : (Km/gl)

Resumen:

- **Consumo de combustible (COMB)**

$$COMB = \text{Precio galón combustible} / RV_2$$

- **Lubricantes (LUB)**

$$LUB = \text{Precio galón lubricante} / \text{rend. Lubricante}$$

- **Consumo Repuestos (CR) (RD\$ / Km)**

$$CR = [0.5VuRa \times (0.48 + 0.00037RUG)/10000 \times Va / Vu] / 10000 / 1000$$

- **Costo Horas Mantenimiento (HM) (RD\$ / Km)**

$$HM = CR \times (2975 - 0.078RUG)/1000 \quad (\text{Para vehículos pesados})$$

$$HM = CR \times (851 - 0.078RUG)/1000 \quad (\text{Para vehículos livianos y camionetas})$$

- **Depreciación (DEP) (RD\$ / Km)**

$$DEP = (Va / Vu) / Ra$$

- **Interés (I) (RD\$ / Km)**

$$I = (Va/2) \times i / Ra$$

- **Llantas (RD\$ / Km)**

$$\text{Costo consumo llantas} = \frac{\text{No. Llantas} \times \text{costo llantas} \times \text{veces cambio llantas}}{\text{Recorrido anual vehículo}}$$

- **Seguros (RD\$ / Km)**

$$\text{Costo seguro} = S / \text{recorrido anual vehículo}$$

- **Impuestos (RD\$ / Km)**

$$\text{Costo impuestos} = \text{Impuestos anuales} / \text{recorrido anual del vehículo}$$

• **Operador (RD\$ / Km)**

Costo operador = salario anual operador / recorrido anual vehículo

Ejemplo: vamos a calcular el costo de operación de un autobús. Los datos son los siguientes (corresponden al año 2000 de un autobús de OMSA):

Datos

Potencia del vehículo (HP) =	170.00
Velocidad normal de recorrido (V) (Km/h)=	50.00
Velocidad 2 (V2) (Km/hr) =	10.00
Rugosidad superficie rodadura (mm/Km)=	2,000.00
Rv : Rendimiento combustible vehículo (Km/gl) =	11.23
RI : Rend. Lubricante (Km / gl)=	945.00
W : Peso vehículo (ton)=	13.50
Ra : Recorrido anual (Km./ Año) =	120,000.00
Vu : Vida de servicio (años) =	7.00
I : Interes Anual (%) =	9.00%
Va : Precio vehículo (R.D.\$) =	1,282,500.00
S : Precio Seguro anual (R.D.\$ / año) =	68,304.00
Precio/gl Combustible (RD\$ / gl) =	23.56
Precio/gl Lubricante (RD\$ / gl) =	130.00
CLL : N° Llantas (uds) =	4.00
LL : Precio / Llanta (RD\$ / llanta) =	6,000.00
NLL = N° camb./Año(Llanta)=	2.50
Impuestos (RD\$ / año) =	0.00
Operador (RD\$ / año) =	208,000.00

Cálculos:

Consumo combustible condiciones en condiciones normales:

$$CCCN = 1000 / Rv = 89.05 \text{ gal}/1000 \text{ Km}$$

Consumo de combustible para velocidad promedio de recorrido:

$$CCVI = (-48.6 + 903/V + 0.014V^2 - 2.4W/HP - 4.2 + 69.2 W^{1/2} + 0.0014(RUG)) / 3.78$$

$$CCVI = 68.02 \text{ gal}/1000 \text{ Km}$$

Factor de cambio de velocidad:

$$FC = CCCN / CCVI$$

$$FC = 1.31$$

Consumo de combustible para cambio de velocidad:

$$CCCV = FC(-48.6 + 903/V_2 + 0.014 (V_2)^2 - 2.4W/HP - 4.2 + 69.2 W^{1/2} + 0.0014RUG) / 3.78$$

$$CCCV = 102.43 \text{ gal/1000 Km}$$

Rendimiento de combustible para V2:

$$RV2 = 1000 / CCCV$$

$$RV2 = 9.76 \text{ Km / gl}$$

RESUMEN DE COSTOS**Consumo de combustible (COMB)**

$$\text{COMB} = \text{Precio galón combustible} / RV_2 = \$ 2.41 / \text{Km}$$

Lubricantes (LUB)

$$\text{LUB} = \text{Precio galón lubricante} / \text{rend. Lubricante} = \$ 0.14 / \text{Km}$$

Consumo Repuestos (CR) (RD\$ / Km)

$$\text{CR} = (0.5V_u R_a \times (0.48 + 0.00037RUG) / 10000 \times V_a / V_u) / 10000 / 1000 = \$ 0.94 / \text{Km}$$

Costo Horas Mantenimiento (HM) (RD\$ / Km)

$$\text{HM} = \text{CR} * (2975 - 0.078RUG) / 1000 = \$ 2.65 / \text{Km}$$

Depreciación (DEP) (RD\$ / Km)

$$\text{DEP} = (V_a / V_u) / R_a = \$ 1.53 / \text{Km}$$

Interés (I) (RD\$ / Km)

$$I = (V_a / 2) \times i / R_a = \$ 0.48 / \text{Km}$$

Llantas (RD\$ / Km)

$$\text{Costo consumo llantas} = \frac{\text{No. Llantas} \times \text{costo llantas} \times \text{veces cambio llantas}}{\text{Recorrido anual vehículo}}$$

$$= \$ 0.50 / \text{Km}$$

Seguros (RD\$ / Km)

$$\text{Costo seguro} = S / \text{recorrido anual vehículo} = \$ 0.57/ \text{Km}$$

Impuestos (RD\$ / Km)

$$\text{Costo impuestos} = \text{Impuestos anuales} / \text{recorrido anual del vehículo} = \$ - / \text{Km}$$

Operador (RD\$ / Km)

$$\text{Costo operador} = \text{salario anual operador} / \text{recorrido anual vehículo} = \$ 1.73/ \text{Km}$$

$$\text{Costo total de operación del vehículo} = \$ 10.95 / \text{Km}$$

4.2 Diferentes métodos económicos para la evaluación de proyectos viales

- Se realizan estudios económicos para la construcción ó mejoramiento de carreteras por las siguientes razones:
 1. Determinar la factibilidad de un proyecto: para determinar que tan lógico ó posible es realizar ese proyecto.
 2. Comparar alineamientos ó localizaciones alternas de vías.
 3. Para elegir entre diferentes características del diseño de una carretera, como por ejemplo, el tipo de pavimento a ser utilizado.
 4. Para determinar las prioridades del mejoramiento de las carreteras.
 5. Para asignar responsabilidades por los costos de la construcción ó del mejoramiento de la carretera entre los diferentes usuarios y ocasionalmente también entre los no usuarios.
 6. Ocasionalmente para comparar propuestas para mejoramiento de carreteras con propuestas para otros proyectos públicos como escuelas, hospitales, etc.

La base de todos los estudios económicos son: los **beneficios (ingresos)** y los **costos**.

Costo del transporte por carretera

Es la suma de los siguientes elementos:

1. **Costo de inversión de la carretera:** es el costo de construir ó mejorar la carretera, e incluye el derecho a vía, diseño de la vía, construcción, paisajismo.
2. **Costo de mantenimiento de la carretera:** Es el costo de preservar la carretera y sus accesos, manteniéndola en una condición estable.
3. **Costo de operación:** Incluye los costos de control de tráfico, iluminación, etc.
4. **Costo de los usuarios:** Incluye principalmente los costos de operación de los vehículos, valor del tiempo del viaje, costos de los accidentes.

Los costos de operación de los vehículos ya los vimos en la primera parte de este tema.

El valor del tiempo del viaje: es el producto del total de horas-vehículo de viaje por tipo de vehículo y el valor promedio de la unidad de tiempo. Este tiempo de viaje depende de la velocidad promedio empleada en el recorrido y el número de duración de las paradas.

En la edición de 1977 del “Manual on Users Benefit Analysis of Highway and Bus-Transit Improvement” de la AASHTO recomienda como valores del tiempo de viaje los siguientes:

- Para vehículos: 3 dólares por hora
- Para camiones sencillos: 7 dólares la hora
- Para trailers: 8 dólares la hora

Costos de los accidentes:

Las mejoras en las carreteras tienden a reducir las tasas de accidentes.

Se debe estimar las tasa de accidentes antes y después de realizar una mejora para evaluar los ahorros en el costo de los accidentes en los estudios económicos de carreteras.

Según el Consejo de Seguridad Pública (National Safety Council), para 1983 los costos de accidentes fueron los siguientes:

- Muerte: 210,000 dólares
- Lesiones graves no mortales: 8,600 dólares
- Accidentes con pérdidas a la propiedad solamente: 1,150 dólares.

Beneficios del mejoramiento de carreteras

Los beneficios pueden ser directos (primarios) e indirectos (secundarios).

Los beneficios directos son aquellos que se dan por la reducción de los costos de operación de los vehículos (usuarios), aumentando la velocidad de operación.

Los beneficios indirectos:

- Aumento en los precios de los terrenos adyacentes a la vía.
- Aumento en la actividad de los negocios y el comercio.
- Disminución de los costos de las mercancías.
- Aumento del valor de los recursos naturales.
- Desarrollo de valores recreativos: visitas a zonas para caza, pesca, días de campo, etc.
- Movilidad militar.

Aplicación de Ingeniería económica a proyectos viales

Para la toma de decisiones entre alternativas de inversión de capital podemos utilizar diferentes métodos de Ingeniería Económica entre los que podemos citar:

- La Tasa Interna de Retorno.
- El Valor Presente Neto.
- La Relación Beneficio/Costo.

Para evaluar la rentabilidad económica de un proyecto utilizamos generalmente el método de la **Tasa Interna de Retorno (TIR)**.

Para que una inversión propuesta “parezca” rentable a los ojos de los inversionistas, estos deben esperar recibir más dinero que el invertido. Esto significa, que los inversionistas esperan recibir una tasa de retorno justa o razonable sobre la inversión.

La Tasa de Retorno se utiliza al determinar la rentabilidad de una inversión propuesta o pasada.

Antes de comprometer su capital, los inversionistas esperan obtener una utilidad o tasa de retorno razonable, por lo tanto, esa tasa “razonable” debe ser mayor que alguna tasa de retorno establecida. Esta tasa de retorno establecida es generalmente la que puede recibirse en un banco o de alguna otra inversión segura; de esta manera, la tasa razonable es generalmente mayor que la tasa del banco ya que casi todas las otras inversiones representan algunos riesgos o incertidumbres. Esta tasa razonable es la denominada Tasa Mínima Atractiva de Retorno.

En el caso de un sistema de transporte público, para aplicar este método, debemos conocer principalmente:

1. Los costos del transporte cada año de la vida útil del proyecto.
2. Los costos de mantenimiento.
3. Los costos de inversión.
4. Los Beneficios o utilidades que se esperan obtener.

Los costos del transporte son aquellos que surgen del proceso de transportar a las personas en las unidades seleccionadas por las diferentes rutas durante los períodos de tiempo de vida útil del proyecto.

Debemos conocer los costos de operación de los vehículos seleccionados.

Los costos de mantenimiento: es lo que se invierte por concepto del mantenimiento de la infraestructura, la flotilla de vehículos, etc.

Los costos de inversión: son aquellos que surgen para poner en funcionamiento el sistema y de las mejoras o ampliaciones realizados al mismo.

Beneficios: Son las utilidades recibidas cada año por concepto del funcionamiento del sistema.

Valor Presente Neto (VPN): llamado también Valor Actual (VA) es el valor equivalente al final del año “cero” de una serie de flujos en efectivo, en otras palabras, convertimos en valor de “ahora” los gastos y e ingresos futuros, tomando en cuenta el valor del dinero en el tiempo.

Para que una inversión propuesta sea económicamente aceptable, el VPN debe ser positivo o, en el peor de los casos, cero.

La Relación Beneficio/Costo (B/C) se usa con frecuencia para evaluar un proyecto municipal con relación a su costo.

Para que un proyecto sea deseable, B/C debe ser mayor que 1 ($B/C > 1$).

El primer paso en un análisis B/C es determinar cuales elementos son beneficios y cuales son costos. Los beneficios son ventajas, expresadas en términos monetarios, que recibe el propietario. Se presentan desbeneficios cuando el proyecto bajo consideración involucra desventajas para el propietario. Los costos son los gastos anticipados de construcción, operación y mantenimiento.

Se aconseja pensar que el público es el propietario y que el gobierno es quien incurre en los costos.

Términos básicos

Tasa de interés (i): representación porcentual del crecimiento de la cantidad original.

Interés (I): Es la cantidad que luego de transcurrir un tiempo ha crecido a la cantidad original.

Capital: Cantidad de dinero de la cual se dispone en un momento determinado.

Período de interés: es el tiempo establecido para la actuación de la tasa de interés.

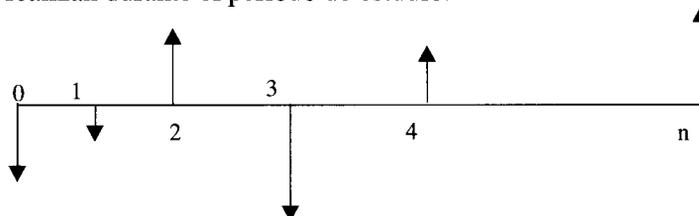
Ayudas gráficas:

Tabulación del flujo de caja: tabla que muestra los egresos, los ingresos y el resultado de cada período:

Convención: Egresos (-), Ingresos (+)

Periodo	Egresos (-)	Ingresos (+)	Flujo neto de caja
0	100,000	0	-100,000
1	25,000	10,000	-15,000
n	25,000	13,000	-12,000

Diagrama de flujo de caja: gráfico que muestra el movimiento de dinero según las diferentes transacciones que se realizan durante el período de estudio.

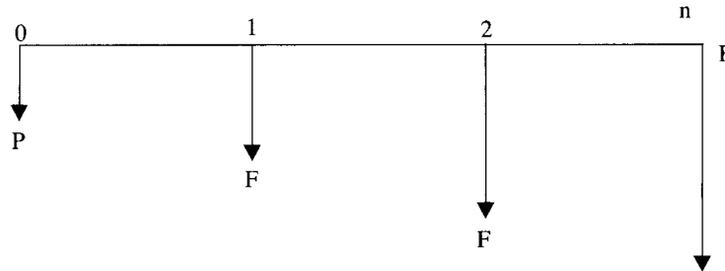


Ingresos: graficarlos arriba.

Egresos: graficarlos abajo.

Diagrama de flujo neto: Muestra el resultado de las transacciones realizadas en cada período.

Interés simple: cuando la tasa de interés activa únicamente sobre el capital período por período. Los intereses se capitalizan al final del período de estudio.



Para el 1er. Período:

$$I = P \cdot i$$

$$F = P + I$$

$$F = P + P \cdot i \implies F = P(1+i)$$

Para el 2do. Período:

$$P = P + I + I$$

$$F = P + P \cdot i + P \cdot i$$

$$F = P(1+2i)$$

Para el n-ésimo período:

$$F = P(1+ni)$$

$$I = P \cdot n \cdot i$$

Interés compuesto: La tasa de interés activa cada período sobre la cantidad inicial y sobre el interés del período anterior. Cada período de interés se capitaliza al interés generado.

Valor presente: es el valor actual de una cantidad dada en el futuro.

$$P = \frac{F}{(1+i)^n}$$

$$P = F \left(\frac{P}{F}\right)^n \%$$

i = Tasa de interés

n = Número de períodos

$1/(1+i)^n$ = factor de valor actual de interés compuesto

Ejemplo:

$$F = \$25,000$$

$$i = 8\%$$

$$n = 15$$

$$P = ?$$

$$P = 25,000 / (1+0.08)^{15} = \$7,881.04$$

$$P = 25,000 \times (P/F)_{8\%}^{15} = 25,000 \times 0.3152 = \$7,881.04$$

Anualidad: es una serie de pagos iguales en períodos de interés consecutivos. El símbolo de la anualidad es “A”.

A definirá el valor de cada uno de los pagos.

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right] \longrightarrow P = A (P/A)_i^n$$

$$F = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right] \longrightarrow F = A (F/A)_i^n \quad A = F \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] \longrightarrow A = F (A/F)_i^n$$

Ejemplo: Para una carretera X se ha estimado que el beneficio de los usuarios es de \$1,530,000 por año. Determine el valor presente de los beneficios para $n = 25$ años e $i = 8\%$.

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

$$P = 1,530,000 \times ((1+0.08)^{25} - 1) / (0.08 \times 1.08^{25}) = \$16,332,407.57$$

Técnicas de análisis económico

Comparación de proyectos alternativos utilizando la relación beneficio/costo

1. Computar los costos y los “beneficios” para cada alternativa.
2. Ordenar los proyectos de menor a mayor costo.
3. Compare el 1er. Proyecto retador con el proyecto defensor, luego el 2do. Retador con el proyecto que haya “ganado” de los dos primeros y así sucesivamente.

El último proyecto ganador es la mejor alternativa.

- Si $B/C \geq 1$: proyecto factible.
- $B/C = \text{Beneficios} / \text{Costos} = (B - B_1) / (C_1 - C)$

B = Valor presente de los costos del usuario para el proyecto defensor.

B1 = Valor presente de los costos del usuario para el proyecto retador.

C = Valor presente de los costos de la carretera del proyecto defensor.

C1 = Valor presente de los costos de la carretera del proyecto retador.

Ejemplo:

Proyecto	Costo	Beneficio
Proyecto 1	100,000	180,000
Proyecto 2	150,000	250,000
Proyecto 3	175,000	180,000
Proyecto 4	200,000	260,000

→ Defensor

→ Retador

Ordenados de menor a mayor costo

$$B/C = \frac{180,000 - 250,000}{150,000 - 100,000} = -70,000 / 50,000 = -1.4$$

Si $B/C \leq 1$, nos quedamos con el defensor.

Los ahorros de la comunidad se consideran beneficios.

Ejemplo: Escoger mediante la relación B/C el mejor proyecto:

- Alternativa A: llevar carretera existente 12.50 Kms después de su límite.
- Alternativas B y C: carreteras nuevas.

Alternativa	Costo de capital	Costo de mantenimiento	Costo de usuarios
A	11,000	13,000	261,000
B	85,000	8,000	181,000
C	100,000	8,000	170,000

Alternativa	Costos	Beneficios
A	24,000	261,000
B	93,000	181,000
C	108,000	170,000

$$B/C = (A - B) / (B - A) = (261,000 - 181,000) / (93,000 - 24,000) = 1.15$$

Como $B/C > 1$, descarto el defensor.

$$B/C = (B - C) / (C - B) = (181,000 - 170,000) / (108,000 - 93,000) = 0.73$$

Como $B/C < 1$ se descarta C.

La mejor opción es B.

Método del Valor Presente Neto:

Se llevan todos los beneficios y costos a su valor presente ó actual.

El valor presente neto es la diferencia entre los valores de los beneficios.

Proyectos A y B

- Si $VP_B > VP_A$, escojo B
- Si $VP_B < VP_A$, escojo A

Cálculo de la Tasa Interna de Retorno (TIR)

1. Plantear una ecuación de valor presente neto (VPN) y lo igualo a cero.
2. Seleccionar al azar una tasa de interés y resolver la ecuación del paso 1.
3. Verificar el signo del resultado obtenido en 2 para la ecuación de VPN.
 - Si es igual que el signo de los ingresos, resuelva la ecuación para una tasa mayor que la seleccionada en el paso 2.
 - Si es igual al signo de los egresos, resolver la ecuación para una tasa menor de la seleccionada en el paso 2.
4. Interpoliar linealmente cuando para dos tasas de interés consecutivas se verifique un cambio de signo.

Dado un proyecto A y una TMAR:

- El proyecto es aceptable si $TIR_A > TMAR$.
- Si $TIR_A < TMAR$, se rechaza el proyecto.

Evaluación de alternativas (TIR)

Dados dos proyectos A y B: se calcula TIR_A y TIR_B .

- o Si $TIR_A > TIR_B$, A es mejor que B
- o Si $TIR_B > TIR_A$, B es mejor que A

Procedimiento:

1. Comparar cada alternativa con la alternativa “no hacer nada”.
2. Si ambas alternativas son mejores que la alternativa “no hacer nada”, se determina la alternativa de la inversión adicional (tomando en cuenta que si las vidas son distintas hay que utilizar un horizonte igual a la misma).
3. Calcular la TIR de la inversión adicional. La inversión adicional es la diferencia de flujos de cada período entre las dos alternativas que se comparan.

A	B	B-A
P_o	P_o	$P_oB - P_oA$
f_1	f_1	$f_1B - f_1A$
f_2	f_2	$F_2B - f_2A$

→

$P_oB > P_oA$

4. Calcular TIR de la inversión adicional.
 - Si $TIR(adic) > TMAR$, se selecciona la alternativa de mayor inversión inicial.
 - Si $TIR(adic) < TMAR$, seleccionar alternativa de menor P_o .

Tabla para el VPN y TIR de cualquier proyecto de inversión:

	Costo de Transp.	Costo de Mant.	Costo de Inversión	Costo Total	Benef.	Flujo Total	Flujo Actualizado
Año	(A)	(B)	[C]	(1)=(A)+(B)+[C]	(2)	(3)=(2)-(1)	(3)/(1+I) ⁿ
2001							
2002							
2003							
n							
						VPN=	
						TIR=	

Año	Condición S/P			Condición C/P			Beneficios Exógenos (3)	Flujo Total (4)=(1)-(2)+(3)	Flujo Actualizado (4)/(1+tasaj ^t)	
	Costo de Transporte (a)	Costo de Mantenim (b)	Costo Total (1)=(a)+(b)	Costo de Transporte (c)	Costo de Mantenim (d)	Costo de Inversión (e)				Costo Total (2)=(c)+(d)+(e)
1995	3,356,904	234,567	3,591,471	3,356,904	234,567		3,591,471	0		
1996	3,541,534	234,567	3,776,101	3,524,749	234,567	16,790,560	20,549,876	-16,773,775	-14,976,585	
1997	3,736,318	234,567	3,970,885	3,700,987	234,567	9,875,673	13,811,227	2,345,980	-7,494,362	-5,974,459
1998	3,941,816	234,567	4,176,383	3,030,090	200,700		3,230,790	2,404,630	3,350,222	2,384,622
1999	4,158,615	1,567,980	5,726,595	3,120,993	200,700		3,321,693	2,464,745	4,869,648	3,094,749
2000	4,387,339	234,567	4,621,906	3,214,622	200,700		3,415,322	2,526,364	3,732,948	2,118,175
2001	4,628,643	234,567	4,863,210	3,311,061	200,700		3,511,761	2,589,523	3,940,972	1,996,619
2002	4,883,218	234,567	5,117,785	3,410,393	200,700		3,611,093	2,654,261	4,160,953	1,882,204
2003	5,151,795	234,567	5,386,362	3,512,705	2,000,000		5,512,705	2,720,618	2,594,275	1,047,784
2004	5,435,144	1,567,980	7,003,124	3,618,086	200,700		3,818,786	2,788,633	5,972,971	2,153,913
2005	5,734,077	234,567	5,968,644	3,798,990	200,700		3,999,690	2,858,349	4,827,303	1,554,262
2006	6,049,451	234,567	6,284,018	3,988,940	200,700	3,000,890	7,190,530	2,929,808	2,023,296	581,649
2007	6,382,171	234,567	6,616,738	4,188,387	200,700		4,389,087	3,003,053	5,230,704	1,342,591
2008	6,733,190	234,567	6,967,757	4,397,806	200,700		4,598,506	3,078,129	5,447,380	1,248,399
2009	7,103,516	1,567,980	8,671,496	4,617,696	200,700		4,818,396	3,155,082	7,008,182	1,434,013
2010	7,494,209	234,567	7,728,776	4,848,581	200,700		5,049,281	3,233,959	5,913,454	1,080,366
								VPN =		
								TIR =		12.8%

Evaluación de alternativas múltiples

El mejor método a usar es la TIR.

Pasos:

1. Clasificar las alternativas en base a un orden creciente de la inversión inicial.
2. Calcular la TIR de cada una de las alternativas y descartar aquellas que tengan un rendimiento < que la TMAR.
3. Comparar aquella alternativa de mínima Po que tenga una TIR > TMAR con la siguiente alternativa de menor Po que tenga una TIR > TMAR. Es decir, determinar la alternativa de la inversión adicional y calcular la TIR. Si la TIR es mayor que TMAR se debe descartar la alternativa de menor Po y comparar la resultante con la siguiente alternativa de menor Po.

	A	B	Flujo Neto
P	-30,000	-20,000	-10,000
CAO	-5,000	-7,500	2,500

La última alternativa que resulte del procedimiento descrito anteriormente es la mejor.

Tema 5

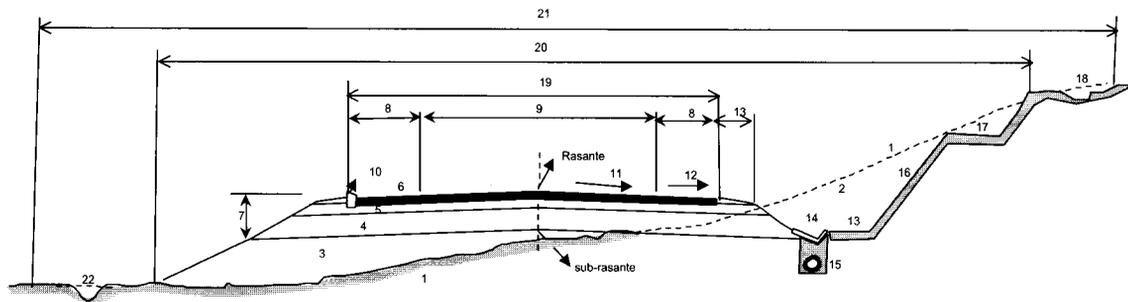
La sección Transversal del camino y Elementos de Ingeniería de Tránsito

5.1 Partes integrantes de la sección transversal

Una carretera es una adaptación de una franja de terreno de manera que su alineamiento, pendientes y ancho permitan una circulación adecuada y segura de los vehículos para la que fue adaptada.

Los componentes de la sección transversal de las carreteras son los siguientes:

- Firme o calzada
- Franja separadora de sentidos del tráfico (Mediana)
- Paseos
- Aceras
- Cunetas
- Taludes
- Berma
- Barandas, defensas.



- | | |
|---|--|
| 1) Terreno Natural | 12) Pendiente transversal del paseo (bombeo) |
| 2) Excavación de corte | 13) Berma |
| 3) Terraplén o relleno de sub-rasante | 14) Cuneta longitudinal a pie de talud |
| 4) Sub-base | 15) Sub-dren |
| 5) Base | 16) Talud del corte |
| 6) Capa de rodadura | 17) Terraza |
| 7) Estructura del pavimento | 18) Cuneta ó zanja de coronación |
| 8) Paseos | 19) Plataforma |
| 9) Firme ó calzada | 20) Explanada |
| 10) Bordillo | 21) Derecho de via |
| 11) Pendiente transversal de la capa de rodadura (bombeo) | |

- **Firme ó calzada:** zona de la carretera destinada al tránsito de los vehículos. Esta zona está subdividida en carriles, con un ancho suficiente para permitir la circulación de una fila de vehículos. Un carril con un ancho de 3.65 metros puede absorber cualquier tipo de vehículo. La pendiente transversal que se le da al firme de la carretera y que sirve para desalojar las aguas desde ella es lo que se conoce con el nombre de bombeo.

Tipo de superficie	% de bombeo
Pavimento de Hormigón	1-1.5 %
Concreto asfáltico	1.5-2%
Tratamiento superficial	2-2.5%
Grava	2.5-3%

- **Franja separadora de sentidos:** cuando existe un mínimo de 4 carriles, es recomendable separar las direcciones. Esto puede ser por una línea marcada en el centro del firme, una franja de terreno, una cuneta, un elemento de concreto como son los muros New Jersey o un elemento de acero.
- **Los Paseos:** Son zonas inmediatas al firme. Con un ancho que oscila entre 0.75m y 3.00 m. Su pavimento es generalmente diferente al del firme y tiene como funciones principales recoger el tráfico peatonal, tráfico de animales, bicicletas, etc. y proveer un lugar donde los vehículos puedan detenerse.
- **Aceras:** se construyen a los lados de la carretera ó calle para dar cabida al tráfico peatonal. Se construyen a un nivel más alto que el firme para evitar el paso de los vehículos. Su superficie debe ser de calidad igual ó mejor que el firme de la carretera para evitar que los peatones opten por usar la carretera en vez de la acera.
- **Cunetas:** son estructuras en forma de canal que corren longitudinalmente al camino. Su principal función es trasladar las aguas que caen desde el camino y desde los taludes laterales hacia las alcantarillas ó cañadas señaladas para que las aguas desalojadas de la vía lleguen.
- **Taludes laterales:** son los costados inclinados de la explanación.
- **Bermas:** franja de terreno entre el talud y la cuneta.
- **Barandas y defensas:** son elementos que se colocan en los extremos de los caminos para evitar el deslizamiento de vehículos hacia afuera de la carretera en los casos en que hallan depresiones ú otros accidentes del terreno donde un vehículo pueda caer.

5.2 Controles de diseño y localización de la vía

A la hora de diseñar una vía de comunicación hay que tomar en cuenta dos tipos de controles: Controles de diseño y controles de localización.

Los controles de diseño son aquellos que vienen determinados por el tamaño de la vía, el tráfico de la vía y las características de ese tráfico.

Estos controles de diseño son los que nos van a determinar el ancho de los carriles a utilizar, el número de carriles que necesitamos, las pendientes máximas, las dimensiones de los radios de las curvas, las distancias de visibilidad, etc.

Los controles de localización los determina los aspectos topográficos y geológicos del sitio donde se va a construir la vía.

Las informaciones topográficas y geológicas obtenidas son de suma importancia a la hora de la selección de la ruta y de la localización final de nuestra vía.

Elementos de Ingeniería de Tránsito

La ingeniería de tránsito trata de la operación y el control del tráfico de las calles y carreteras. Antes de cualquier diseño geométrico de una vía se deben conocer las características del tránsito que va a ocupar esa carretera ó calle. Por eso vemos que la ingeniería de tránsito provee herramientas para el diseño de las vías y para su operatividad futura.

5.3 Tipos de flujo de tráfico

El flujo de tráfico se puede clasificar en continuo y discontinuo.

- **El flujo continuo** es aquel en que el vehículo que va transitando por la vía solo se ve obligado a detenerse por razones inherentes al tráfico. Es el tráfico de las carreteras. Los vehículos se detienen cuando ocurre un accidente, cuando llegan a un destino específico, paradas intermedias, etc.
- **El flujo discontinuo o interrumpido** es el característico de las calles, donde las interrupciones son frecuentes por cualquier motivo, siendo una de estas los controles de tránsito de las intersecciones como son los semáforos, los ceda el paso, etc.

5.4 Características del flujo de tráfico.

Composición del tráfico: normalmente el tráfico se divide en tres grupos:

- Motocicletas
- Vehículos ligeros
- Vehículos pesados

Las tres características principales que se pueden explicar matemáticamente son:

1. La velocidad
2. El volumen ó intensidad de tráfico
3. La densidad

La velocidad:

Se puede definir como la distancia recorrida entre el tiempo.

$$v = d/t$$

Existen diferentes tipos de velocidad, entre las que podemos citar:

- Velocidad instantánea
- Velocidad de recorrido
- Velocidad de circulación

Velocidad instantánea: es la velocidad que tiene un vehículo en un momento dado, al atravesar una determinada sección de la vía.

Velocidad de recorrido: es aquella velocidad que obtiene al dividir la distancia total que el vehículo recorre entre el tiempo total en recorrerlo. Se incluye las paradas que se hacen y las demoras.

Velocidad de circulación: Se obtiene de dividir la distancia recorrida entre el tiempo que el vehículo está en movimiento para recorrerla.

Algunas fórmulas útiles y su uso:

$$d_f = \frac{v_i^2 - v_f^2}{254 (f \pm i)}$$

d_f = distancia de frenado(mts.): distancia recorrida por un vehículo luego de aplicar los frenos y hasta quedar totalmente detenido.

v_i = velocidad inicial (Km/hr)

v_f = velocidad final (Km/hr)

f = coeficiente de rozamiento ó fricción entre los neumáticos y el pavimento

i = pendiente

$$v_f^2 = v_i^2 + 2ad_f$$

v_f = velocidad final (m/seg)

v_i = velocidad inicial (m/seg)

d_f = distancia de frenado (mts.)

a = aceleración ó desaceleración(m/seg²)

$$v_f = v_i + at$$

v_f = velocidad final (m/seg)

v_i = velocidad inicial (m/seg)

a = aceleración (m/seg²)

t = tiempo (seg)

$$d = v_0 t + (1/2) at^2$$

Ejemplo:

1. Un automóvil que viaja a 80 Km/hora bajando por una cuesta de un 6% sufre una colisión contra un vehículo estacionado en la carretera, el automóvil deja unas marcas de frenado de 10.30 metros antes del impacto.

Calcular:

- A) Velocidad al momento del choque.
- B) Desaceleración a que fue sometido el automóvil antes del choque.
- C) Tiempo transcurrido desde el momento que el conductor vio el camión hasta el momento del choque. $f = 0.56$.

Datos: $v_i = 80 \text{ Km/hr}$
 $f = 0.56$
 $i = 6\% = 0.06$
 $d_f = 10.30 \text{ m}$

$$A) \quad v_f^2 = -d_f (254(f+i)) + v_o^2$$

$$v_f^2 = -10.3 (254(0.56+0.06)) + 80^2$$

$$v_f = 71.36 \text{ Km/hr}$$

$$d_f = \frac{v_i^2 - v_f^2}{254 (f+i)}$$

$$B) \quad v_f^2 = v_i^2 + 2ad_f$$

Despejando: $a = (v_f^2 - v_o^2) / 2d$

$$a = [(19.82)^2 - (22.22)^2] / (2)(10.3) = -4.90 \text{ m/seg}^2$$

$$C) \quad v_f = v_i + 2at$$

Despejando: $t = (v_f - v_o) / a \gggg t = (19.82 - 22.22) / -4.90 = 0.49 \text{ seg}$

$$t_t = 2.5 + 0.49 = 2.99 \text{ seg.}$$

▲ **Tiempo percepción-reacción**

El Volumen o Intensidad de Tráfico: se define como el número de vehículos que pasan por un punto a lo largo de una vía o de un carril por unidad de tiempo.

Se puede expresar en vehículos / día, veh/hr, veh/minuto.

$$V = (N) / (t)$$

V = Volumen
 N = Número de vehículos
 t = tiempo

Podemos calcular el tránsito anual (TA) que es número de vehículos que pasan en un año ($t = 1$ año), el tránsito mensual (TM) que es el número de vehículos que pasa durante un mes ($t = 1$ mes),

también tránsito semanal (TS): ($t = 1$ semana); tránsito diario (TD): ($t = 1$ día), tránsito horario (TH): ($t = 1$ hora).

La tasa de flujo (q) es el número total de vehículos que pasan durante un período menor a una hora, ($t < 1$ hora).

Tránsito promedio diario anual (T.P.D.A.) o (T.M.D.A.): es el número de vehículos que pasan por un punto dado de una vía en un período de 24 horas consecutivas promediados en los 365 días del año en ambas direcciones del tráfico.

$$TPDA = TA/365$$

Volumen horario máximo anual (VHMA): es el máximo volumen horario que ocurre durante un año, es la hora de mayor volumen de las 8,760 horas del año.

Volumen horario de diseño: es el volumen horario de tráfico llevado al futuro, que es usado para los fines de diseño de la vía. Este volumen horario de diseño es generalmente la 30 ava hora de mayor tráfico en el año de diseño.

Este volumen horario de diseño se puede estar entre el rango del 8 al 38% del TMDA. Se pueden tomar como valores de diseño los siguientes:

- Para zonas rurales: un 15 % del TMDA
- Para zonas urbanas: un 12 % del TMDA

Cuando tenemos un TMDA dado de una carretera en particular, lo proyectamos al año de diseño. Si la vía es rural le aplicamos el 15% y nos da el volumen horario de diseño para esa nueva vía en veh/hr.

Con el valor el TMDA calculado para el año de diseño , vamos a la **tabla 9** de la **página 28** del manual de criterios básicos para el diseño geométrico de carreteras de la SEOPC y seleccionamos de acuerdo al volumen las dimensiones requeridas de la sección transversal de nuestra vía.

EJEMPLO DE CÁLCULOS:

Proyección del tránsito

La proyección del tránsito se calcula con la siguiente fórmula :

$$F = P (1+i)^n$$

Donde:

- F = TMDA en el año “n” (tránsito futuro)
 P = TMDA en el año “0” (tránsito presente)
 i = Tasa de crecimiento acumulativo anual del tránsito;
 se han asumido los valores de la tabla de más abajo (5.1).
 n = Tiempo del pronóstico (en años)

Tabla 5.1 - Tasa de crecimiento anual del tránsito (Categoría vehicular)

Automóvil	Utilitario	Autobús	Carga	Camión liviana	Camión 2 ejes	Camión 3 ejes	Camión + 3 ejes
Central	2.975	2.391	6.475	1.925	1.925	1.925	1.925
Este	1.85	3.463	5.35	3.94	3.94	3.94	5.19
Norcentral	1.57	1.713	5.20	1.56	1.56	1.56	2.81
Noreste	1.26	2.362	4.76	2.62	2.62	2.62	3.24
Noroeste	1.345	2.364	4.835	2.585	2.585	2.585	3.835
Norte	1.67	1.645	5.17	1.63	1.63	1.63	2.88
Sur	1.405	2.34	4.905	2.525	2.525	2.525	3.09
Suroeste	1.83	1.707	5.33	1.56	1.44	1.44	2.69
Promedio	1.74	2.25	5.85	2.28	2.28	2.28	3.36

FUENTE: Dirección General de Planificación y Programación de Inversiones, SEOPC

EJEMPLO DE CÁLCULOS:

EJEMPLO DE PROYECCIÓN DEL TRÁNSITO A UNA FECHA FUTURA

Volumen de Transito de la Carretera Sanchez Tramo Nizao - Entrada de Bani

Fecha Aforo Vehicular: Junio de 1999

TMDA= 11,738 veh/día

Tipo	Porcentaje	Cantidad	Unidad
Automóvil:	21.50%	2,524	veh/día
Utilitarios:	37.70%	4,425	veh/día
Autobuses:	1.40%	164	veh/día
Carga Liv.:	16.60%	1,949	veh/día
Camión 2 ejes:	15.90%	1,866	veh/día
Camión 3 ejes:	2.10%	246	veh/día
Camión + 3 ejes:	5.70%	669	veh/día

FUENTE: Departamento de Administración y Evaluación de Pavimentos de la Secretaría de Estado de Obras Públicas.

Proyección del Tránsito:

Como dijimos anteriormente, utilizaremos la fórmula $F=P(1+i)^N$

F = Tránsito futuro

P = Tránsito presente

i = tasa de crecimiento anual del tránsito

N = Cantidad de años a que se va a hacer la proyección

Proyección para el año 2001 (situación actual):

N = 2 años

Tipo	Cantidad	i	F	Unidad
Automóvil:	2,524	1.41%	2,595	veh/día
Utilitarios:	4,425	2.34%	4,635	veh/día
Autobuses:	164	4.91%	180	veh/día
Carga Liv.:	1,949	2.53%	2,049	veh/día
Camión 2 ejes:	1,866	2.53%	1,961	veh/día
Camión 3 ejes:	246	2.53%	259	veh/día
Camión + 3 ejes:	669	3.09%	711	veh/día
Total:			12,390	veh/día

Proyección para el año 2021

N = 20 años

Tipo	Cantidad	i	F	Unidad
Automóvil:	2,595	1.41%	3,430	veh/día
Utilitarios:	4,635	2.34%	7,361	veh/día
Autobuses:	180	4.91%	469	veh/día
Carga Liv.:	2,049	2.53%	3,374	veh/día
Camión 2 ejes:	1,961	2.53%	3,229	veh/día
Camión 3 ejes:	259	2.53%	426	veh/día
Camión + 3 ejes:	711	3.09%	1,307	veh/día
Total:			19,597	veh/día

En la tabla # 9, página 28 del manual «Criterios Básicos para el Diseño Geométrico de Carreteras de la SEOPC» (M-012) obtenemos las siguiente dimensiones para la sección transversal de la via de acuerdo al TMDA calculado para el año 2021:

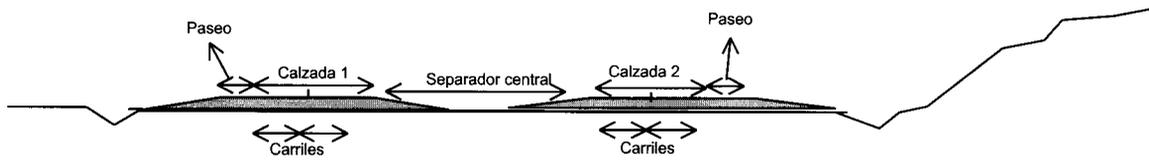
Elemento	Unidad	Descable	Tolerable
Calzada	ud	2	2
Separador Central	mt	6.00	1.20
Carriles	ud	6	4
Ancho de carriles	mt	3.75	3.60
Ancho de paseos	mt	2 x 3.00	2 x 2.40

Ver también página 1 de Manual de Tablas y Fórmulas de Diseño Vial.

Volumen de diseño =

2,940 veh/hora

Vol. Dis. = $0.15 \times TMDA_{(2021)}$



SECCIÓN TRANSVERSAL

Ejemplo práctico: (Tomado del libro Ingeniería de Tránsito de Cal y Mayor)

Volúmenes de tránsito semanal durante un año (Ts)

Mes No. de días)	Semana número	Tránsito semanal (veh/sem)	Mes (No. de días	Semana número	Tránsito semanal (veh/sem)
Enero (31)	1	15,424	Julio (31)	27	23,418
	2	16,728		28	25,614
	3	16,415		29	27,516
	4	14,827		30	26,618
Febrero (28)	5	10,424	Agosto (31)	31	25,091
	6	11,728		32	35,220
	7	10,439		33	32,474
	8	11,314		34	31,823
Marzo (31)	9	12,425	Sept. (30)	35	29,427
	10	11,624		36	26,324
	11	13,719		37	24,715
	12	12,824		38	22,074
	13	12,327		39	21,981
Abril (30)	14	28,472	Octubre (31)	40	19,424
	15	34,214		41	18,716
	16	27,628		42	19,418
	17	24,482		43	18,473
Mayo (31)	18	18,431	Nov. (30)	44	20,422
	19	19,157		45	19,744
	20	18,472		46	18,429
	21	19,454		47	17,716
	22	21,623		Diciembre (31)	48
Junio (30)	23	22,613	49		27,624
	24	22,714	50		30,784
	25	23,408	51		33,424
	26	23,718	52	29,463	

$$\bullet \text{ Tránsito anual (TA)} = \sum_{S=1}^{52} T_{S_s} \quad (\text{Sumatoria tránsito 52 semanas})$$

$$= T_{S_1} + T_{S_2} + T_{S_3} + T_{S_4} + \dots + T_{S_{51}} + T_{S_{52}} = 15,424 + 16,728 + 16,415 + 14,827 + \dots + 33,424 + 29,463 = 1,126,964 \text{ veh/año.}$$

- Tránsito mensual $Tm_m = \sum_{i=1}^d TD_i$ d,s = no. de días y semanas del mes m.

Para el mes de enero: $Tm_{\text{enero}} = \sum_{i=1}^{31} TD_i = \sum_{j=1}^4 TS_j = 15,424 + 16,415 + 16,728$

+14,827 = 63,394 veh/mes. Sumatoria tránsito semanas de enero.

Para el mes de febrero: $Tm_{\text{febrero}} = \sum_{i=1}^{28} TD_i = \sum_{j=1}^4 TS_j = 10,424 +$

11,728 + 10,439 + 11,314 = 43,905 veh/mes.

- Tránsito semanal $TS_s = \sum_{i=1}^d TD_i$ d = día de la semana "s" del año.

Para las semanas No. 18 y 52, los volúmenes de tránsito semanales son:

$$TS_{18} = 18,431 \text{ veh/semana}$$

$$TS_{52} = 29,463 \text{ veh/semana}$$

- Tránsito promedio diario anual (TPDA):

$$TPDA = TA / 365 = 1,126,964 / 365 = 3,088 \text{ veh/día}$$

- Tránsito promedio diario mensual (TPDM):

$$TPDM_m = TM_m / d \quad d = \text{número de días del mes m}$$

Para los meses de Enero y Febrero los TPDM son:

$$TPDM_{\text{enero}} = TM_{\text{enero}} / 31 = 63,394 / 31 = 2,045 \text{ veh/día}$$

$$TPDM_{\text{febrero}} = TM_{\text{febrero}} / 28 = 43,905 / 28 = 1,568 \text{ veh/día}$$

- Tránsito promedio diario semanal (TPDS):

$$TPDS_s = TS_s / 7 \quad s = \text{semana "s" del año.}$$

Para las semanas 18 y 52 del año tenemos:

$$TPDS_{18} = TS_{18} / 7 = 18,431 / 7 = 2,633 \text{ veh/día}$$

$$TPDS_{52} = TS_{52} / 7 = 29,463 / 7 = 4,209 \text{ veh/día}$$

Densidad del tránsito: Es llamado también concentración de tráfico y lo definimos como el No. promedio de vehículos ocupando una determinada longitud de carretera en un instante dado. Se expresa en veh/Km, veh/milla, etc.

$$D = N / d$$

N= No. de vehículos

d = distancia

Si dividimos tanto el numerador como el denominador de la fórmula anterior entre el tiempo tendremos:

$$D = (N/t) / (d/t)$$

Como N/t es el volumen de tráfico y d/t es la velocidad, podemos decir también que:

$$D = V / v$$

V= Volumen

v= velocidad

La densidad tiene la importancia de que mide la calidad de un tramo para decir si hay congestión o no.

Espaciamiento ó intervalo: Distancia entre dos vehículos medida entre las defensas delanteras.



$$E = 1/D$$

E = espaciamento

D = densidad

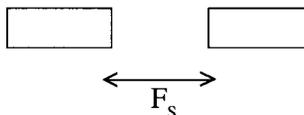
Tiempo de espaciamento: Tiempo transcurrido entre la llegada de dos vehículos sucesivos a un punto específico. Es el inverso del volumen.

$$E_t = 1/V = t/N$$

t = tiempo

N= Número de vehículos

Franqueo superior: Distancia entre la defensa trasera y la delantera de dos vehículos consecutivos.



$$F_s = E - \text{long. Vehículo en la delantera}$$

Tiempo de franqueo:

$$F_{si} = E_t - \text{tiempo en pasar el vehículo}$$

Factor de hora pico (fhp): es la relación entre el volumen horario y la máxima tasa de flujo.

$$\text{fhp} = \text{vol horario} / \text{mtf}$$

mtf = máxima tasa de flujo equivalente a una masa

Las horas picos son las horas de mayor volumen en el día.

Aforos: son conteos de vehículos en determinados puntos.

Es un estudio para determinar la cantidad de vehículos que van a pasar por determinado punto.

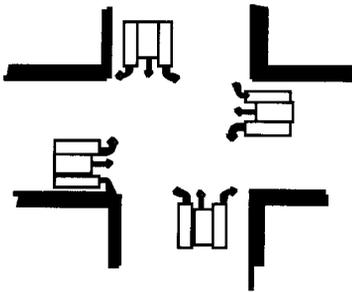
Los objetivos de los aforos son los siguientes:

- Para hacer comparaciones de una vía con otra
- Justificación económica de proyectos viales en los que el tráfico es una de las variables.
- Determinación de las características físicas de las vías de acuerdo a la necesidad de tráfico.
- Asignaciones de tráfico a nuevas vías
- Establecimientos de señalización

AFORO DE VEHICULOS INSTRUCCIONES

CRUCE DE
CON
ENTRONQUE DENOMINADO
TIEMPO DE AFORO
MOVIMIENTOS AFORADOS
FECHA

EN EL KM
EN EL KM



HACER UN DIAGRAMA DE LA INTERSECCION BAJO ANALISIS, INDICANDO EL NORTE, MOVIMIENTOS AFORADOS Y NOMBRES DE CALLES Y CAMINOS.

INSTRUCCIONES GENERALES

Que se va a contar solo los vehículos que entran a la intersección. Cada vehículo se va anotando de acuerdo a :

- 1) La dirección a la que está viajando.
- 2) De acuerdo al tipo de movimiento : vuelta a la derecha, a la izquierda.
- 3) Las vueltas en U se cuentan como vueltas a la izquierda.

Hoja de campo : La hoja de campo cuenta con cuatro cuadros en donde se anotan los vehículos que entran a la intersección por cada una de las cuatro direcciones correspondientes. Antes de iniciar el conteo se puede colocar la hoja de campo de tal modo que cada movimiento corresponda a su dirección real para facilitar las anotaciones. Cada hoja se puede emplear para un período de tiempo preestablecido. Anótese una raya vertical para cada vehículo hasta cuatro y crúcense estas cuatro con las correspondiente al quinto vehículo, y así sucesivamente.

Equipo:

- 1) Un reloj
- 2) Dos o más lápices
- 3) Borrador

**AFORO DE VEHICULOS
HOJA DE CAMPO**

RECUENTO MANUAL LOCALIZADO EN
TRANSITO DESDE EL NORTE SOBRE

OTROS DATOS	GIRA AL OESTE				VA HACIA EL SUR				GIRA AL ESTE				OTROS DATOS				
	AUTO BUS	SEMIRRE MOLQUE	CAMION	AUTOMOVIL													

DESDE EL OESTE SOBRE	AUTOMOVIL				CAMION				SEMIRREMO LQUE				AUTOBUS				DESDE EL OESTE SOBRE
	GIRAAL NORTE				GIRAAL NORTE				GIRAAL NORTE				GIRAAL NORTE				
	VA HACIA EL ESTE				VA HACIA EL ESTE				VA HACIA EL ESTE				VA HACIA EL ESTE				
GIRAAL NORTE				GIRAAL NORTE				GIRAAL NORTE				GIRAAL NORTE					

ESTADO DEL TIEMPO Y TEMPERATURA															
ANOTADOR															
SUPERVISOR															
AUTO BUS	SEMIRRE MOLQUE	CAMION	AUTOMOVIL												
GIRA AL OESTE				VIA HACIA EL NORTE				GIRA AL ESTE							
TRANSITO DESDE EL SUR SOBRE															
FECHA										DIA DE LA SEMANA					
HORA										A					
HOJA NO.										DE					

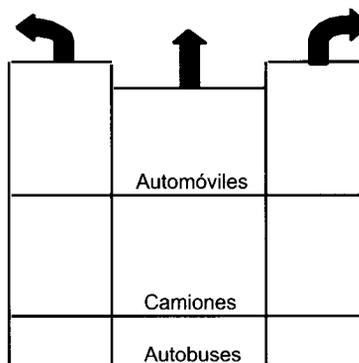
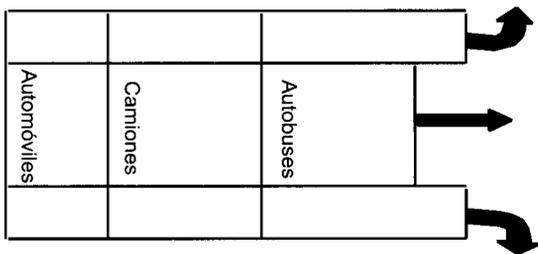
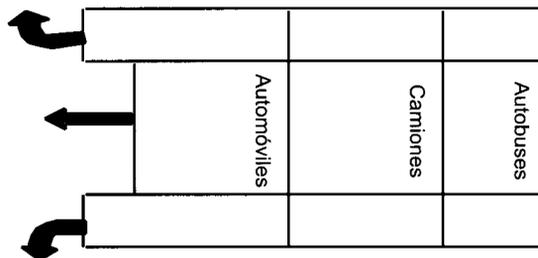
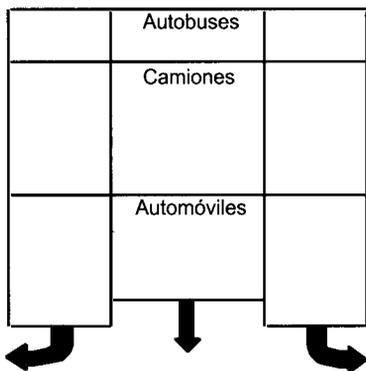
AFORO DE VEHICULOS
HOJA DE CAMPO

UBICACION _____
 FECHA _____
 HORA INICIAL _____
 CONDICIONES ATMOSFERICAS _____
 OBSERVADOR _____

DIA DE LA SEMANA _____
 HORA FINAL _____ TOTAL DE HORAS _____
 Y DEL PAVIMENTO _____

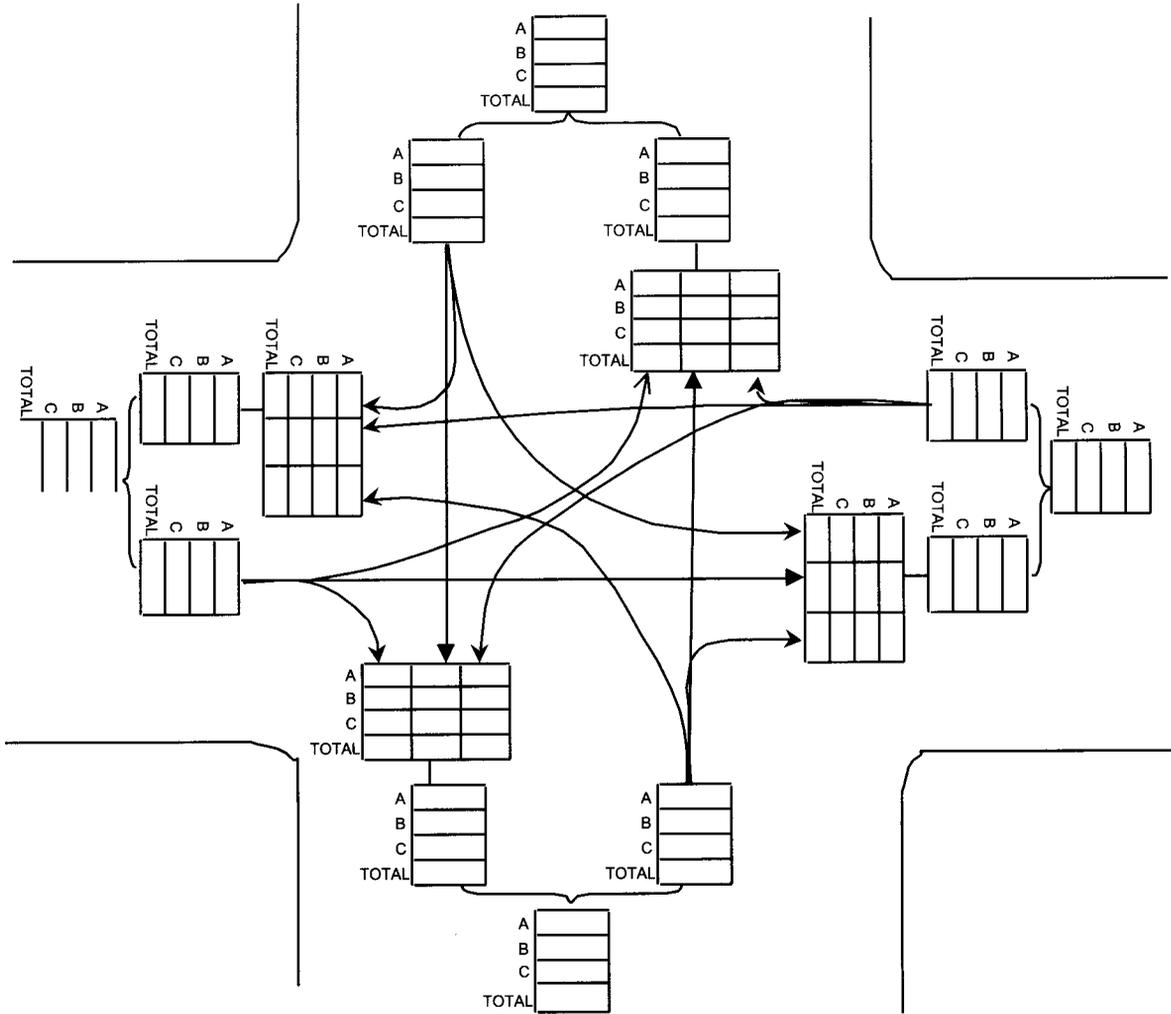


INDIQUE LA POSICION DEL NORTE CON LA FLECHA



**AFORO DE VEHICULOS
HOJA DE RESUMEN GRAFICO**

CRUCE DE _____ EN EL Km _____
CON _____ EN EL Km _____
DURACION _____ DE LAS _____ h A LAS _____ h FECHA _____
CONDICIONES ATMOSFERICAS _____ Y DE PAVIMENTO _____



OBSERVACIONES _____

RECOPIADOR _____ FECHA _____

EJEMPLOS DE APLICACIONES:

1. Si contamos 1000 veh en 15 minutos, cuál es la tasa de flujo equivalente? Como 15 minutos es equivalente a 0.25 h: $1000 / 0.25 = 4,000$ veh/hora.
2. Se realiza el siguiente conteo vehicular:

De 5:00 a 5:15	1000 veh
De 5:15 a 5:30	1100 veh
De 5:30 a 5:45	1200 veh
De 5:45 a 6:00	900 veh
	Σ 4200 veh/hr

1000 / 0.25 = 4000 veh/hr	}	Equivalencia en una hora de esos vehículos
1100 / 0.25 = 4400 veh/hr		
1200 / 0.25 = 4800 veh/hr		
900 / 0.25 = 3600 veh/hr		

Máxima tasa de flujo = 4800 veh/hr,

$$F_{hp} = 4200 / 4800 = \underline{0.88}$$

$$F_{hp} = V_{\text{horario}} / (4 \times q_{\text{max}_{15}})$$

Ejemplo 2: Un aforo vehicular realizado durante un período de máxima demanda en un punto sobre una vía dio los valores mostrados en la tabla siguiente. Calcular el FHMD. El área sombreada indica la hora de máxima demanda.

Período (horas : minutos)	Flujo cada 15 minutos
5: 00 – 5:15 P.M.	314
5: 15 – 5: 30 P.M.	476
5: 30 – 5: 45 P.M.	550
5: 45 – 6: 00 P.M.	693
6: 00 – 6: 15 P.M.	825
6: 15 - 6: 30 P.M.	363

El flujo máximo para períodos de 15 minutos corresponde al de las 6:00 – 6:15 PM con 825 vehículos mixtos.

$$VHMD = 476 + 550 + 693 + 825 = 2,544 \text{ veh. Mixtos.}$$

$$FHMD_{15} = VHMD / (4 \times q_{\max 15}) = 2544 / (4 \times 825) = \underline{0.77}$$

5.5 Capacidad y nivel de servicio de carreteras:

La **capacidad** se puede definir como la tasa máxima de flujo que puede soportar una carretera ó calle. Es el máximo número de vehículos que pueden pasar por un punto de carril ó calzada de la vía durante un tiempo dado (15 minutos).

Nivel de servicio: Es una medida cualitativa que describe las condiciones de operación del tráfico y de su percepción por los usuarios. Estas condiciones se describen en términos tales como la velocidad y el tiempo de recorrido, la libertad de maniobras, la comodidad, la conveniencia y la seguridad vial.

Se han establecido seis (6) niveles de servicio, que van del mejor al peor.

Estos niveles son: A, B, C, D, E y F.

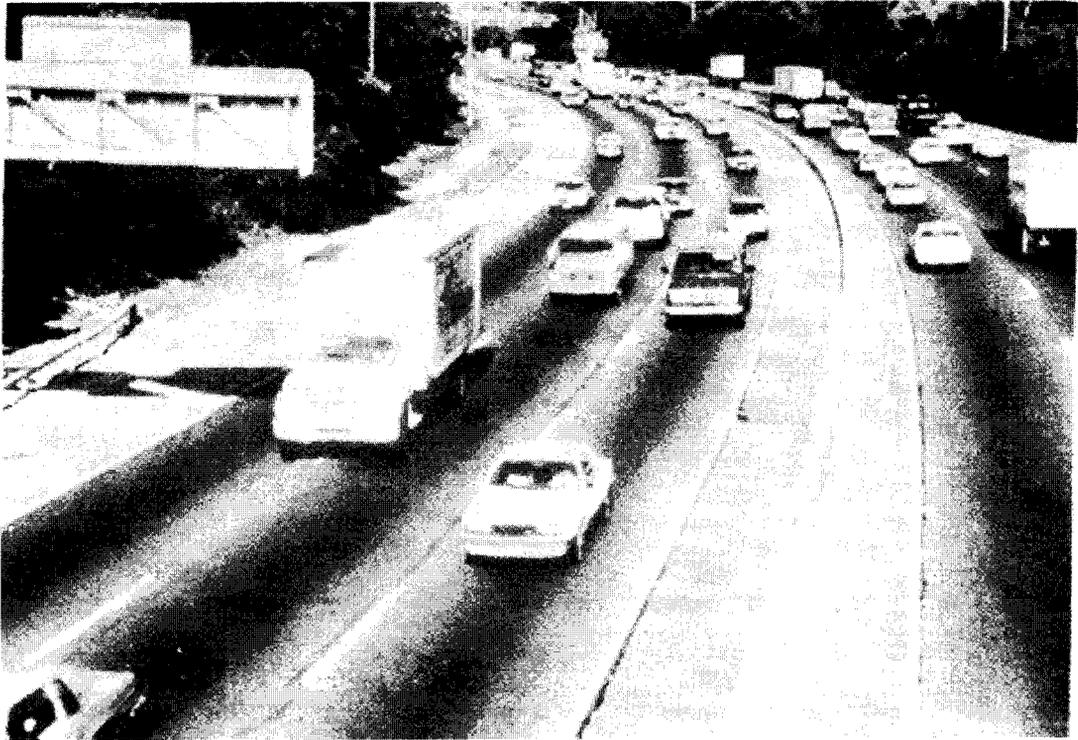
Nivel de servicio	Descripción
A	Representa una circulación a flujo libre.
B	Esta Dentro del rango del flujo estable, aunque se empiezan a observar otros vehículos integrantes de la circulación.
C	Pertenece al rango del flujo estable, pero marca el comienzo del dominio en el que la operación de los usuarios individuales se ve afectada en forma significativa por las interacciones con los otros usuarios.
D	Representa una circulación de densidad elevada, aunque estable.
E	El funcionamiento esta en el, o cerca del, limite de su capacidad
F	Representa condiciones de flujo forzado. Esta situación se produce cuando la cantidad de tránsito que se acerca a un punto, excede la cantidad que puede pasar por él.



NIVEL DE SERVICIO A



NIVEL DE SERVICIO B



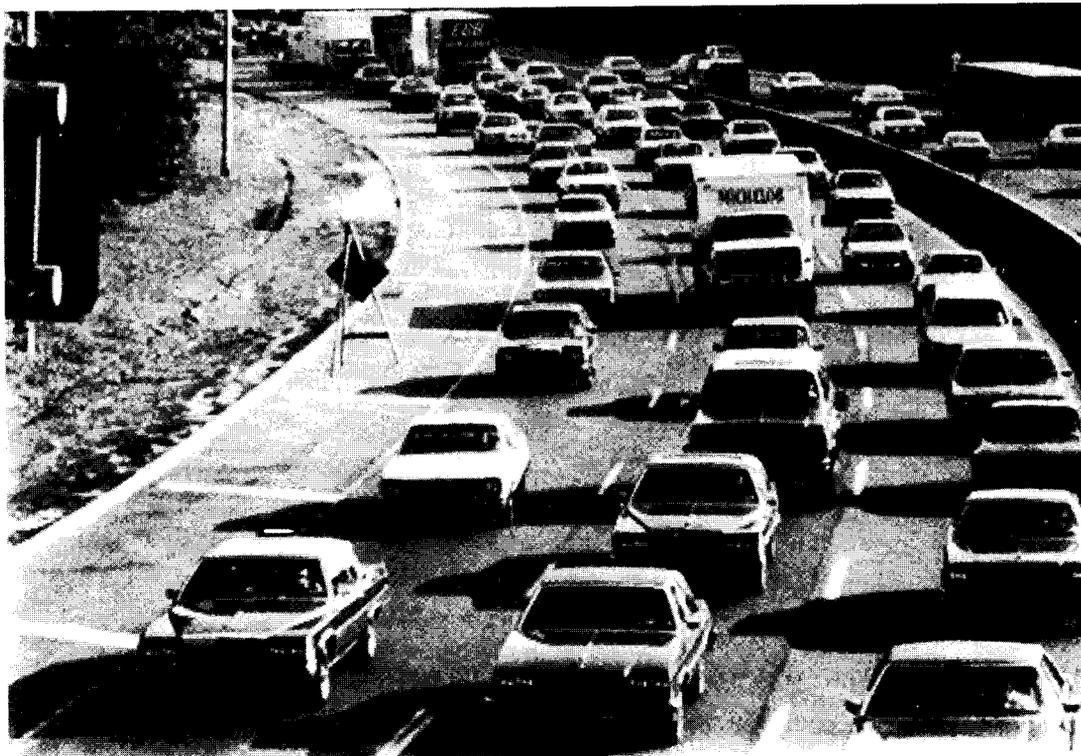
NIVEL DE SERVICIO C



NIVEL DE SERVICIO D



NIVEL DE SERVICIO E



NIVEL DE SERVICIO F

Factores que afectan la capacidad de una carretera:

- El ancho del firme o calzada
- El ancho de los paseos
- Vehículos pesados
- Pendientes
- Obstáculos laterales
- Visibilidad

*Normalmente la capacidad de la vía se alcanza en el **nivel de servicio E**.

Capacidad y nivel de servicio para carreteras de dos (2) carriles

En las carreteras de dos carriles se analiza la capacidad de los dos carriles juntos.

Condiciones ideales:

Capacidad ideal	2,800 veh/hr
Velocidad de diseño	≥ 88 Km/hr
Ancho de carriles	Igual o mayor de 3.60 m
Ancho de paseos	Mínimo igual a 1.80 m
Tipo de vehículos del tráfico	Veh. de pasajeros (Ligeros)
Distribución direccional del tráfico	50% - 50%
Tipo de terreno	Llano
Rebase	Sin restricciones de rebase

Cálculos de la capacidad y nivel de servicios para vías de dos carriles

Si $C = SF_E$: el volumen de servicio es la capacidad de la vía.

El volumen de servicio es lo que la vía puede manejar.

$$FS_i = 2800 (V/C)_i \times (f_r) \times (fa) \times (f_o) \times (f_{vp})$$

- FS_i : Flujo de servicio para el nivel i en veh/hora/ambos sentidos
- $(V/C)_i$: Máx. Relación volumen/ capacidad para un nivel de servicio i. (Tabla 1).
- f_r : factor de ajuste por efecto de la distribución direccional (Tabla 5).
- f_o : Factor de ajuste por efecto del ancho de los paseos u obstrucciones laterales (Tabla 3).

EJEMPLO:

**Análisis de Capacidad y Nivel de Servicio de la Carretera Sánchez
Tramo C/C 513 (Ent. Nizao) – Ent. Baní
(Situación Actual – Año 2001)**

Características		
Volumen:	1.859.00	veh/hora
Volumen Pico:	2.065.56	veh/hora
Vel. diseño:	80.00	Km/hora
Ancho Carril:	3.60	metros
Ancho paseos:	1.20	metros
Zona de no rebase:	60.00	%
Longitud vía:	-	Kms
Tipo terreno	Llano	

Tráfico		
Distribución Direccional (DD):	50-50	
Camiones:	40.30	%
Veh. recreativos	-	%
Autobuses	1.40	%
Carros	58.30	%
FHP	0.90	%

Factor de ajuste por vehículos pesados

$$F_{hv} = 1 / \{ (1 + Pt(Ec-1) + Pr(Er-1) + Pb(Eb-1)) \}$$

	Nivel A	Niveles B y C	Niveles D y E
Ec=	2.00	2.20	2.00
Er,Vr =	2.20	2.50	1.60
Eb=	1.80	2.00	1.60
Pt =	0.40	0.40	0.40
Pr =	-	-	-
Pb =	0.01	0.01	0.01

	Nivel A	Niveles B y C	Niveles D y E
f _{hv} =	0.71	0.67	0.71

Volumenes de Servicio

$$S_f = 2800 \times (V/C) \times F_a \times F_o \times F_r \times F_{vp}$$

	V/C	F _a	F _o	F _r	F _{vp}
Nivel A	0.07	1.00	0.92	1.00	0.71
Nivel B	0.19	1.00	0.92	1.00	0.67
Nivel C	0.34	1.00	0.92	1.00	0.67
Nivel D	0.59	1.00	0.92	1.00	0.71
Nivel E	1.00	1.00	0.97	1.00	0.71

Sf (Nivel	128	Veh/hora
Sf (Nivel	327	Veh/hora
Sf (Nivel	585	Veh/hora
Sf (Nivel	1077	Veh/hora
Sf (nivel	1924	Veh/hora

Nivel de Servicio
Nivel F

Tema 6

Trazado de la carretera y criterios básicos de diseño

Estudio de las Rutas

Factores de localización de una carretera: como expusimos en el tema anterior, la topografía y la información geológica del suelo son los factores que determinan la selección de la ruta que llevará nuestra vía.

El Instituto Cartográfico Militar tiene para todo el territorio nacional las cartas cartográficas con las curvas de nivel. Estos planos están realizados a escala 1:50,000. En este tipo de carta podemos trazar nuestros alineamientos preliminares.

Elaboración de los croquis: Podemos realizar los primeros estudios de las rutas sobre fotografías aéreas de la región ó sobre el plano topográfico. Ahí podemos señalar una ó varias rutas de la futura vía.

Luego de la elaboración del croquis viene el reconocimiento preliminar.

El reconocimiento es un examen general de la ruta ó franja del terreno que han sido determinadas por los croquis. Este examen del terreno nos permite determinar las características sobresalientes que hacen de una ruta superior a otra, y para obtener datos complementarios de nuestro estudio, los cuales no pueden ser percibidos por los planos ó las fotografías aéreas. Con ese reconocimiento también se evalúan los posibles efectos que causaría la nueva vía al medio ambiente (impacto ambiental).

Con los datos obtenidos en el reconocimiento, el diseñador podrá escoger con más acierto la mejor ruta.

Luego de los reconocimientos preliminares se puede levantar topográficamente las primeras líneas poligonales de lo que será la futura vía. Este levantamiento topográfico debe seguir la dirección general de la vía entre sus extremos, adaptándose a las características topográficas de la ruta escogida.

Estos estudios topográficos deben estar ya referidos a algún BM conocido.

Se deben ubicar todos los accidentes del terreno como quiebres, corrientes de agua, ubicación de estructuras, viviendas, tendidos eléctricos y telefónicos, arroyos, ríos, puentes, etc.

Recomendaciones para los trazados preliminares:

- **Terrenos Planos:** La mejor solución sería una recta que una los dos puntos, pero rectas de más de 10 Kms crean fatiga e hipnosis al conductor pudiendo causar accidentes lamentables. La longitud de los tramos rectos debe limitarse a 2 Kms.

- **Terrenos ondulados:** Alineamientos con tangentes largas muy raras veces brindan una buena línea de pendiente. Un alineamiento con repetidas curvas, bordeando los cerros ó montañas resulta más económico, aunque la longitud de la vía sea ligeramente mayor.
- **Terrenos montañosos:** también para terrenos montañosos resulta más económico realizar faldeos como en los ondulados, que atravesar todas las montañas realizando excesivos cortes.

Levantamientos aéreos

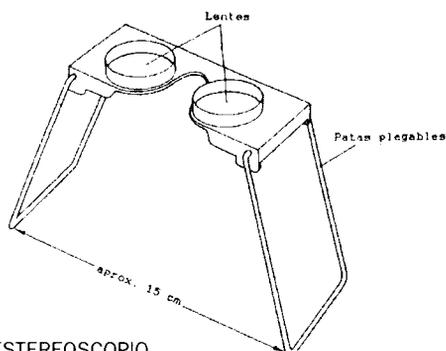
La ventaja de los levantamientos aéreos es que mediante las fotografías podemos visualizar con mejor precisión la forma del terreno, el uso que se le está dando a esos terrenos, los diferentes tipos de suelos. Esto nos permite determinar los controles y seleccionar la mejor ruta en base a las características de la topografía y el uso y desarrollo de los terrenos adyacentes a la zona de nuestra vía.

Sobre nuestras fotografías podemos ir marcando la trayectoria que llevará nuestra carretera.

Para visualizar las fotografías utilizamos una especie de lente llamado estereoscopio.

El uso de este aparato nos permite observar en tres dimensiones los detalles de la topografía, la vegetación y el uso de la tierra.

Cuando el reconocimiento del terreno lo llevamos a cabo totalmente con fotografías aéreas, la información obtenida tiene tanta calidad, que podemos seleccionar la mejor ruta con toda seguridad.



ESTEREOSCOPIO





FOTO AÉREA DEL ÁREA DE BANÍ

Criterios Básicos de diseño

- **Velocidad de diseño:** llamada también velocidad directriz, es la velocidad máxima en que un conductor puede transitar con seguridad bajo las condiciones de diseño establecida.

La velocidad de diseño la utilizamos para relacionar entre si las diferentes características geométricas de las vías tales como: radio de curvas, peralte, visibilidad, pendientes, etc.

Factores para escoger la velocidad de diseño

- 1) Tipo de carretera
- 2) Topografía de la zona
- 3) Tráfico esperado
- 4) Factores de tipo económico

Ver tabla No. 1, Página 8, manual M-012 de la SEOPC.
Ver página No. 4 del Manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas de diseño vial.

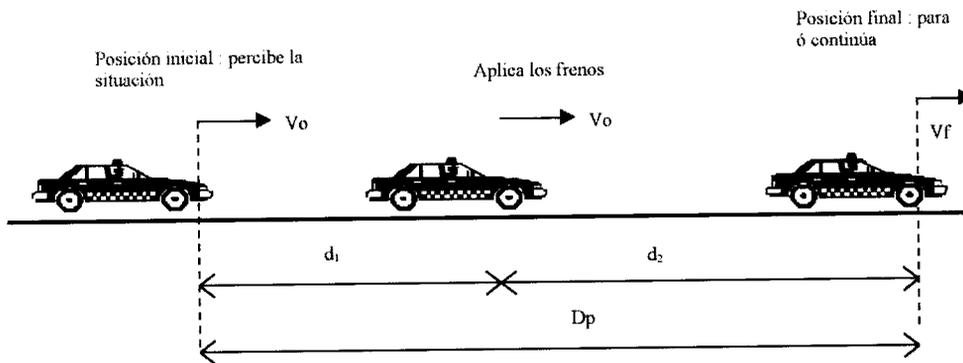
En una carretera pueden haber tramos calculados para velocidades de diseño diferentes, como por ejemplo, una carretera puede pasar tanto por terrenos planos, ondulados y montañosos. Lo que hay que hacer es una señalización apropiada de las velocidades máximas en cada tramo.

Relieve	Inclinación
Llano	0 % - 5 %
Ondulado	5 % - 15 %
Montañoso	> de 15 %

- **Visibilidad de la carretera:** es la distancia visible al frente del conductor para que este pueda tomar decisiones oportunas y maniobrar con total garantía y seguridad.

Existen tres distancias de visibilidad en las carreteras: distancia de visibilidad de frenado o parada, distancia de visibilidad de paso o rebase, distancia de visibilidad de división.

1) **Distancia de visibilidad de parada o frenado:** es la distancia mínima para que un conductor que viaje a la velocidad de diseño pueda reaccionar, frenar y detenerse ante la presencia de un objeto que aparezca de repente en la vía.



Esta distancia de visibilidad se compone de dos distancias:

$$D_p = d_1 + d_2$$

d₁: distancia que recorre el vehículo desde el momento que el conductor ve el objeto y el momento en que aplica los frenos.

$$d_1 = v \times t / 3.6$$

v: en Km/hora

t: en segundos (tiempo de percepción – reacción).

Esta distancia depende del tiempo de percepción-reacción (2.5 seg) y de la velocidad de diseño.

d₂: Distancia recorrida desde el momento de aplicar los frenos hasta que el vehículo se detiene totalmente.

$$d_2 = \frac{v^2}{254 \left[\left[\frac{a}{9.81} \right] \right] \pm G}$$

v = Velocidad de diseño en Km/hr

G = Pendiente del camino en m/m

a = desaceleración (3.4 m/seg^2)

t = tiempo percepción-reacción = 2.5 seg.

- Altura del ojo del conductor = 1.08 metros
- Altura del objeto = 0.60 metros

Ver tabla No. 2, Página 9, y figura No. 1, página 10 del manual M-012 de la SEOPC
Ver páginas 5-7 manual de Tablas, Gráficos Fórmulas de Diseño Vial

2) Distancia de visibilidad de rebase o de paso: decimos que en determinado punto existe visibilidad de paso cuando en dicho punto hay visibilidad suficiente para adelantarse a un vehículo que circula en la misma vía a una velocidad menor sin peligro de interferencia con otro vehículo que se aproxime en sentido contrario y que se haya visible al momento de la maniobra.

$$d_{vp} = d_1 + d_2 + d_3$$

d_1 = distancia recorrida durante el tiempo de percepción-reacción.

$$d_1 = v_m \times t / 3.6$$

v : en Km/hora

t (tiempo de percepción – reacción : usar 3.0 segundos para este cálculo)

d_2 = distancia recorrida por el vehículo que rebasa durante la operación.

$$d_2 = 2S + v_m \times t_2 / 3.6$$

d_3 = distancia recorrida por el vehículo que viaja en sentido contrario.

$$d_3 = v_{dis} \times t_2 / 3.6$$

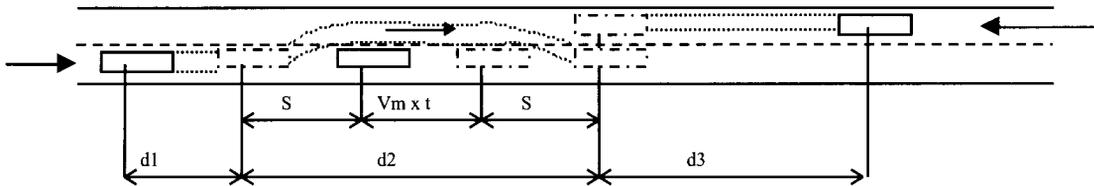
$$t_2 = \sqrt{14.4 \times S/a}$$

a = aceleración en Km/hr/seg

S = separación entre vehículos: $S = 0.189 v_m + 6$

Usar v_m = (15 Km/hr menos que la velocidad de diseño)

V_m = $V_{dis} - 15 \text{ Km/hr}$



Valores experimentales de a (km/hr/seg) para diferentes velocidades de diseño:

Vdis (km/hr)	Para Vm = 15 Km/hr menor que Vdis
50	4.2
65	3.4
80	2.7
95	2.1
110	1.6

Ver figura No. 2, Página 11, manual M-012 de la SEOPC.
Ver páginas 8-9 manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas de Diseño Vial.

3) Distancia de visibilidad de decisión: es aquella distancia requerida por un conductor para detectar algo inesperado dentro del entorno de una carretera, reconocerlo y seleccionar una trayectoria y velocidad apropiadas, para maniobrar con eficiencia y seguridad.

La distancia de visibilidad de decisión es mayor que la distancia de visibilidad de parada.

Las situaciones que se pueden dar con esta distancia de visibilidad son las siguientes :

- a) Detención en carretera rural.
- b) Detención en vía urbana.
- c) Cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera rural.
- d) Cambio de velocidad, trayectoria y dirección en vía urbana.

Para evitar maniobras A y B :

$$d = (Vt / 3.6) + (0.039 V^2) / a$$

Para evitar maniobras tipos C, D y E :

$$d = Vt / 3.6$$

V = Velocidad de diseño en Km / hr

a = desaceleración (3.4 m/seg²)

t = tiempo total de pre maniobra y maniobra (Ver debajo de tabla siguiente).

Decisión para evitar maniobras

Velocidad de Diseño (Km / hr)	Distancia de decisión para evitar maniobras (mts)				
	a	b	c	d	e
50	70	155	145	170	195
60	95	195	170	205	235
70	115	235	200	235	275
80	140	280	230	270	315
90	170	325	270	315	360
100	200	370	315	355	400
110	235	420	330	380	430
120	265	470	360	415	470
130	305	525	390	450	510

Evitar Maniobra a : Parada en caminos rurales : t = 3.0 seg.
 Evitar Maniobra b : Parada en caminos urbanos : t = 9.1 seg.
 Evitar Maniobra c : Cambio de velocidad, ruta, dirección en caminos rurales: t de 10.2 a 11.2 seg.
 Evitar Maniobra d : Cambio de velocidad, ruta, dirección en caminos sub-urbanos: t entre 12.1 y 12.9 seg.
 Evitar Maniobra e : Cambio de velocidad, ruta, dirección en caminos urbanos: t entre 14.0 y 15 seg
 Fuente : A Policy on Geometric Design of Higways and Streets, 2001 .

- **Las Pendientes:** es la razón entre la diferencia de elevación de dos puntos y la distancia que las separa.

En el diseño debe tomarse en cuenta los valores máximos y mínimos de las pendientes.

Esto lo veremos con más detalle en el tema 8.

- **Taludes:** esta inclinación debe garantizar estabilidad, estética y bajo costo de conservación.

Podemos tener taludes totalmente verticales en roca y bastante acostados en terrenos propensos a deslizarse.

La inclinación mínima de rellenos es 1.5 : 1

Ver tablas # 11 y 12 Página 31, manual M-012 de la SEOPC
 Ver páginas 1-3 manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas de Diseño Vial

Características del Trazado en Planta

Longitud máxima de las tangentes:

- Nunca proyectar rectas de 10 Kms o más.
- Tratar de limitar las rectas a 2 Kms aproximadamente.

Algunas normas europeas y sur-americanas dan los siguientes valores:

- La L máxima es aquella que puede recorrerse a la velocidad de diseño en un tiempo no mayor de 72 segundos: $L_{max} = v_{dis} \times 72 \text{ seg.}$ (Velocidad en m/seg.)
- Europa: L_{max} en metros = 20 x veloc. diseño (Veloc. en Km/hr)
- Brazil: L_{max} en metros = 25 x veloc. diseño (Veloc. en Km/hr)

Longitud Mínima de las tangentes

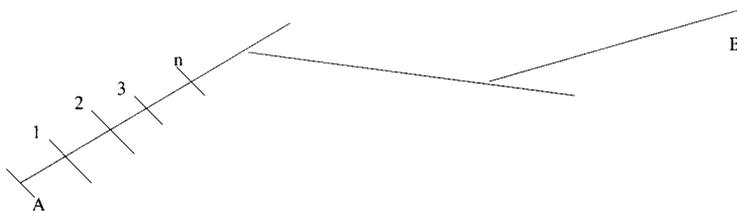
Es aquella que garantice la transición del peraltes y sobreelevos de dos curvas consecutivas.

Ver tabla 8 página 26 y figura 11 página 27 del manual M-012 de la SEOPC y página 15 Manual de Tablas, Gráficas y Fórmulas de Diseño Vial.

Esto lo veremos con más detalle en el tema siguiente (tema 7).

Luego de trazar nuestro alineamiento, debemos dividir nuestro eje en estaciones. Estas estaciones son cada 10 metros, pero en casos especiales, se realizan cada 20 metros.

Por ejemplo:



Los PI_s pueden caer en estaciones no enteras, como por ejemplo: E 7 + 250.5, que es equivalente a la progresiva de 7,250.5 metros desde el origen).

EJEMPLOS DE ESTACIONAMIENTOS:

Estaciones por Km	Estaciones por No. (cada 10 metros)	Equivalente en progresivas
E 10 + 950	E 1095	10,950
E 5 + 50.45	E 550 + 0.45	5,050.45
E 5 + 350.25	E 535 + 0.25	5,350.25
E 00 + 20.5	E 2 + 0.5	20.50
E 00 + 100	E 10	100.00

Trazado en planta de la carretera

Trazado más económico

Con este trazado se logra reducir al mínimo el movimiento de tierras sin recurrir a distancias extremadamente largas. Podemos conseguir una aproximación con la llamada “línea a pelo de tierra” ó “sinuosa”.

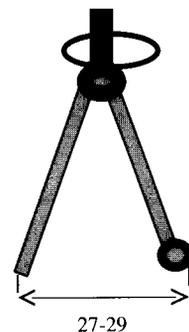
La línea a pelo de tierra o sinuosa es aquella que une dos puntos extremos, pasando por todos los puntos obligados y manteniendo una pendiente constante entre dos puntos consecutivos.

Pasos para obtener la sinuosa

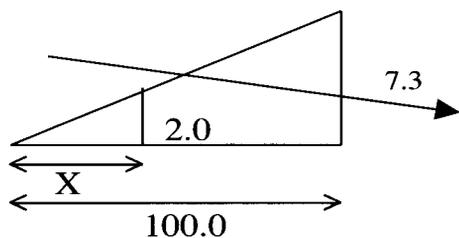
1. Plano de curvas e nivel de la zona en estudio
2. Marcar los puntos obligados
3. Medir la distancia entre dos puntos consecutivos (L_r)
4. Calcular la longitud verdadera: $L_v = L_r \times a$ (a varía de 1.10 a 1.40 para terrenos llanos a montañosos)
5. Calcular la pendiente media entre los dos puntos: $P_m = (\Delta H / L_v) \times 100$, donde DH es la diferencia de altura entre los puntos extremos.
6. Con la pendiente media (P_m) y la equidistancia entre las curvas determinamos la distancia que es necesario recorrer para subir ó bajar de una curva de nivel a la próxima.
7. Con el valor calculado en (6) y a la escala del plano, auxiliándonos de un compás, vamos cortando cada curva de nivel partiendo desde un punto obligado hasta llegar al siguiente.
8. Unimos a mano alzada los puntos donde cortamos las curvas de nivel y la línea obtenida es la sinuosa.
9. El trazado más económico es la línea que más se aproxime a la sinuosa, siguiendo los factores expuestos en la página 5 del manual M-012 de la SEOPC.

EJEMPLO:

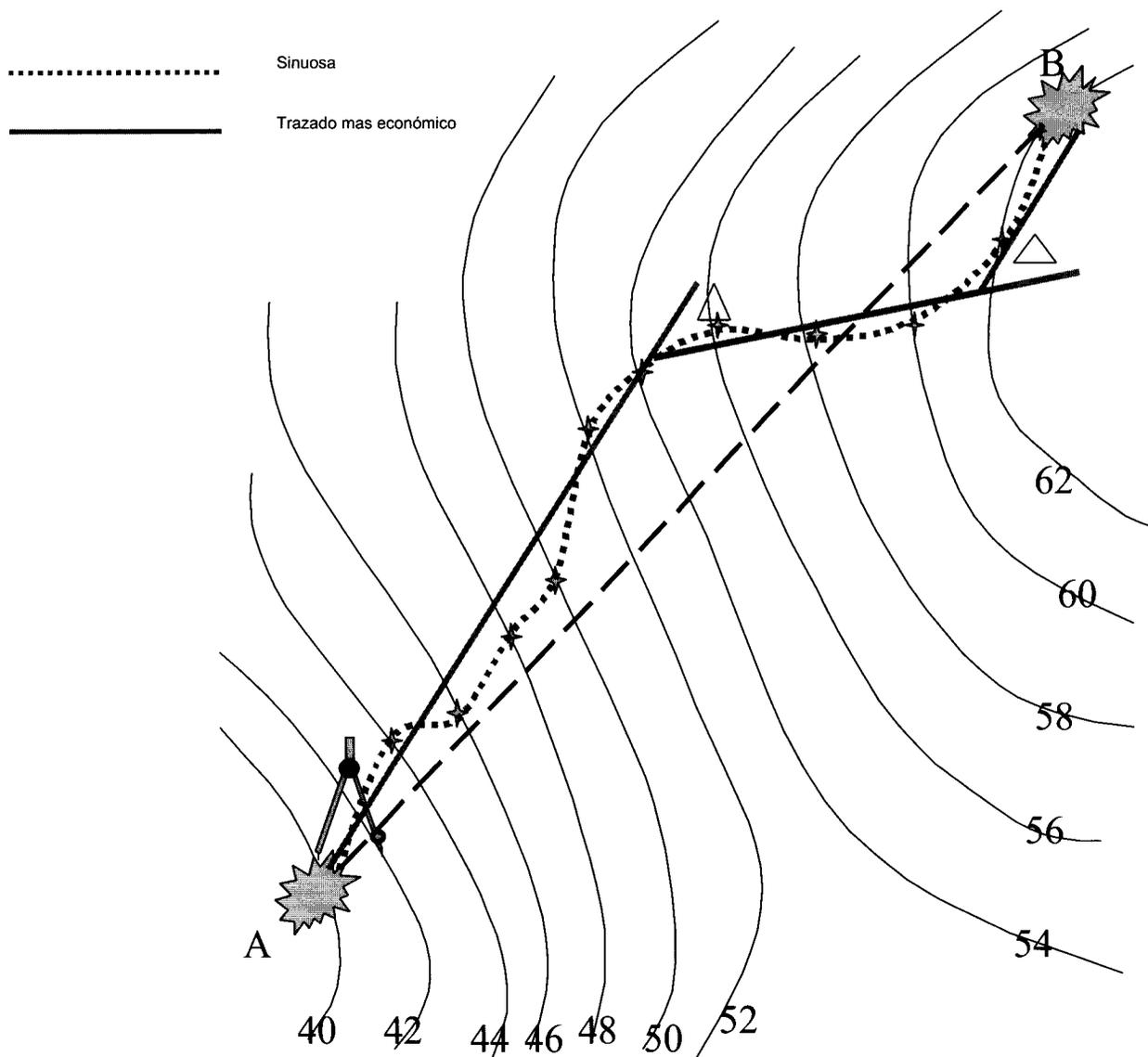
- Puntos Obligados: A y B
- $L_r = 250$ metros
- $L_v = 250 \times 1.20 = 300$ metros
- $DH = 62\text{m} - 40\text{m} = 22$ metros
- $P_m = (22 / 300) \times 100 = 7.33\%$



Si en 100 metros subo o bajo 7.33 metros, entonces, qué distancia horizontal debo recorrer para bajar o subir 2 metros (equidistancia entre las curvas de nivel):



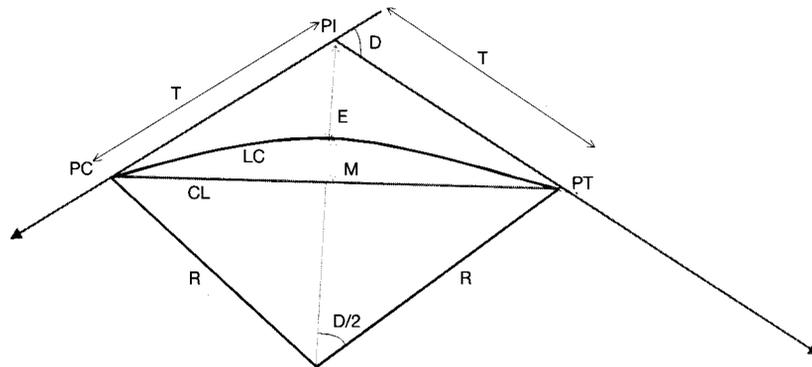
$(2.0 / 7.33) = (X / 100.0)$
 $X = (2.0 \times 100.0) / 7.33 = 27.29 \gg \gg$ Debo
 abrir el compás con esa abertura a la escala
 del plano.



Tema 7 Enlaces Horizontales

Cuando observamos nuestra carretera en planta, las curvas que vemos que giran hacia la derecha o hacia la izquierda son las curvas horizontales o circulares.

Geometría de las curvas circulares:



A) Radio mínimo de Curvatura: Es el valor límite inferior del radio para una velocidad de diseño determinada.

$$R_{\min} = \frac{V^2}{(127.15)(e_{\max} + f_{\max})}$$

Valores del coeficiente de rozamiento para distintas velocidades

Veloc. (Km/hr)	Coef. Roz. (f)
20	0.18
30	0.17
40	0.17
50	0.16
60	0.15
70	0.14
80	0.14
90	0.13
100	0.12
110	0.11
120	0.09
130	0.08

Peraltes máximos recomendados:

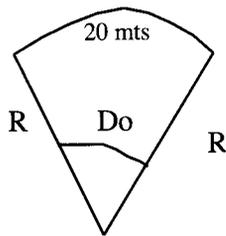
Zona	Peralte Máx.
Rural montañosa	0.10
Rural llana	0.08
Sub-urbana	0.06
Zonas urbanas	0.04

En República Dominicana utilizamos e max. = 0.10 para vías rurales en general.

Ver tabla 4, página 13, manual M-012 SEOPC.
Ver páginas 10-12 del Manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas de diseño vial.

Cuando calculamos el radio mínimo con la fórmula dada anteriormente, elegimos un radio mayor al calculado, preferiblemente de valor entero, sin decimales.

B) Grado de Curvatura (G_c o D_o): es el ángulo central que subtiende un arco de 20 mts.



$$(20 / 2\pi R_c) = (D_o / 360^\circ)$$

$$D_o = (360 \times 20) / (2\pi R_c)$$

$$D_o = G_c = 1145.916 / R_c$$

C) Ángulo central (Δ o D): es el ángulo subtendido por la curva circular y es igual al ángulo de deflexión de las tangentes.

D) Longitud de Curva (L_c): longitud del arco desde el P_c al P_t .

$$L_c = R_c \times \Delta \times \pi / 180^\circ$$

E) Sub-Tangente (T): Distancia entre el P_c y el P_i , y entre el P_i y el P_t .

$$T = R_c \times \text{tg}(\Delta/2)$$

F) Externa (E): Distancia mínima entre el P_i y el arco.

$$E = R_c \times [\sec(\Delta/2) - 1]$$

G) Ordenada Media (M): Longitud de la flecha en el punto medio de la curva.

$$M = R_c \times [1 - \cos(\Delta/2)]$$

H) Cuerda Larga (C_L): Recta que une al Pc con el Pt.

$$C_L = 2 \times R_c \times \text{sen}(\Delta/2)$$

I) Deflexión a un punto cualquiera del arco (θ): Es el ángulo entre al prolongación de la tangente en el Pc y la tangente en el punto considerado.

$$\theta = G_c \times l / 20$$

J) Angulo de la cuerda (φ): Angulo comprendido entre la prolongación de la tangente y la cuerda considerada.

$$\varphi = \theta / 2$$

- **Otras fórmulas necesarias:** (Ubicación del PC y PT de la curva)

$$P_c = P_i - T$$

$$P_t = P_c + L_c$$

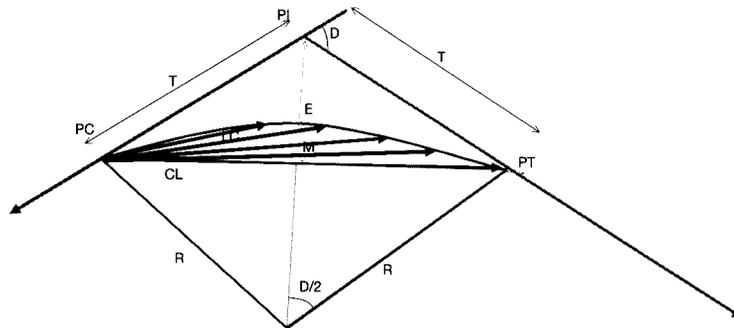
EJEMPLO:

Vel. Diseño:	60 Km/hr
e	0.10
f	0.15
e+f	0.25
R. Mínimo	113.39 metros
Δ	18.68 grados
Δ (radianes)	0.33
Radio a usar	120.00 metros
G _c	9.55
T	19.74 metros
LC	39.13 metros
CL	38.96 metros
Ord. Media (M)	1.59 metros
E	1.61 metros
Ubicación PC	E 2+780.26
Ubicación PI	E 2+800.00
Ubicación PT	E 2+819.39

Ver tabla página 14 Manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas Diseño Vial I.

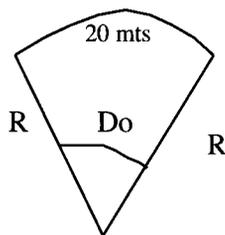
Replanteo de curvas horizontales

Este procedimiento se utiliza para ubicar las estaciones de las curvas horizontales en el terreno.
El método que explicaremos es mediante deflexiones.



Vimos anteriormente que:

Grado de Curvatura (G_c o D°): es el ángulo central que subtende un arco de 20 mts.



$$(20 / 2\pi R_c) = (D_o / 360^\circ)$$

$$D_o = (360 \times 20) / (2\pi R_c)$$

$$D_o = G_c = 1145.916 / R_c$$

Deflexión a un punto cualquiera del arco (θ): Es el ángulo entre la prolongación de la tangente en el P_c y la tangente en el punto considerado.

$$\theta = G_c \times l / 20$$

Paso 1: Hallar grado de curva (G_c).

Paso 2: A) Si las deflexiones son cada 10 metros, $\theta = G_c/4$

B) Si las deflexiones son cada 20 metros, $\theta = G_c/2$

Paso 3: $\theta_{PC} = 0$

EJEMPLO:

Hallar las deflexiones para el replanteo de la siguiente curva horizontal.

$\Delta = 40^\circ 30'$

PC = E 77+5.56
 PI = E 80+5.07
 PT = E 87+2.11

R = 80 metros

En este caso las estaciones las tomé de forma numeral, o sea, est. 1, estación 2, est. 77, etc . Las estaciones están cada 10 metros.

1) $G_c = 1145.916 / R_c = 1145.916 / 80 = 14.32^\circ$

2) $d = G_c / 4 = 14.32^\circ / 4 = 3.58^\circ$ >>>>>>>> Cada 10 metros

Estación	θ	θ Acumul.	Obs.
PC : E77 + 5.56	$\theta_1 = 10 - 5.56$ (lo que le falta para completar 10 mt) = 4.44	0.00	
E 78 + 00	$\theta_1 = (3.58) \times (4.44) / 10 = 1.59$	1.59 grados	
E 79 + 00	$\theta_2 = (3.58) \times (10.00) / 10 = 3.58$	5.17 grados	
E 80 + 00	$\theta_3 = (3.58) \times (10.00) / 10 = 3.58$	8.75 grados	
E 81 + 00	$\theta_4 = (3.58) \times (10.00) / 10 = 3.58$	12.33 grados	
E 82 + 00	$\theta_5 = (3.58) \times (10.00) / 10 = 3.58$	15.91 grados	
E 83 + 00	$\theta_6 = (3.58) \times (10.00) / 10 = 3.58$	19.49 grados	
E 83 + 2.11	$\theta_7 = (3.58) \times (2.11) / 10 = 0.76$	20.25 grados	

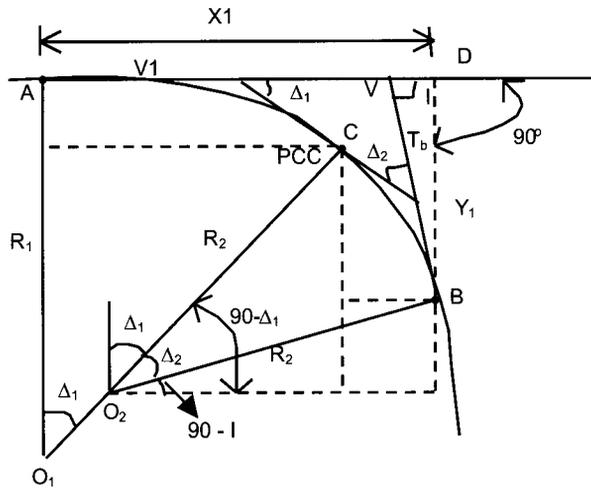
Ese valor debe dar la mitad del ángulo de deflexión de la curva circular.

Curvas compuestas horizontales: es recomendable no usarlas y reemplazarlas por una sola curva.

Ver acápite 6.7, página 26 manual M-012 SEOPC

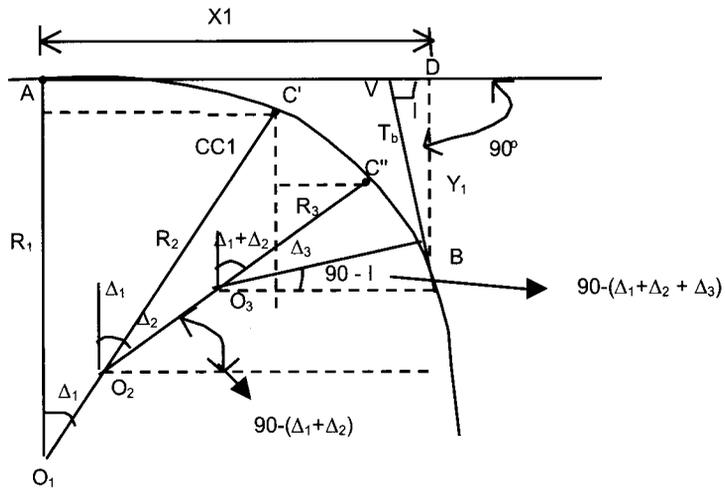
EJEMPLOS DE CURVAS COMPUESTAS:

Curva compuesta de dos centros



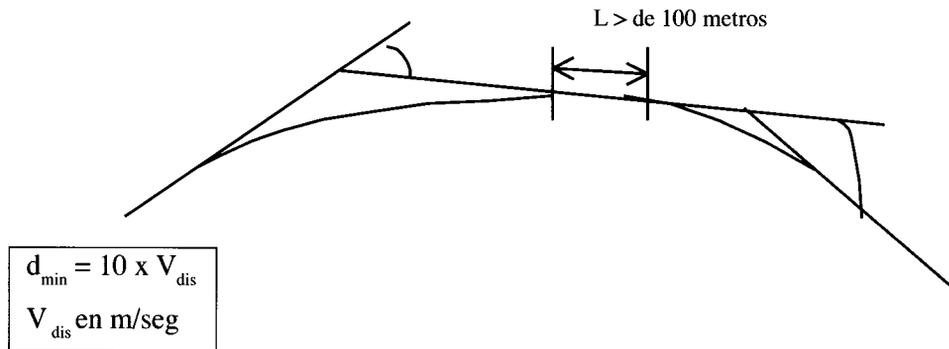
CURVA COMPUESTA DE DOS CENTROS

Curva compuesta de tres centros



CURVA COMPUESTA DE TRES CENTROS

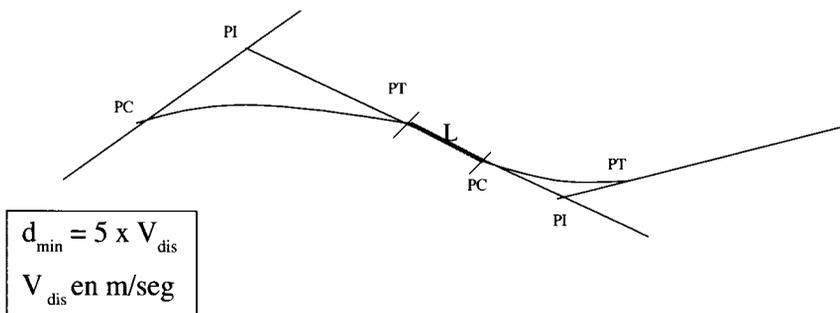
NOTA: para fórmulas ver libro Levantamiento y Trazado de Caminos de Thomas Hickerson y el libro Estudio y Proyecto de Carreteras de Jacob Carciente

Curvas consecutivas en el mismo sentido:

Ver acápite 6.7.1, página 26 manual M-012 SEOPC

Cuando no se garanticen al menos 100 metros entre una curva y otra, debemos englobarlas en una sola curva.

Vel (Km/hr)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
Lmin (mt)	83	111	139	167	194	222	250	278	306	333	361	389	417

Curvas Reversas:

L debe ser una longitud que garantice las longitudes de transición del peralte.

Para vías con $V_{\text{dis}} \geq 60$ Km/hr:

$$L_{\min} = 1.40V_{\text{dis}}$$

V en Km/hr y L en metros.

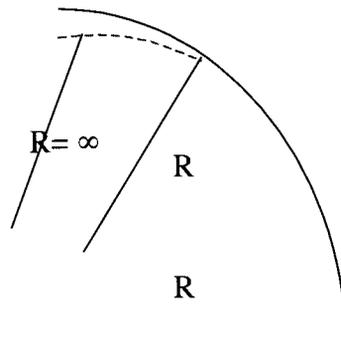
Ver tabla 8, página 26, manual M-012 de la SEOPC.
Ver página 15 del Manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas de diseño vial.

Longitud mínima de tangente intermedia entre dos curvas reversas

Velocidad directriz (Km/hr	60	70	80	90	100
Tangente mínima (mt)	85	100	110	125	140

Curvas de Transición:

Se utilizan en la entrada o salida de las curvas horizontales para hacer gradual los efectos de la fuerza centrífuga y hacer más fácil de transitar y más segura la curva horizontal.



Estas curvas tienen un radio infinito en la tangente recta y va disminuyendo hasta igualarse al valor del radio de la curva horizontal.

Se pueden usar varios tipos de curvas de transición, las más comunes son: la espiral, la lemniscata de Bernoulli, la clotoide.

Longitud de transición de la espiral:

Long. Mínima:

$$L_{min} = V^3 / (R_c \times da/dt)$$

V = velocidad de diseño (m/seg)

R = radio de la curva en el eje (m)

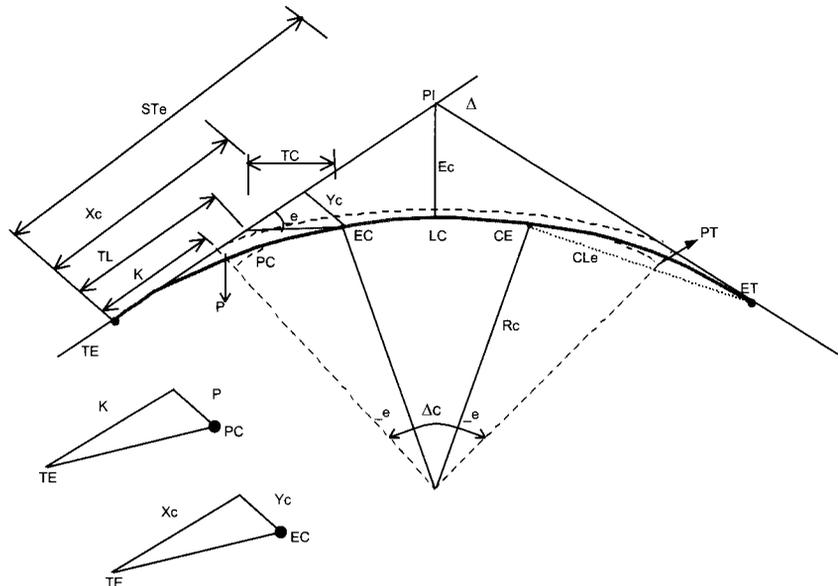
da/dt = razón de aumento de la velocidad centrífuga = 0.5 m/seg³

Ver figura No. 4, Página 16, manual M-012 de la SEOPC.
Ver páginas 20-21 Manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas de diseño vial.

- Las vías con velocidad de diseño menor de 60 Km/hr no requieren curvas de transición.
- Se deberán usar para velocidades mayores a 60 Km/hr y cuando el radio de la curva circular sea menor que el establecido en la tabla No. 5, página 15 del manual M-012 SEOPC.

En la actualidad, la AASHTO en sus nuevas versiones (2001) introduce el uso de las espirales de transición en todas las curvas horizontales para darle más confort al tránsito que se desplaza por las curvas. La AASHTO 2001 nos muestra la tabla (ver página No. 16 del Manual de Tablas, Gráficos y fórmulas de Diseño Vial) donde se muestran los radios a partir de los cuales no es necesario el uso de las curvas de transición.

Elementos de la Curva circular con espirales



- **PI** : Punto de intersección de las tangentes
- **TE** : Punto donde termina la tangente y empieza la espiral
- **EC** : Punto donde termina la espiral y empieza la curva circular
- **CE** : Punto donde termina la curva circular y empieza la espiral
- **ET** : Punto donde termina la espiral y empieza la tangente
- **PSC** : Punto cualquiera sobre la curva circular
- **PSE** : Punto cualquiera sobre la espiral
- **PST** : Punto cualquiera sobre las tangentes
- **PSTe** : Punto cualquiera sobre las subtangentes
- Δ (**D**): Ángulo de deflexión de las tangentes

FÓRMULAS A EMPLEAR

- **Le**: Longitud de la espiral al EC o CE:

$$Le \text{ (mínimo)} = V^3 / (R_c \times da/dt)$$

- Grado de curva :

$$D_o = G_c = 1145.916 / R_c$$

- θ_e (q_e): Deflexión de la espiral en el EC o CE

$$\theta_e = q_e = GcLe / 40$$

- Δ_c (D_c): Angulo central de la curva circular

$$\Delta_c = \Delta - 2 \theta_e$$

- $\Delta'c$: Angulo de la cuerda larga

$$\Delta'c = \theta_e / 3$$

Coordenadas de EC o del CE: (X_c e Y_c)

- X_c :

$$X_c = (Le/100)(100 - 0.0035 \theta_e^2)$$

- Y_c :

$$Y_c = (Le/100)(0.582\theta_e - 0.0000126 \theta_e^3)$$

Coordenadas del PC o del PT (desplazamiento): (K y P)

- K :

$$K = X_c - R_c \text{ sen } (\theta_e)$$

- P :

$$P = Y_c - R_c (1 - \text{cos}(\theta_e))$$

- ST_e : Subtangente

$$ST_e = k + (R_c + p) \tan (D/2)$$

- TL : Tangente Larga

$$TL = X_c - Y_c \cot (\theta_e)$$

- TC (Tangente corta) :

$$TC = Y_c \csc (\theta_e)$$

- CLe (Cuerda larga de la espiral):

$$CLe = (Xc^2 + Yc^2)^{1/2}$$

- Ec (Externa) :

$$Ec = (Rc + p) \sec (D/2) - Rc$$

- Rc (Radio de la curva circular):

$$Rc = 1145.92 / Gc$$

- Lc: Longitud de la curva circular:

$$Lc = 20\Delta c / Gc$$

$$Lc = Rc \times D \times p / 180^\circ$$

- LT : Longitud total de la curva circular con espirales:

$$LT = 2Le + 20\Delta / Gc$$

$$LT = Le_1 + Lc + Le_2$$

$$LT = \pi Rc (4 \theta e + \Delta c)$$

- θ : Deflexión de la espiral en un PSE (punto cualquiera sobre la espiral)

$$\theta = q = (L / Le) \times 2\Delta e$$

Donde L : Longitud de la espiral a un PSE (Punto cualquiera sobre la espiral)

- $\Phi 1$ = Angulo entre la tangente a un PSE (punto cualquiera sobre la espiral) y una cuerda atrás

$$\Phi 1 = (L - L(2L + L q o / (3 Le^2)))$$

- $\Phi_2 =$ Angulo entre la tangente a un PSE (punto cualquiera sobre la espiral) y una cuerda adelante

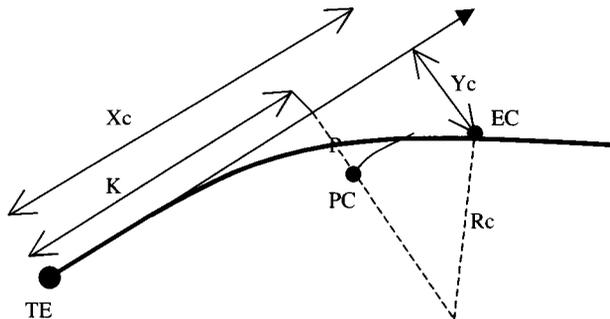
$$\Phi_2 = (L_2 - L)(2L + L_2) \text{ qe} / (3 L e^2)$$

- $\Phi :$ Angulo entre dos cuerdas de la espiral

$$\Phi = (L_2 - L_1) (L + L_1 + L_2) \text{ qe} / (3 L e^2)$$

Estaciones:

- 1) PI = Valor conocido
- 2) TE = PI - Ste = PI - Te
- 3) ET = TE + (le + lc + le)
- 4) ET = PI + Ste
- 5) EC = TE + le
- 6) CE = ET - le



EJEMPLO:

Vel. Diseño:	120 Km/hr
e+f	0.21
R. Mínimo	539.93 metros
D	60.00 grados
D (radianes)	1.05
Radio a usar (Rc)	550.00 metros
Le mín	134.68 metros
Le a usar	140.00 metros
Gc	2.08 grados
_e	7.29 grados
_e (radianes)	0.13
Δ_c	45.42 grados

Long. Total curva	855.96 metros
Yc	5.94 metros
Xc	140.00 metros
P	1.49 metros
K	70.19 metros
Ee	86.81 metros
TL	93.57 metros
STe	388.59 metros
TC	46.81 metros
CLe	28.84 metros
EC	E 8+251.41
CE	E 8+748.59
Ubicación PI	E 8+500.00
Ubicación TE	E 8+111.41
Ubicación ET	E 8+888.59

Ver tabla páginas 22-30 del Manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas de diseño vial.

Replanteo de curvas de transición

Debemos tener los siguientes datos para el replanteo de una curva con espirales de transición :

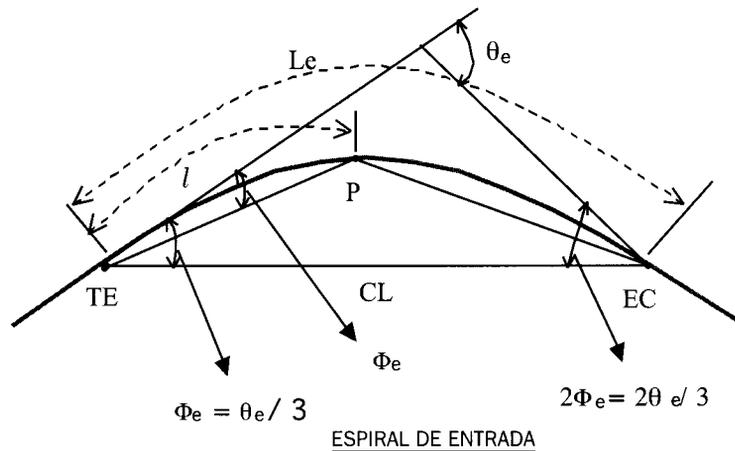
- θ_e en grados
- Rc en metros
- Le (longitud de las espirales), en metros.

Vamos a explicar tres procedimientos :

- 1) La espiral inicial
- 2) La curva circular central
- 3) La espiral final.

1) Replanteo de la espiral inicial:

Los datos necesarios para el replanteo por deflexiones de la espiral inicial son la longitud de la espiral (Le) y el ángulo de la espiral (θ_e).



En la gráfica podemos observar lo siguiente:

- El ángulo formado por la tangente en TE y la cuerda entre TE y EC (cuerda larga CL) es el ángulo de deflexión total y es igual a 1/3 del ángulo central (θ_e).
- El ángulo de deflexión total formado por la tangente en EC y la cuerda larga (CL) es igual a 2/3 del ángulo (θ_e).
- P = un punto cualquiera de la espiral, situado a un punto l desde el punto TE.

Vamos a aplicar el siguiente teorema que dice lo siguiente: “los ángulos de deflexión para un punto cualquiera de la espiral son proporcionales a los cuadrados de sus distancias medidos desde el punto TE”. Esto lo podemos ver de la siguiente manera:

$$\frac{1/3 \theta_e}{Le^2} = \frac{\Phi_e}{l^2}$$

Entonces, despejando Φ_e tenemos que:

$$\Phi_e = \frac{\theta_e \times l^2}{3 Le^2} \quad (\text{En grados})$$

$$\Phi_e = \frac{\theta_e \times l^2 \times 60}{3 Le^2} \quad (\text{En minutos})$$

Hacemos $C_e = \frac{e \times 60}{3 Le^2}$ y lo llamamos Constante de la espiral (minutos).

$$\Phi_e = C_e \times l^2$$

Para valores de $\theta_e >$ de 15° debemos emplear la siguiente fórmula de corrección:

$$C = 0.0031 \theta_e^3 + 0.0023 \theta_e^5 (10)^{-5} \text{ (En segundos)}$$

y la fórmula quedará de la siguiente forma:

$$\theta_e = \sqrt[3]{C_e \times l^2 - C}$$

EJEMPLO

Calcular las deflexiones desde TE para una curva espiral inicial con los siguientes datos :

$R_c = 300$ metros

$L_e = 80$ metros

$TE = E 10 + 420.52$

$EC = E 10 + 500.52$

Paso 1: calcular los valores de θ_e y C_e

Tenemos que $G_c = 1145.916 / R_c = 1145.916 / 300 = 3.81972$

$\theta_e = G_c L_e / 40 = 3.81972 \times 80 / 40 = 7.64^\circ$

$$C_e = \frac{\theta_e \times 60}{3 L_e^2} = (7.64^\circ \times 60) / (3 \times 80^2) = 0.02387 \text{ minutos}$$

Observ.	Progresivas	l	l^2	$\Phi_e = C_e \times l^2$	Diferencias		Corrección C	Φ_e (Grados)
TE	10,420.52	0.00	0.00	0.00				0.00
	10,430.00	9.48	89.87	2.15				0.04
	10,440.00	19.48	379.47	9.06	6.91			0.15
	10,450.00	29.48	869.07	20.75	11.69	4.77		0.35
	10,460.00	39.48	1,558.67	37.21	16.46	4.77		0.62
	10,470.00	49.48	2,448.27	58.45	21.24	4.77		0.97
	10,480.00	59.48	3,537.87	84.46	26.01	4.77		1.41
	10,490.00	69.48	4,827.47	115.25	30.79	4.77		1.92
	10,500.00	79.48	6,317.07	150.81	35.56	4.77		2.51
EC	10,500.52	80.00	6,400.00	152.79				2.55
Vista atrás :	Desde Ec a TE	$2 \times l_e =$	$2 \times 152.79 =$	305.58				5.09°
Vista alante	Desde TE a EC							2.55°
Verificación :			2.55	+	5.09	=		7.64°

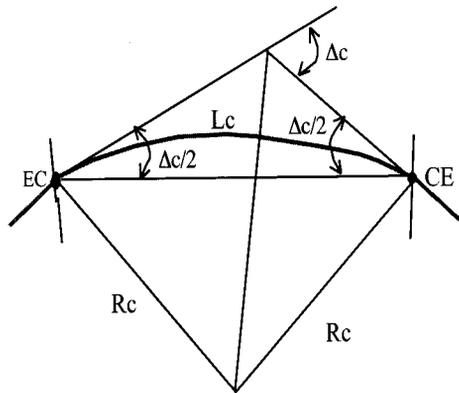
Las diferencias de las diferencias de los ángulos de deflexión no corregidas para estacas de 10 metros debe ser constante

En el ejemplo anterior vemos lo siguiente :

De TE a la próxima estación entera tenemos una longitud (l) = 10,430.00 – 10,420.52 = 9.48 mts.

Las progresivas se van numerando en longitudes de 10 metros para este ejemplo y tenemos que 9.48 + 10 = 19.48, 19.48 + 10 = 29.48, y así sucesivamente.

2) Replanteo de la curva circular central:



Vamos a partir de los siguientes principios:

- El ángulo de deflexión para un arco de círculo cualquiera es igual a la mitad de su ángulo central.
- Los ángulos de deflexión de un círculo son proporcionales a las longitudes de sus arcos.

El ángulo de deflexión Φ_c lo obtenemos de la siguiente expresión:

$$\Phi_c = \text{arc seno} (C / 2R_c)$$

Donde C es la longitud de la cuerda y R_c el radio de la curva.

Las deflexiones para cualquier punto del círculo las hallamos multiplicando la longitud del arco por la constante del círculo (C_c).

$$\Phi_c = C_c \times l$$

La constante del círculo la obtenemos con la siguiente expresión:

$$C_c = 1718.874 / R_c$$

EJEMPLO

Calcular las deflexiones de la curva circular espiralizada cuyos datos son los siguientes:

$$\Delta_c = 31.50^\circ$$

$$R_c = 300 \text{ metros}$$

Desarrollo:

Primero vamos a calcular la longitud del círculo de la curva circular y luego la constante para la deflexión del círculo :

$$G_c = 1145.92 / R_c = 1145.92 / 300 = 3.82^\circ$$

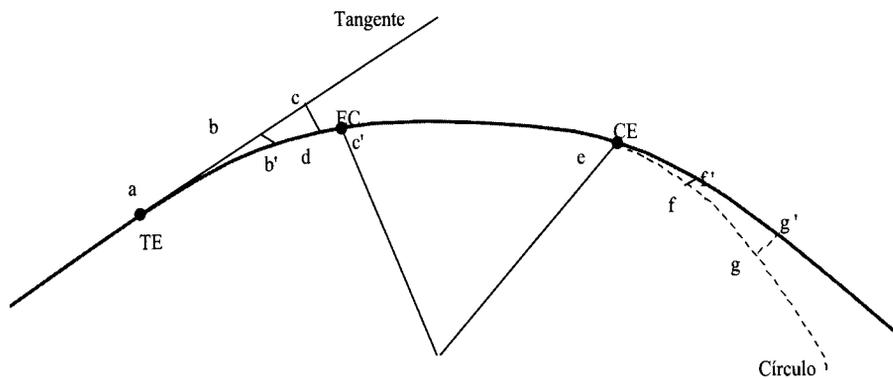
$$L_c = 20 \times D_c / G_c = 20 \times 31.50^\circ / 3.82^\circ = 164.93 \text{ metros}^*$$

$$C_c = 1718.874 / R_c = 1718.874 / 300 = 5.73 \text{ min/metro}$$

Observ.	Progresivas	l	$\Phi_e = C_c \times l$ (minutos)	Φ_e (Grados)
EC	10,500.52	0.00	0.00	0.00
	10,510.00	9.48	54.32	0.91
	10,520.00	19.48	111.61	1.86
	10,530.00	29.48	168.91	2.82
	10,540.00	39.48	226.20	3.77
	10,550.00	49.48	283.50	4.72
	10,560.00	59.48	340.80	5.68
	10,570.00	69.48	398.09	6.63
	10,580.00	79.48	455.39	7.59
	10,590.00	89.48	512.68	8.54
	10,600.00	99.48	569.98	9.50
	10,610.00	109.48	627.27	10.45
	10,620.00	119.48	684.57	11.41
	10,630.00	129.48	741.87	12.36
	10,640.00	139.48	799.16	13.32
	10,650.00	149.48	856.46	14.27
	10,660.00	159.48	913.75	15.23
CE	10,665.45	164.93*	944.98	15.75
				31.50

Para comprobar los cálculos: El valor de la deflexión en CE debe dar igual $\Delta c / 2$, que en este caso es $31.50 / 2 = 15.75$, por lo tanto los cálculos están correctos.

3) Replanteo de la espiral final:



Las deflexiones de la espiral final serán las deflexiones del círculo menos las deflexiones de la espiral inicial.

$$\Phi = \Phi_c - \Phi_e$$

$$\Phi = C_c \times l - C_e \times l^2$$

EJEMPLO: CURVA ANTERIOR

$$D_c = 31.50^\circ$$

$$R_c = 300 \text{ metros}$$

Desarrollo:

Primero vamos a calcular la longitud del círculo de la curva circular y luego la constante para la deflexión del círculo :

$$G_c = 1145.92 / R_c = 1145.92 / 300 = 3.82^\circ$$

$$L_c = 20 \times D_c / G_c = 20 \times 31.50^\circ / 3.82^\circ = 164.93 \text{ metros.}$$

$$C_c = 1718.874 / R_c = 1718.874 / 300 = 5.73 \text{ min/metro}$$

Datos :

$$R_c = 300.00 \text{ mt}$$

$$L_c = 80.00 \text{ mt}$$

Gc =	3.82 grados
$\Phi_e =$	7.64 grados = 458.37 min
Ce =	0.023873
Cc =	5.73 Min/metro

Observ.	Progresivas	l	l^2	$\Phi_c = Cc \times l^2$	$\Phi_e = Ce \times l^2$	$\Phi_c - \Phi_e$
CE	10,665.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10,670.00	4.55	20.70	26.07	0.49	25.58
	10,680.00	14.55	211.70	83.37	5.05	78.31
	10,700.00	34.55	1,193.70	197.96	28.50	169.46
	10,710.00	44.55	1,984.70	255.25	47.38	207.87
	10,720.00	54.55	2,975.70	312.55	71.04	241.51
	10,730.00	64.55	4,166.70	369.84	99.47	270.37
	10,740.00	74.55	5,557.70	427.14	132.68	294.46
ET	10,745.45	80.00	6,400.00	458.37	152.79	305.58

Las pruebas que se hacen para comprobar los cálculos son los mismos de la espiral inicial, esto es:

- 1) Vista atrás más vista adelante = θ_e
- 2) Las diferencias de las diferencias de las deflexiones para las estacas de 10 metros deben ser igual.

PERALTE: Inclinación transversal que se le da a la calzada en las curvas horizontales para contrarrestar parte de la fuerza centrífuga.

Se recomienda usar como peralte máximo un 10% y solo se usará cuando se use el radio mínimo para una velocidad de diseño dada, ó sea, cuando se tenga la máxima curvatura.

Habrà un peralte para cada curva y este se calcularà de acuerdo al radio de cada una.

El peralte asume el 56% de la fuerza centrífuga y la fricción asume un 44%.

Para calcular el peralte de cada curva luego de elegir un radio $> R_{min}$, usamos las gráficas para el cálculo del peralte del manual de fórmulas y tablas de ingeniería vial páginas 31 a 35.

Los máximos valores del peralte a ser utilizados en una carretera dependen de los siguientes factores :

- 1) Condiciones climáticas (presencia o no de nieve, hielo).
- 2) Tipo de terreno (plano, ondulado ó montañoso).
- 3) Tipo de área (rural, urbana).
- 4) La frecuencia de vehículos lentos.

Giro del peralte

Vamos a tomar lo expuesto en las normas peruanas: El giro del peralte se hará en general, alrededor del eje de la calzada. En los casos especiales, como por ejemplo en terreno excesivamente llano, cuando se desea resaltar la curva, puede realizarse el giro alrededor del borde interior.

Transición del peralte para curvas circulares simples: La sección transversal de la calzada tiene una inclinación diferente según sea el alineamiento recto ó curvo.

Para pasar de una sección con bombeo a otra con peralte debe haber un cambio de la inclinación transversal de la calzada que no debe ser brusco, sino gradual. Este tramo de transición gradual es lo que se llama transición del peralte.

La longitud de desarrollo del peralte la podemos dividir en dos partes:

- 1. La longitud tangencial (tangent runoff),** que es la longitud de vía necesaria para llevar la sección de la vía de pendiente transversal en bombeo a pendiente transversal cero (plana).
- 2. La longitud de transición del peralte (superelevation runoff),** que es la longitud de vía necesaria para llevar la sección de la carretera de pendiente transversal cero (sección plana) a la sección peraltada con el peralte final a usar en la curva.

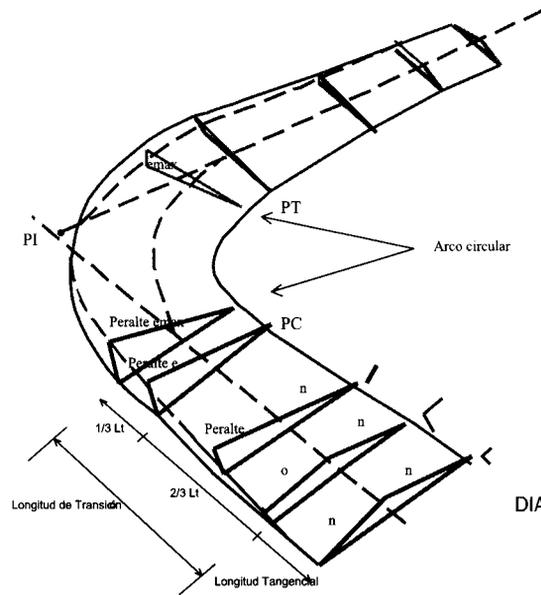
Ambas longitudes van una a continuación de otra.

Para la ubicación de la longitud de transición del peralte, la forma más usual es colocar $2/3$ de L antes del PC de la curva y $1/3$ L después del PC de la curva. En la salida de la curva, $1/3$ L antes del PT y $2/3$ L después del PT.

Luego de ser ubicadas la longitud de transición del peralte en la entrada y la salida de las curvas, se ubica la longitud tangencial.

Otro método para ubicar la longitud de transición del peralte es ubicarla totalmente antes del PC y la otra comenzando en el PT.

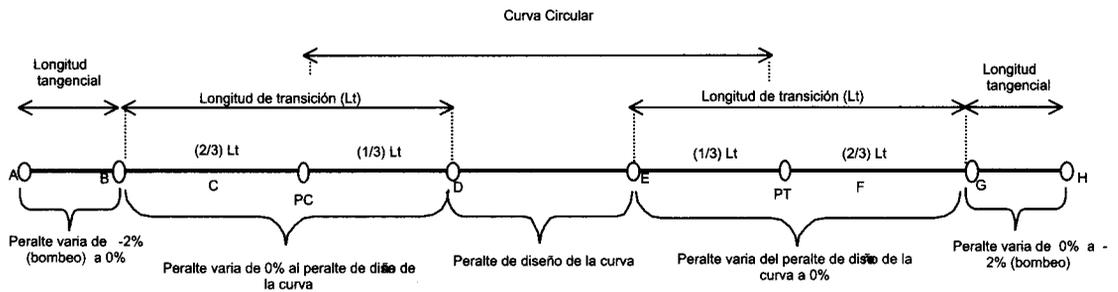
Las gráficas siguientes pueden orientar lo explicado anteriormente .



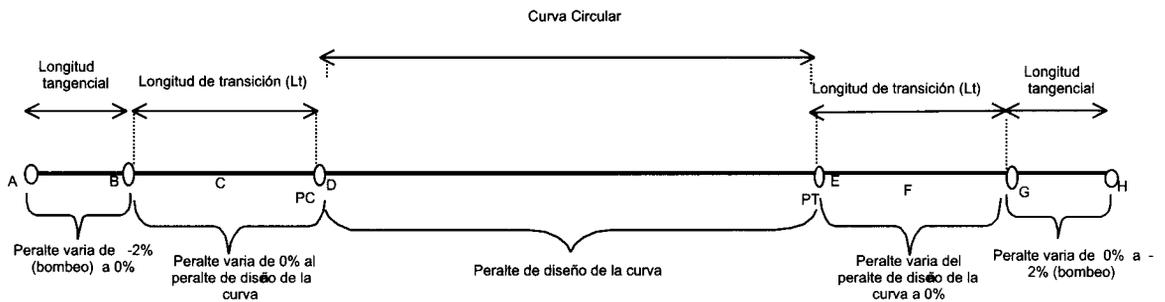
DIAGRAMAS DE TRANSICIÓN DEL PERALTE

Ubicación desarrollo del peralte en la curva circular simple:

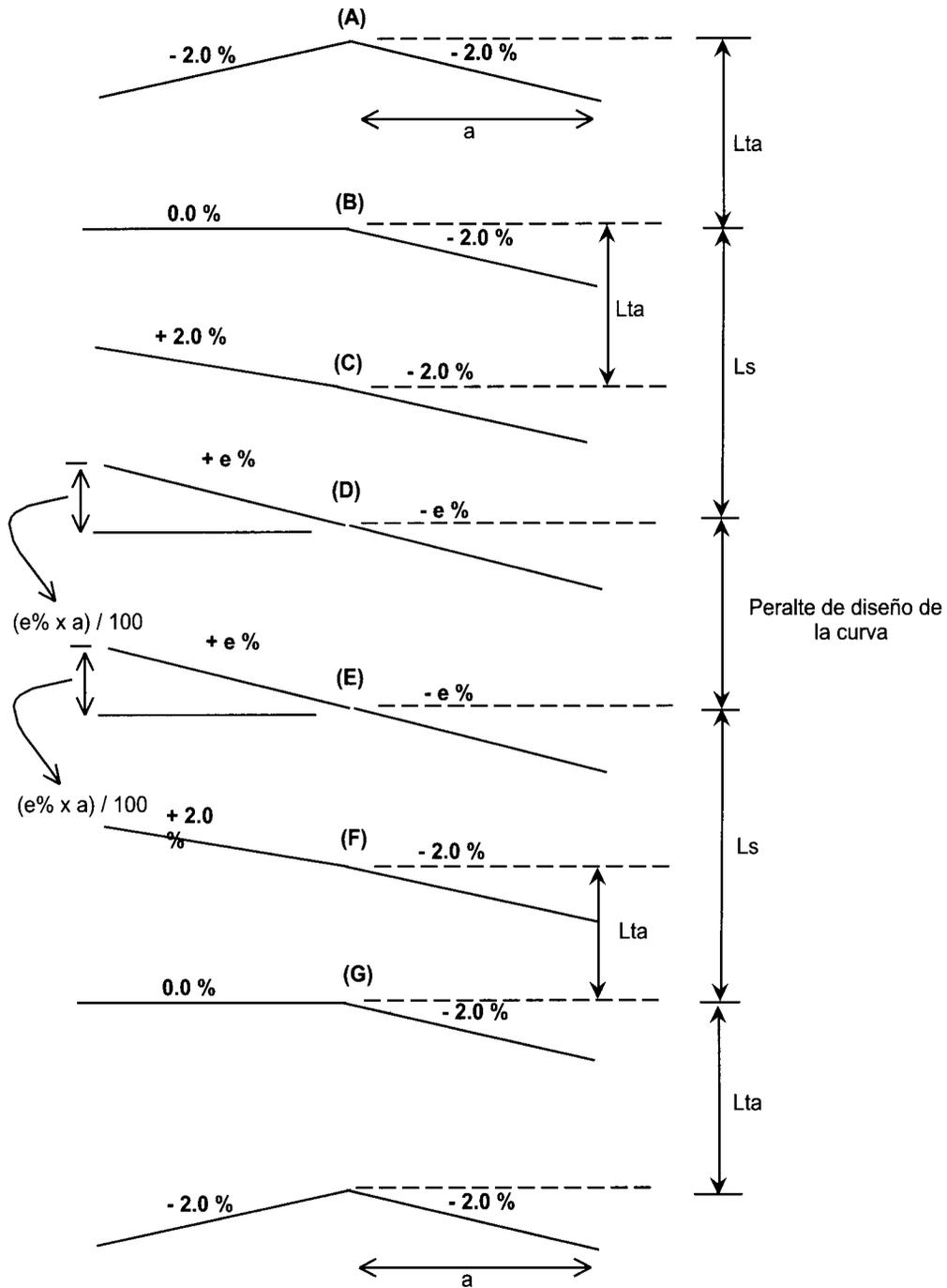
A) Ubicando la transición en tramo recto y tramo curvo (el más usual).



B) Ubicando la transición en la subtangente :



C) Secciones transversales de tramo de peralte curva circular simple:



Valores de radio por encima de los cuales no es indispensable peralte

V (Km /hr)	30	40	50	60	70	80	90	100
R (mt)	1000	1400	1800	2300	2800	3400	4100	5000

Cálculo longitud de transición del peralte y de la longitud tangencial para curvas circulares simples

Método AASHTO

Pendientes relativas entre el borde exterior de la plataforma y el eje de la vía en carreteras de dos carriles para transición del peraltado

Veloc (Km/hr)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Δ (%)	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50	0.47	0.44	0.41	0.38	0.35

Δ = Máxima diferencia de pendiente entre el borde exterior y la línea media de una vía de dos carriles

Fuente : A Policy on Geometric Design of highways and streets, 2001.

Longitud mínima de transición del peralte (superelevation runoff)

$$L_r = \frac{(Wn_1) e_d (b_w)}{\Delta}$$

L_r = (Longitud mínima de superelevation runoff)

Δ = (max. gradiente relativo en por ciento)

n_1 = (Numero de carriles rotados)

b_w = (Factor de ajuste por numero de carriler rotados)

w = (Ancho de carril en mt , típicamente 3.60 mt)

e_d = (Tasa de peralte de diseño en por ciento)

No. de carriles rotados (n_1)	Factor de ajuste (b_w)	Long. de incremento relativa a un carril rotado ($n_1 b_w$)
1	1.00	1.00
1.5	0.83	1.25
2	0.75	1.50
2.5	0.70	1.75
3	0.67	2.01
3.5	0.64	2.24

Longitud mínima de la longitud tangencial (tangente runoff)

$$L_t = \frac{e_{nc}}{e_d} (L_r)$$

L_t = (Longitud mínima de tangente runoff)
 e_{nc} = (pendiente normal transversal en por ciento)
 e_d = (tasa de peralte de diseño)
 L_r = (longitud mínima de superelevation runoff, en mt)

EJEMPLO:

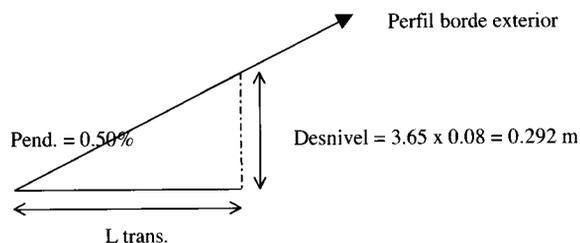
Calzada de 2 carriles de 3.65 m de ancho, 8% de peralte, velocidad de diseño = 80Km/hr

El desnivel a uno y otro lado del eje = $3.65 \times 0.08 = 0.292$ m

En la tabla, la pendiente relativa entre el borde de la calzada y el eje de la vía debe ser: 0.50%, entonces:

Longitud transición del peralte >>>>>> $0.292 = L \times 0.005$

$$L = 58 \text{ m}$$

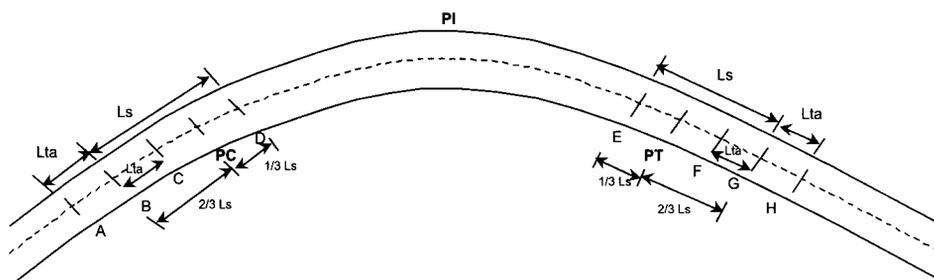


Ver tablas páginas 40-44 Manual Tablas, Gráficos y Fórmulas de Diseño Vial

Para las tablas mencionadas arriba, tomar en cuenta lo siguiente en la determinación de la longitud de transición del peralte :

- Para calzadas no divididas de 4 carriles: multiplicar valor por 1.5
- Para calzadas no divididas de 6 carriles: multiplicar valor por 2.0

Fórmulas para el cálculo de los puntos de desarrollo del peralte en curvas circulares simples :



L_{ta} = Longitud tangencial

L_s = Longitud transición del peralte

$A = PC - 2/3 L_s - L_{ta}$

$B = PC - 2/3 L_s = A + L_{ta}$

$C = B + L_{ta}$

$D = PC + 1/3 L_s$

$E = PT - 1/3 L_s$

$F = PT + 2/3 L_s - L_{ta} = G - L_{ta}$

$G = PT + 2/3 L_s = H - L_{ta}$

$H = PT + 2/3 L_s + L_{ta}$

EJEMPLO:

Datos :

Radio = 80.00 mt

$P_c = 0+851.20$

$P_t = 0+903.41$

Peralte curva = 8.00%

Ancho carril rotado = 3.65 mt

Gradiente relativo = 0.77%

Bombeo = 2.00%

Longitud transición peralte :

$L_{tr} = 37.92$ mt

L_{tr} a usar = 39.00 mt (Múltiplo de 3)

$$L_r = \frac{(Wn_l) e_d (b_w)}{\Delta}$$

Longitud tangencial : $L_t = \frac{e_{nc}}{e_d} (L_r)$

Lta = 9.75 mt

Puntos de peralte :

A = PC - 2/3 Ltr - Lta = 0+815.45

B = PC - 2/3 Ltr = A + Lta = 0+825.20

C = B + Lta = 0+834.95

D = PC + 1/3 Ltr = 0+864.20

E = Pt - 1/3 Ltr = 0+890.41

F = PT + 2/3 Ltr - Lta = G - Lta = 0+919.66

G = PT + 2/3 Ltr = H - Lta = 0+929.41

H = PT + 2/3 Ltr + Lta = 0+939.16

Peralte en cada punto :

Punto	Estación	Peralte -2.00%	Peralte +5.33%
A	0+815.45	-2.00%	-2.00%
B	0+825.20	-2.00%	0.00%
C	0+834.95	-2.00%	2.00%
PC	0+851.20	-5.33%	5.33%
D	0+864.20	-8.00%	8.00%
E	0+890.41	-8.00%	8.00%
PT	0+903.41	-5.33%	5.33%
F	0+919.66	-2.00%	2.00%
G	0+929.41	-2.00%	0.00%
H	0+939.16	-2.00%	-2.00%

Para calcular valores de peraltes intermedios interpolamos.

Transición del peralte para curvas con espirales

En las curvas con espirales, la longitud de transición del peralte coincide con la curva espiral, por lo que la misma longitud de la espiral puede ser usada como longitud de transición del peralte.

La longitud tangencial la calculamos con la siguiente fórmula :

$$L_t = \frac{e_{nc}}{e_d} (L_s)$$

Donde:

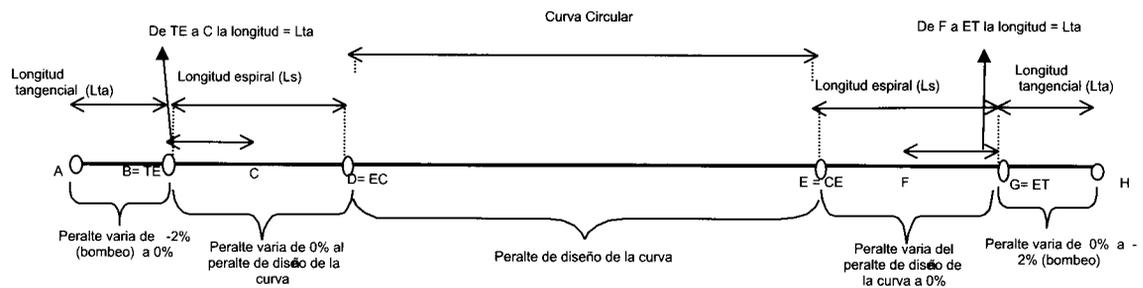
L_t = (Longitud mínima de tangente runout) = longitud tangencial

e_{nc} = (pendiente normal transversal en por ciento)

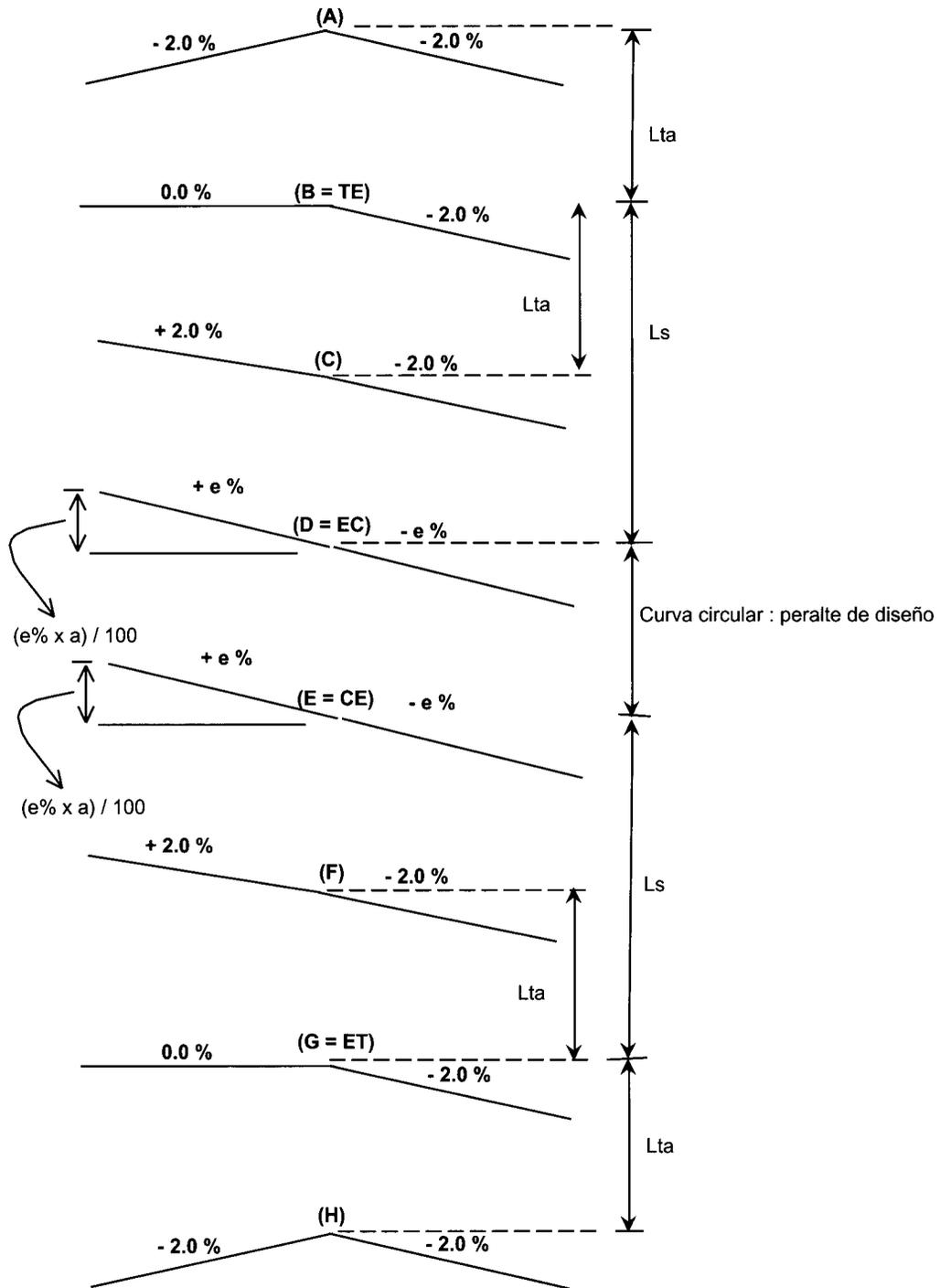
e_d = (tasa de peralte de diseño)

L_s = (longitud de la espiral, en mt)

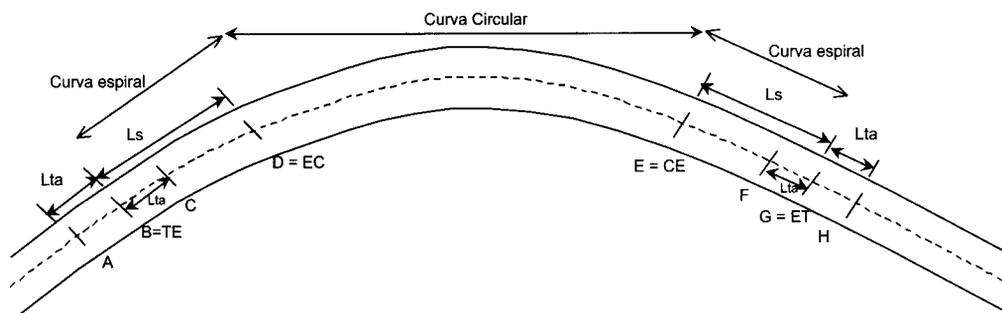
Ubicación desarrollo del peralte en la curva circular con espirales :



Secciones Transversales curva circular con espirales peraltadas :



Fórmulas para el cálculo del desarrollo del peralte en curvas con espirales



L_{ta} = Longitud tangencial

L_s = Longitud transición del peralte = longitud de la espiral de transición.

$$A = D - L_s - L_{ta}$$

$$C = B + L_{ta}$$

$$F = E + L_s - L_{ta} = G - L_{ta}$$

$$H = E + L_s + L_{ta}$$

EJEMPLO:

Datos:

$$V_{dis} = 80 \text{ Km/hr}$$

$$\text{Radio} = 300.00 \text{ mt}$$

$$TE = 10+420.52$$

$$EC = 10+500.52$$

$$CE = 10+665.45$$

$$ET = 10+745.45$$

$$\text{Peralte curva} = 9.00\%$$

$$\text{Bombeo} = 2.00\%$$

Longitud transición peralte :

$$L_{s(\min)} = \text{Longitud espiral} = 73.16 \text{ mt}$$

$$L_s \text{ a usar} = 80.00 \text{ mt}$$

Longitud tangencial :

$$L_t = \frac{e_{nc}}{e_d} (L_s)$$

$L_{ta} = 17.78 \text{ mt}$

$L_{ta} \text{ a usar} = 20.00 \text{ mt}$

Puntos de peralte :

$A = D - L_s - L_{ta} = 10+400.52$

$C = B + L_{ta} = 10+440.52$

$F = E + L_s - L_{ta} = G - L_{ta} = 10+725.45$

$H = E + L_s + L_{ta} = 10+765.45$

Peralte en cada punto:

Punto	Estación	Peralte borde interior	Peralte borde exterior
A	10+400.52	-2.00%	-2.00%
B = TE	10+420.52	-2.00%	0.00%
C	10+440.52	-2.00%	2.00%
D = EC	10+500.52	-9.00%	9.00%
E = CE	10+665.45	-9.00%	9.00%
F	10+725.45	-2.00%	2.00%
G = ET	10+745.45	-2.00%	0.00%
H	10+765.45	-2.00%	-2.00%

Para valores intermedios de peralte entre C y D, y entre E y F interpolamos .

SOBREANCHO: Ancho adicional que le damos a la calzada en las curvas horizontales para posibilitar el desplazamiento de los vehículos con seguridad y comodidad.

En las curvas circulares simples, el sobreancho debe estar en todo lo largo de la curva, ó sea, desde el PC al PT. Independientemente de cómo el sobreancho es aplicado, la línea del centro (eje) debe ser colocada en el centro del pavimento sobreanchado.

En las curvas que poseen curvas de transición, el sobreancho debe ser colocado en la parte interior de la curva ó dividida igualmente en la parte exterior e interior.

$$S = [(R_c - \sqrt{(R_c^2 - L^2)}] \times N + V_{dis} / (10\sqrt{R_c})$$

S = Sobreancho (metros)

R_c = radio de curva (metros)

L = Distancia entre el eje trasero y la parte delantera del vehículo = 6 metros.

N = Número de carriles.

V_{dis} = velocidad de diseño (Km/hr).

Si el sobreancho (S) es menor de 0.30 m, no es obligatorio aplicarlo.

- Ver páginas 23 y 24 manual M-012 SEOPC
- Ver páginas 48-50 Manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas de Diseño Vial

Desarrollo del sobreancho:

El sobreancho en las curvas lo vamos a repartir en forma lineal empleando la longitud de transición del peralte. El sobreancho en cualquier punto lo vamos a determinar con la siguiente relación:

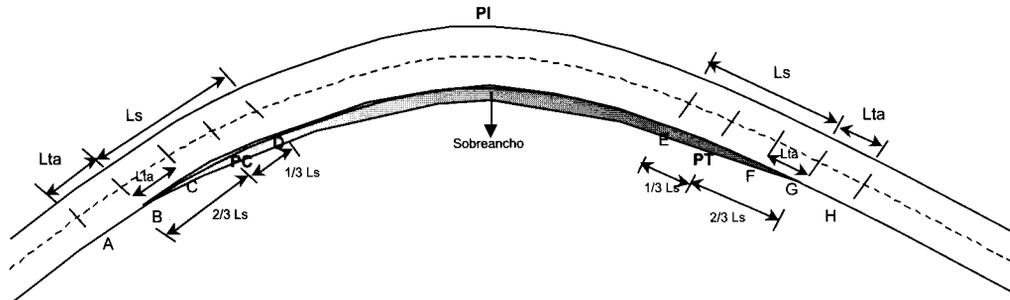
$$S_n = \frac{S}{L_s} \times L_n$$

S_n = sobreancho en cualquier punto (mt)

S = Sobreancho calculado para la curva (mt)

L_n = Longitud arbitraria para determinar el sobreancho (mt) (Desde B a D y desde G a E)

L_s = Longitud de transición del peralte

Sobreancho en curvas circulares simples :**EJEMPLO:****Datos:**

Vdis =	50 Kph
Radio =	80.00 mt
Pc =	0+839.14
Pt =	0+913.23
Carriles =	2 uds
Peralte curva =	8.00%
Ancho carril rotado =	3.65 mt
Gradiente relativo =	0.77%
Bombeo =	2.00%

Longitud transición peralte:

Ltr =	37.92 mt
Ltr a uasr =	39.00 mt (Múltiplo de 3)

Longitud tangencial:

Lta =	9.75 mt
-------	---------

Puntos de peralte :

A = PC - 2/3 Ltr - Lta =	0+803.39
B = PC - 2/3 Ltr = A + Lta =	0+813.14
C = B + Lta =	0+822.89
D = PC + 1/3 Ltr =	0+852.14
E = Pt - 1/3 Ltr	0+900.23
F = PT + 2/3 Ltr - Lta = G - Lta =	0+929.48
G = PT + 2/3 Ltr = H - Lta =	0+939.23
H = PT + 2/3 LTr + Lta =	0+948.98

Sobreancho:

$$S = [(R_c - \sqrt{(R_c^2 - L^2)}] \times N + V_{dis} / (10 \sqrt{R_c})$$

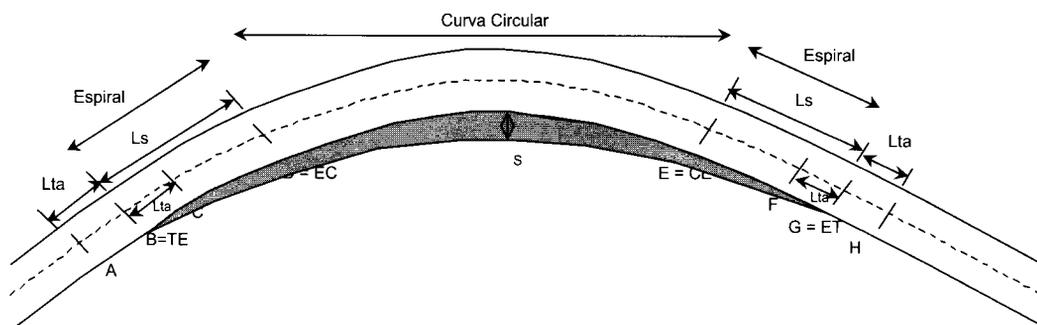
Sobreancho = 1.36 mt

Tabla desarrollo sobreancho**De B a D**

Punto	Estación	Ln	Sn
B	0+813.14	0.00	0.00
C	0+822.89	9.75	0.34
PC	0+839.14	26.00	0.91
D	0+852.14	39.00	1.36

De G a E

G	0+939.23	0.00	0.00
F	0+929.48	9.75	0.34
PT	0+913.23	26.00	0.91
E	0+900.23	39.00	1.36

Sobreancho en curvas con espirales:**CASO 1: Todo el Sobreancho en lado interno de la curva:**

EJEMPLO:**Datos:**

V dis =	80 Km/hr
Radio =	300.00 mt
Carriles =	2 uds
TE =	10+420.52
EC =	10+500.52
CE =	10+665.45
ET =	10+745.45
Peralte curva =	9.00%
Bombeo =	2.00%

Longitud transición peralte:

$$Ls(\text{min}) = \text{Longitud espiral} = 73.16 \text{ mt}$$

$$Ls \text{ a usar} = 80.00 \text{ mt}$$

Longitud tangencial:

$$L_t = \frac{e_{nc}}{e_a} (L_s)$$

$$Lta = 17.78 \text{ mt}$$

$$Lta \text{ a usar} = 20.00 \text{ mt}$$

Puntos de peralte:

$$A = D - Ls - Lta = 10+400.52$$

$$C = B + Lta = 10+440.52$$

$$F = E + Ls - Lta = G - Lta = 10+725.45$$

$$H = E + Ls + Lta = 10+765.45$$

Sobreechancho:

$$S = [(R_c - \sqrt{(R_c^2 - L^2)}] \times N + V_{dis} / (10 \sqrt{R_c})$$

$$\text{Sobreechancho} = 0.68 \text{ mt}$$

$$S_n = \frac{S}{L_s} \times L_n$$

Tabla de desarrollo de sobreaancho

Punto	Estación	L_n	S_n
B = TE	10+420.52	0.00	0.00
C	10+440.52	20.00	0.17
D = EC	10+500.52	80.00	0.68
G = ET	10+745.45	0.00	0.00
F	10+725.45	20.00	0.17
E = CE	10+665.45	80.00	0.68

CASO 2: La mitad del sobreaancho a ambos lados de la curva :

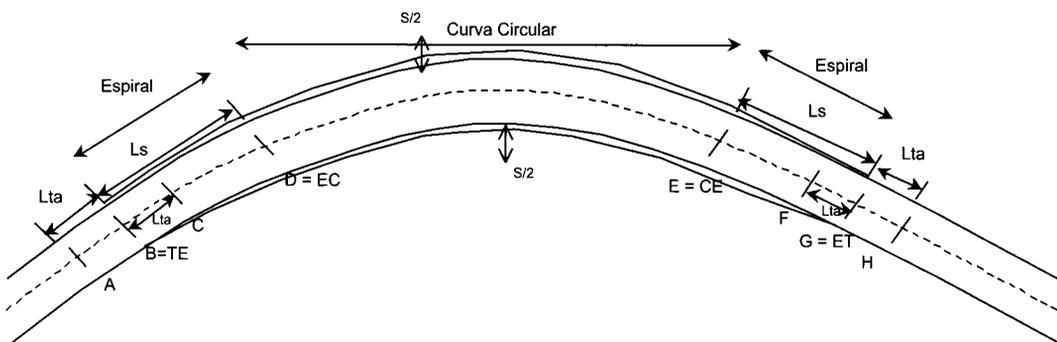


Tabla de desarrollo de sobreaancho

Punto	Estación	L_n	S_n	$S_n/2$
B = TE	10+420.52	0.00	0.00	0.00
C	10+440.52	20.00	0.17	0.09
D = EC	10+500.52	80.00	0.68	0.34
G = ET	10+745.45	0.00	0.00	0.00
F	10+725.45	20.00	0.17	0.09
E = CE	10+665.45	80.00	0.68	0.34

Visibilidad de las curvas horizontales: En curvas que estén localizadas en corte ó que presenten obstáculos en su parte interior que limiten la visibilidad, se debe garantizar al menos que sea visible una distancia igual a la de visibilidad de parada.

Hay varias maneras para resolver este problema:

- 1) Haciendo un corte adicional, moviendo el talud de corte.
- 2) Modificando el radio de la curva.
- 3) Eliminando el obstáculo.

Para el caso 1, la distancia para desplazar el talud interno se calcula de la siguiente manera:

$$M = (Dp)^2 / 8R_c$$

M = distancia al borde del talud, medido desde el eje del carril (metros).

Dp = distancia de parada (metros).

Rc = radio de curva (metros).

- Ver figura No. 10, página 25 manual M-012 SEOPC ó
- Ver figura página 51 Manual de Tablas, Gráficos y Fórmulas de Diseño Vial

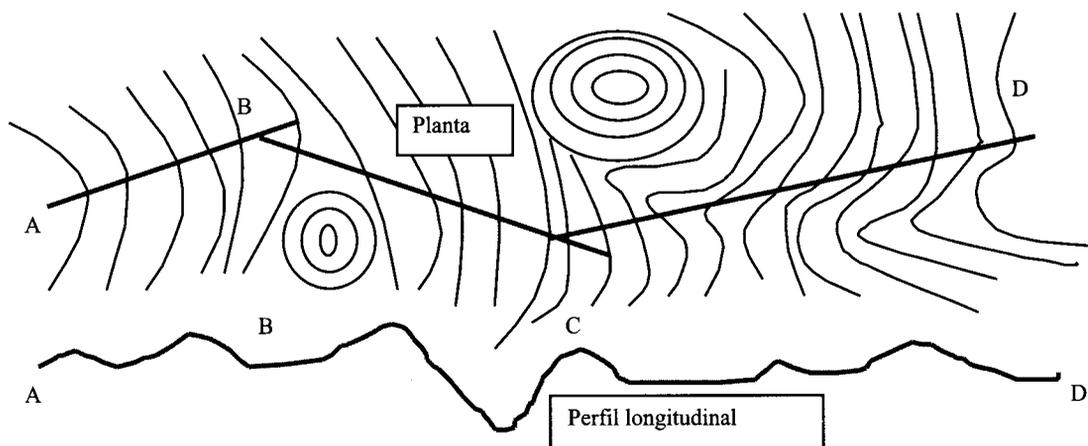
Tema 8

Trazado en elevación y secciones transversales

Si proyectamos sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la subrasante, obtenemos el alineamiento vertical.

En el perfil longitudinal podemos darnos cuenta gráficamente de la configuración del terreno ya que se indican las cotas de cada una de las estaciones y al unirse esos puntos nos muestra como varía el terreno a lo largo del recorrido de la vía.

Las abscisas representan el cadenamamiento y las ordenadas las cotas ó elevaciones del terreno.



Ver páginas 5 y 6, manual M-012 de la SEOPC.

- Generalmente el perfil longitudinal lo dibujamos en las siguientes escalas:
 - Vertical: 1:100 ó 1:200
 - Horizontal: 1:1000 ó 1:2000

Trazado de la rasante o subrasante



Cálculo de la pendiente:

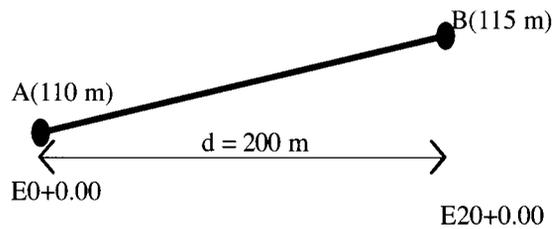
$$P\% = \frac{(hf - hi)}{d} \times 100$$

hf = cota final de una tangente

hi = cota inicial de una tangente

d = distancia que separa ambos extremos de una tangente

Sea el punto A la estación de inicio de nuestra vía, en este caso podría ser la E 0+0.00, y sea el punto B otra estación, la E 20+0.00. La cota del punto A es 110 m y la cota del punto B es 115 m.



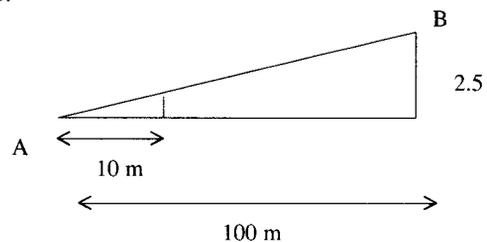
$$\Delta h = 115 - 110 = 5 \text{ m}$$

$$p\% = (5/200) \times 100 = 2.5\%$$

Si queremos obtener la cota o elevación cada 10 metros:

Si en 100 metros sube o baja 2.5 metros, ¿cuánto sube o baja en 10 metros?

$$\begin{array}{l} 100 \text{ ---} \text{---} \text{---} \text{---} 2.5 \\ 10 \text{ ---} \text{---} \text{---} \text{---} X \end{array}$$



$$X = (10 \times 2.5) / 100 = 0.25 \text{ m}$$

Entonces, a la cota en A le sumamos o le restamos 0.25m según sea la pendiente positiva o negativa.

- **Otra forma es la siguiente:** a la pendiente por ciento la dividimos entre 10 y este número nos da lo que sube o baja la rasante, cuando las estaciones están cada 10 metros.

Cuando se lo vamos restando o sumando a la cota inicial de la rasante que estamos calculando, se debe llegar al final con la cota del punto “B” de esa rasante.

El trazado en elevación está constituido por tangentes rectas unidas con curvas parabólicas.

Al trazar la subrasante de la vía debemos tomar en cuenta las pendientes máximas, pendientes mínimas y las longitudes críticas de pendientes.

Pendiente mínima: es aquella que garantice el drenaje de las aguas.

En cortes: 0.5%

En rellenos elevados: teóricamente 0%, pero es aconsejable usar valores mayores de 0.3 %.

Pendiente máxima: Generalmente 7%.

Pendientes máximas recomendables (Normas Venezolanas)

Velocidad de diseño (Km/hr)								
Topografía	50	65	80	95	105	110	120	130
Plana	6	5	4	3	3	3	3	3
Ondulada	7	6	5	4	4	4	4	4
Montañosa	9	8	7	6	6	5	–	–

- Para República Dominicana podemos utilizar los siguientes criterios de pendientes máximas:

Tipo de carretera	Pendiente máxima (%)
Troncal	6-7
Regional	8
Local	10
Caminos vecinales	16

Longitudes críticas de pendientes

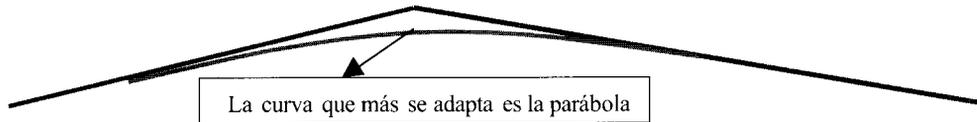
Pendiente (%)	3	4	5	6	7	8
Longitud crítica de subida (mt)	500	350	245	200	170	150

- Al trazar la subrasante, debemos tratar de que exista compensación entre los cortes y los rellenos a realizar.

- Se debe procurar que las curvas verticales no coincidan con las horizontales, especialmente si son curvas verticales convexas o en cresta.

Curvas verticales:

Estas curvas enlazan dos tangentes consecutivas para hacer más gradual el paso de una tangente a otra.



Cuando usar o calcular curvas verticales:

Según el manual M-012 de SEOPC se deben usar cuando la diferencia algebraica de las pendientes de entrada y salida sea mayor o igual a 1% en superficies con pavimentos de hormigón hidráulico o asfáltico; y cuando la diferencia de las pendientes sea mayor o igual a 2% para los otros tipos de pavimentos.

- *Se recomienda calcularlas para una diferencia algebraica de pendientes > de 0.5%*

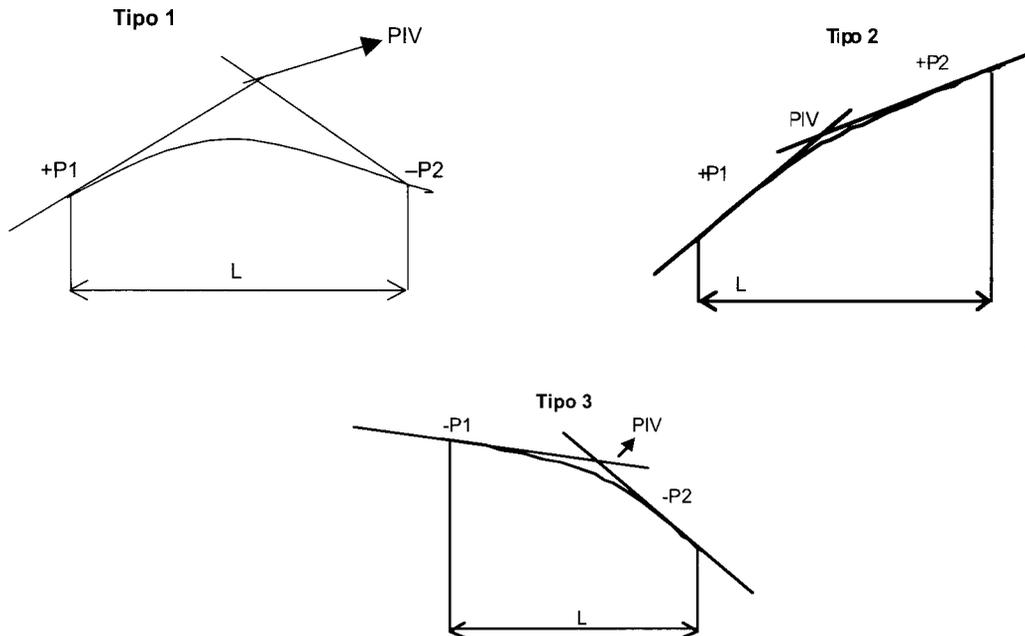


CURVA VERTICAL EN CARRETERA JARABACOA

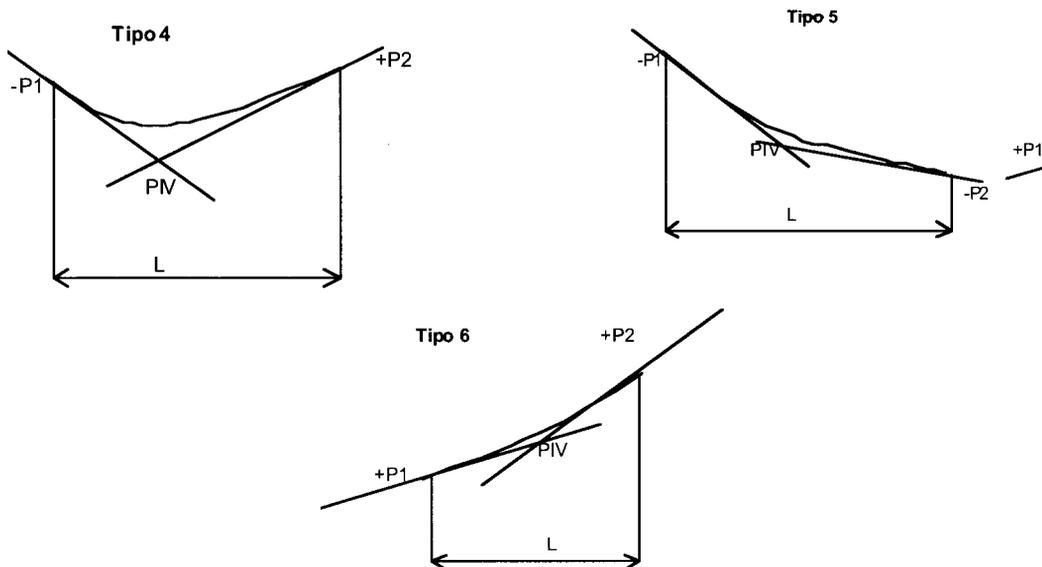
Tipos de curvas verticales:

Pueden ser **convexas** o en cresta y **cóncavas** o columpio.

Tipos de Curvas Convexas:



Tipos de curvas cóncavas:



Longitud de las curvas verticales: Se determina para las curvas cóncavas y convexas tratando de satisfacer las condiciones de distancias de visibilidad de parada ó rebase.

El manual de AASHTO de 2001 nos muestra las siguientes relaciones para calcular la longitud mínima de la curva vertical:

• **Curvas convexas con distancia de visibilidad de frenado:**

Cuando $S < L$: $L = (AS^2) / 658$

Cuando $S > L$: $L = 2 S - (658/A)$

S = Distancia de visibilidad de parada.

A = valor absoluto de la diferencia algebraica de pendientes = abs (P2 – P1).

VD (Km/hr)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
DVP (S) (mt)	20	35	50	65	85	105	130	160	185	220	250	285

• **Curvas convexas con distancia de visibilidad de rebase:**

Cuando $S < L$: $L = (AS^2) / 864$

Cuando $S > L$: $L = 2 S - (864/A)$

S = Distancia de visibilidad de rebase.

A = valor absoluto de la diferencia algebraica de pendientes = abs (P2 – P1).

VD (Km/hr)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
DVR (S) (mt)	200	270	345	410	485	540	615	670	730	775	815

• **Curvas cóncavas:**

Cuando $S < L$: $L = (AS^2) / (120 + 3.5S)$

Cuando $S > L$: $L = 2 S - [(120 + 3.5 S) / A]$

S = Distancia de visibilidad .

A = valor absoluto de la diferencia algebraica de pendientes = abs (P2 – P1).

VD (Km/hr)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
DVP (S) (mt)	20	35	50	65	85	105	130	160	185	220	250	285

También podemos utilizar el siguiente método:

Longitud mínima:

$$L_{\min} = A \times K$$

A = Diferencia algebraica de las pendientes

K = Constante que depende de las distancias de visibilidad y de las características geométricas de la curva.

Valores recomendados de K para calcular curvas verticales

• **Curvas Verticales Convexas con distancia de visibilidad de parada:**

VD (Km/hr)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
K	1	2	4	7	11	17	26	39	52	74	95	124

• **Curvas verticales Convexas con distancia de visibilidad de rebase:**

VD (Km/hr)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
K	46	84	138	195	272	338	438	520	617	695	769

• **Curvas cóncavas:**

VD (Km/hr)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
K	3	6	9	13	18	23	30	38	45	55	63	73

Uso de gráficas para hallar la longitud de la curva vertical

1) Para curvas cóncavas:

Ver gráfico pág. 35, M-012 de SEOPC

Entro en la gráfica con la velocidad directriz, trazo una línea horizontal, toco la curva de la diferencia algebraica de pendientes y luego bajo con una línea vertical hasta el valor que me indicará la longitud mínima de la curva vertical cóncava.

2) Para curvas convexas:

- Cuando no exista distancia de visibilidad de rebase en el trazado en planta, usar **gráfico # 12 de la página 33, manual M-012 SEOPC.**
- Si en el tramo existe distancia de visibilidad de rebase en planta, debemos garantizarla en elevación, entonces, usar **gráfico # 13 de la página 34, manual M-012 SEOPC.**

Tanto para cóncavas como para convexas ver gráficas págs. 55-58, Manual de Gráficas y Fórmulas de Diseño Vial.

Se pueden adoptar valores mayores a los mínimos calculados por los gráficos y la fórmula.

RECOMENDACIONES:

- 1) Ubicar los PIV en estaciones enteras.
- 2) Establecer longitudes de curva vertical múltiplo de 20.

Según como se distribuya la longitud, la curva vertical puede ser simétrica ó asimétrica.

- **La curva es simétrica** si la longitud horizontal del PCV al PIV es igual a la longitud horizontal del PIV al PTV., o sea, las dos ramas de la curva son iguales.
- **La curva es asimétrica** si la longitud horizontal del PCV al PIV es diferente a la longitud horizontal del PIV al PTV, o sea, sus dos ramas son diferentes.

Cálculo de las curvas verticales**Curvas Simétricas****Flecha:**

$$F = (A \times L) / 800$$

Corrección: (Nota: si L es múltiplo de 20 y las estaciones son enteras)

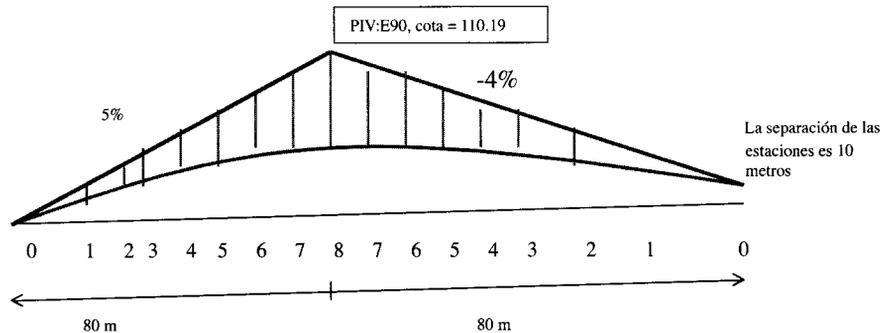
Y' = Corrección
A = dif. Algebraica de pendientes
L = Long. De la curva en metros
E = Número de orden de la estación medido desde el PCV o PTV hacia el PIV

$$Y' = (A \times E^2) / (2L)$$

Si no se cumplen algunas de las recomendaciones dadas anteriormente, usar la siguiente fórmula:

$$Y' = (A \times X^2) / (200L)$$

X= distancia desde el PCV ó PTV hasta el punto donde se calcula la corrección.

EJEMPLO 1:

$$A = P2 - P1$$

$A = -4 - 5 = -9$ >>>>>> Como es negativa, significa que la corrección se resta.

Habrán 8 estaciones de 10 metros a ambos lados de la curva.

$$Y' = (A \times E^2) / (2L)$$

$$Y' = 9 \times E^2 / (2 \times 160)$$

$$Y' = 0.028125E^2$$

$$Y'1 = 0.028125(1)^2 = -0.03$$

$$Y'2 = 0.028125(2)^2 = -0.11$$

$$Y'3 = 0.028125(3)^2 = -0.23$$

Cotas de la rasante:

Rama # 1 : $5\% / 10 = 0.5$ >>>>>> Estaciones de 10 metros, entonces, desde el PIV al PCV va bajando 0.5 cada cota:

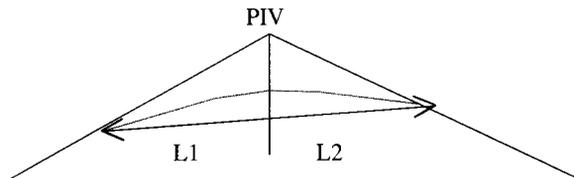
$$E89 = E90 - 0.5 = 110.19 - 0.5 = 109.69$$

$$E88 = E89 - 0.5 = 109.69 - 0.5 = 109.19$$

$$F = AL/800 = (9)(160)/800 = 1.80$$
 >>>>>> Eso dio la corrección bajo el PIV.

Estación	Cota rasante	Corrección	Cota Corregida	Observación
E82	106.19	0.00	106.19	PCV
E83	106.69	-0.03	106.63	
E84	107.19	-0.11	107.08	
E85	107.69	-0.25	107.44	
E86	108.19	-0.45	107.74	
E87	108.69	-0.70	107.99	
E88	109.19	-1.01	108.18	
E89	109.69	-1.38	108.31	
E90	110.19	-1.80	108.39	PIV
E91				
E92				
E93				
E94				
E95				
E96				
E97				
E98				PTV

Curvas asimétricas: se usan solo cuando existe un punto en una de las ramas que limite su longitud, como puede ser el acceso a un puente, etc.



Flecha:

$$F = (A \times L1 \times L2) / (200)(L1 + L2)$$

Correcciones:

Primera rama:

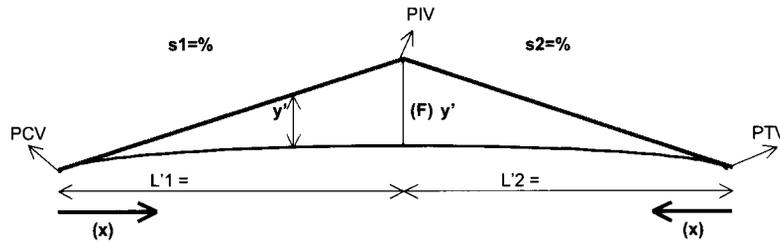
$$Y' = (A)(L2/L1)(E^2) / (2)(L1+L2)$$

Segunda rama:

$$Y' = (A) (L1/L2) (E^2) / (2) (L1+L2)$$

Fórmula general para curvas Simétricas y Asimétricas:

Flecha: Usamos la misma fórmula de la curva asimétrica



Correcciones:

$$Y' = (X/L')^2 \times F$$

- Con los datos del ejemplo # 1 vemos que PCV es E82 y queremos la corrección en la E86, la cual está a 40 metros del PCV, entonces:

$$Y' = (40/80)^2 \times (1.80) = 0.45$$

EJEMPLO # 2

Estación PI E 10+350.00

Cota PI = 150.00

$s_2 = -3.00 \%$

$s_1 = 3.50 \%$

$L_1 = 100.00$

$L_2 = 80.00$

$A = s_2 - s_1 = -6.5$

$F = A * L_1 * L_2 / ((200 * (L_1 + L_2))) = -1.444$ $d = -1.4625$

Separación Estaciones: 10.00 m

Cant. Est. = 11.000

Cant. Est. = 9.000

Rama Izquierda				Rama Derecha			
X0=	0.00	Y'0=	0.00	X0=	0.00	Y'0=	0.00
X1=	10.00	Y'1=	-0.01	X1=	10.00	Y'1=	-0.02
X2=	20.00	Y'2=	-0.06	X2=	20.00	Y'2=	-0.09
X3=	30.00	Y'3=	-0.13	X3=	30.00	Y'3=	-0.20
X4=	40.00	Y'4=	-0.23	X4=	40.00	Y'4=	-0.36
X5=	50.00	Y'5=	-0.36	X5=	50.00	Y'5=	-0.56
X6=	60.00	Y'6=	-0.52	X6=	60.00	Y'6=	-0.81
X7=	70.00	Y'7=	-0.71	X7=	70.00	Y'7=	-1.11
X8=	80.00	Y'8=	-0.92	X8=	80.00	Y'8=	-1.44
X9=	90.00	Y'9=	-1.17	X9=	-	Y'9=	0.00
X10=	100.00	Y'10=	-1.44	X10=	-	Y'10=	0.00
X11=	-	Y'11=	0.00	X11=	-	Y'11=	0.00
X12=	-	Y'12=	0.00	X12=	-	Y'12=	0.00

Ubicación del PC

Estación PI	10,350.000
Sep. Estac.	10.000
L1=	100.000
Cant. Estac.	10.000

Ubicación del PT

Estación PI	10,350.000
Sep. Estac.	10.000
L2 =	80.000
Cant. Estac.	8.000

Cotas de Estaciones Ramal Izquierdo					Cotas de Estaciones Ramal Derecho				
Corrección = 0.350					Corrección= -0.300				
Estación	Observ.	Cotas Rasante	Correción	Cotas corregidas	Estación	Observ.	Cotas Rasante	Correción	Cotas Corregidas
E 10+250.00	PC	146.500	-	146.50	E 10+350.00	PI	150.000	(1.444)	148.56
E 10+260.00	-	146.850	(0.01)	146.84	E 10+360.00	-	149.700	(1.106)	148.59
E 10+270.00	-	147.200	(0.06)	147.14	E 10+370.00	-	149.400	(0.813)	148.59
E 10+280.00	-	147.550	(0.13)	147.42	E 10+380.00	-	149.100	(0.564)	148.54
E 10+290.00	-	147.900	(0.23)	147.67	E 10+390.00	-	148.800	(0.361)	148.44
E 10+300.00	-	148.250	(0.36)	147.89	E 10+400.00	-	148.500	(0.203)	148.30
E 10+310.00	-	148.600	(0.52)	148.08	E 10+410.00	-	148.200	(0.090)	148.11
E 10+320.00	-	148.950	(0.71)	148.24	E 10+420.00	-	147.900	(0.023)	147.88
E 10+330.00	-	149.300	(0.92)	148.38	E 10+430.00	PT	147.600	-	147.60
E 10+340.00	-	149.650	(1.17)	148.48	-	-	-	-	-
E 10+350.00	PI	150.000	(1.44)	148.56	-	-	-	-	-

Nota: Los datos en paréntesis son negativos.

EJEMPLO 3:

L1 = 40 m

L2 = 60 m

PIV = E60 : Cota = 120.44

P1 = 4%

P2 = -5%

Estaciones cada 10 metros.

Calcular la rasante corregida.

$$A = P2 - P1 = -5 - 4 = -9$$

$$L = 40 + 60 = 100 \text{ m}$$

$$F = (AL1L2) / (200)(L1+L2) = (-9)(40)(60) / (200)(100) = -1.08$$

$$Y' = (X/L)^2 \times F$$

$Y'1 = (10/40)^2 \times (-1.08) = -0.07$	$Y'1 = (10/60)^2 \times (-1.08) = -0.03$
$Y'2 = (20/40)^2 \times (-1.08) = -0.27$	$Y'2 = (20/60)^2 \times (-1.08) = -0.12$
$Y'3 = (30/40)^2 \times (-1.08) = -0.60$	$Y'3 = (30/60)^2 \times (-1.08) = -0.27$
$Y'4 = (40/40)^2 \times (-1.08) = -1.08$	$Y'4 = (40/60)^2 \times (-1.08) = -0.48$
	$Y'5 = (50/60)^2 \times (-1.08) = -0.75$
	$Y'6 = (60/60)^2 \times (-1.08) = -1.08$

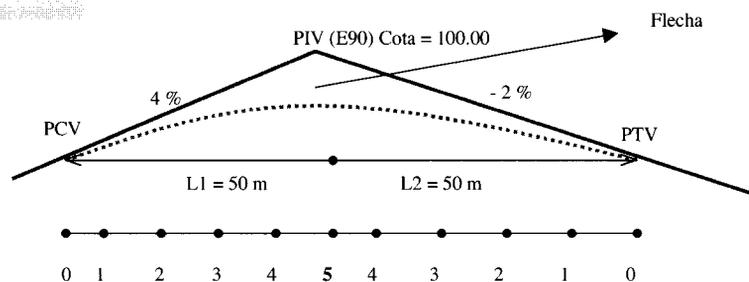
- Las cotas de la rasante sin corregir en el ramal 1:4% / 10 = 0.40>>> porque las estaciones son cada 10 metros.
- Las cotas de la rasante sin corregir en el ramal 2:5% / 10 = 0.50>>> porque las estaciones son cada 10 metros.

Tabla resumen

Estación	Cota Rasante	Corrección	Cota corregida	Observaciones
E56	118.84	0.00	118.84	PCV
E57	119.24	-0.07	119.17	
E58	119.64	-0.27	119.37	
E59	120.04	-0.60	119.44	
E60	120.44	-1.08	119.36	PIV
E61	119.94	-0.75	119.19	
E62	119.44	-0.48	118.96	
E63	118.94	-0.27	118.67	
E64	118.44	-0.12	118.32	
E65	117.94	-0.03	117.91	
E66	117.44	0	117.44	PTV

EJEMPLO # 4

Curva simétrica.



- Curva vertical Convexa
- Curva simétrica

A) Usando el método para la curva simétrica:

1) **Diferencia de pendiente:** $A = P2 - P1 = -2 - (-4) = -6$

2) **Flecha:** $F = (A \times L) / 800 = (-6)(50 + 50) / 800 = (-6)(100)/800 = -0.75$

3) **Correcciones:** Como la curva es simétrica y cada rama mide 50 metros, la dividimos en 5 estaciones de 10 metros cada una.

$$Y' = (AE^2) / 2L$$

$L = L1 + L2 = 50 \text{ m} + 50 \text{ m} = 100 \text{ m}$

Rama Izquierda	Rama derecha
$Y'_0 = (-6)(0)^2 / (2 \times 100) = 0$	$Y'_0 = (-6)(0)^2 / (2 \times 100) = 0$
$Y'_1 = (-6)(1)^2 / (2 \times 100) = -0.03$	$Y'_1 = (-6)(1)^2 / (2 \times 100) = -0.03$
$Y'_2 = (-6)(2)^2 / (2 \times 100) = -0.12$	$Y'_2 = (-6)(2)^2 / (2 \times 100) = -0.12$
$Y'_3 = (-6)(3)^2 / (2 \times 100) = -0.27$	$Y'_3 = (-6)(3)^2 / (2 \times 100) = -0.27$
$Y'_4 = (-6)(4)^2 / (2 \times 100) = -0.48$	$Y'_4 = (-6)(4)^2 / (2 \times 100) = -0.48$
$Y'_5 = (-6)(5)^2 / (2 \times 100) = -0.75 \text{ **}$	$Y'_5 = (-6)(5)^2 / (2 \times 100) = -0.75 \text{ **}$

** Coincide con la flecha

4) Cotas de la rasante:

Rama 1: $4\% / 10 = 0.4$

Como las estaciones son cada 10 metros, dividimos entre 10 la pendiente del tramo. El valor que nos da es lo que sube ó baja en cada estación desde el PIV.

- Cota E 89 = cota E 90 - 0.4 = 100 - 0.4 = 99.60 metros
- Cota E 88 = Cota E 89 - 0.4 = 99.60 - 0.4 = 99.20 metros
- Cota E 87 = cota E 88 - 0.4 = 99.20 - 0.4 = 98.80 metros
- Cota E 86 = cota E 87 - 0.4 = 98.80 - 0.4 = 98.40 metros
- Cota E 85 = cota E 86 - 0.4 = 98.40 - 0.4 = 98.00 metros

Rama 2: $2\% / 10 = 0.20$

- Cota E 91 = cota E 90 - 0.20 = 100 - 0.20 = 99.80 metros
- Cota E 92 = cota E 91 - 0.20 = 99.80 - 0.20 = 99.60 metros
- Cota E 93 = cota E 92 - 0.20 = 99.60 - 0.20 = 99.40 metros

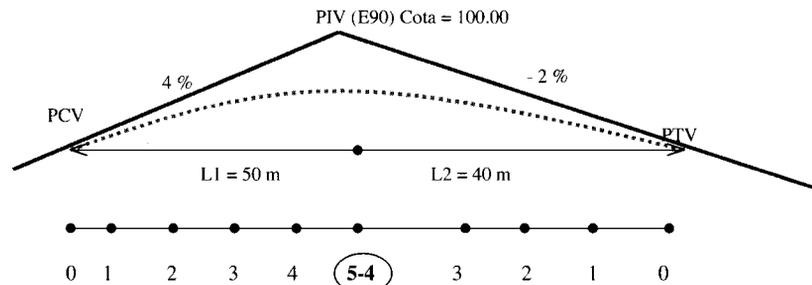
- Cota E 94 = cota E 93 - 0.20 = 99.40 - 0.20 = 99.20 metros
- Cota E 95 = cota E 94 - 0.20 = 99.20 - 0.20 = 99.00 metros

5) Tabulación de resultados

Estación (1)	Cota de la rasante (2)	Corrección (3)	Cota Corregida (2) + (3)	Observaciones
E 85	98.00	0.00	98.00	PCV
E 86	98.40	-0.03	98.37	
E 87	98.80	-0.12	98.68	
E 88	99.20	-0.27	98.93	
E 89	99.60	-0.48	99.12	
E 90	100.00	-0.75	99.25	PIV
E 91	99.80	-0.48	99.32	
E 92	99.60	-0.27	99.33	
E 93	99.40	-0.12	99.28	
E 94	99.20	-0.03	99.17	
E 95	99.00	0.00	99.00	PTV

EJEMPLO # 5

Curva asimétrica



- Curva vertical Convexa
- Curva asimétrica

B) Usando el método para la curva asimétrica:

1) **Diferencia de pendiente:** $A = P2 - P1 = -2 - (-4) = -6$

2) **Flecha:** $F = (A \times L_1 L_2) / 200(L1+L2) = (-6)(50)(40) / (200)(50+40) = -0.67$

3) **Correcciones:** Como las estaciones son cada 10 metros, divido la rama izquierda en 5 partes y la derecha en 4 partes porque $L1 = 50$ metros y $L2 = 40$ metros.

$$Y' = (A)(L_2 / L_1)(E^2) / 2(L_1 + L_2)$$

L1 = 50 metros



L2 = 40 metros

$$Y' = (A)(L_1 / L_2)(E^2) / 2(L_1 + L_2)$$



Rama Izquierda	Rama derecha
$Y'_0 = (-6)(40/50)(0)^2 / (2 \times [50+40]) = 0$	$Y'_0 = (-6)(50/40)(0)^2 / (2 \times [50+40]) = 0$
$Y'_1 = (-6)(40/50)(1)^2 / (2 \times [50+40]) = -0.03$	$Y'_1 = (-6)(50/40)(1)^2 / (2 \times [50+40]) = -0.04$
$Y'_2 = (-6)(40/50)(2)^2 / (2 \times [50+40]) = -0.11$	$Y'_2 = (-6)(50/40)(2)^2 / (2 \times [50+40]) = -0.17$
$Y'_3 = (-6)(40/50)(3)^2 / (2 \times [50+40]) = -0.24$	$Y'_3 = (-6)(50/40)(3)^2 / (2 \times [50+40]) = -0.38$
$Y'_4 = (-6)(40/50)(4)^2 / (2 \times [50+40]) = -0.43$	$Y'_4 = (-6)(50/40)(4)^2 / (2 \times [50+40]) = -0.67 **$
$Y'_5 = (-6)(40/50)(4)^2 / (2 \times [50+40]) = -0.67 **$	

** Coincide con la flecha

4) Cotas de la rasante :

Rama 1: 4 % / 10 = 0.4

Como las estaciones son cada 10 metros, dividimos entre 10 la pendiente del tramo. El valor que nos da es lo que sube ó baja en cada estación desde el PIV.

- Cota E 89 = cota E 90 - 0.4 = 100 - 0.4 = 99.60 metros
- Cota E 88 = Cota E 89 - 0.4 = 99.60 - 0.4 = 99.20 metros
- Cota E 87 = cota E 88 - 0.4 = 99.20 - 0.4 = 98.80 metros
- Cota E 86 = cota E 87 - 0.4 = 98.80 - 0.4 = 98.40 metros
- Cota E 85 = cota E 86 - 0.4 = 98.40 - 0.4 = 98.00 metros

Rama 2: 2% / 10 = 0.20

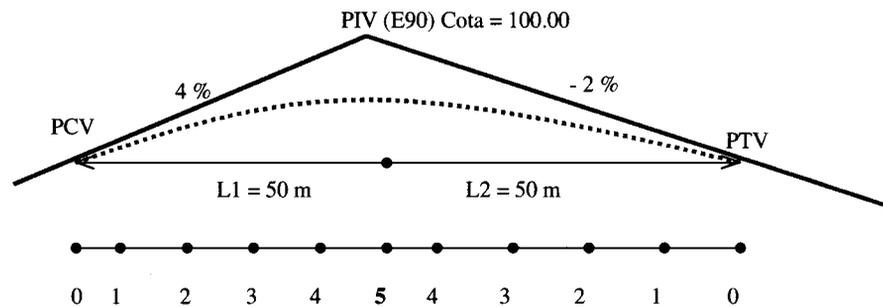
- Cota E 91 = cota E 90 - 0.20 = 100 - 0.20 = 99.80 metros
- Cota E 92 = cota E 91 - 0.20 = 99.80 - 0.20 = 99.60 metros
- Cota E 93 = cota E 92 - 0.20 = 99.60 - 0.20 = 99.40 metros
- Cota E 94 = cota E 93 - 0.20 = 99.40 - 0.20 = 99.20 metros

5) Tabulación de resultados

Estación (1)	Cota de la rasante (2)	Corrección (3)	Cota Corregida (2) + (3)	Observaciones
E 85	98.00	0.00	98.00	PCV
E 86	98.40	-0.03	98.37	
E 87	98.80	-0.11	98.77	
E 88	99.20	-0.24	98.96	
E 89	99.60	-0.43	99.17	
E 90	100.00	-0.67	99.33	PIV
E 91	99.80	-0.38	99.42	
E 92	99.60	-0.17	99.43	
E 93	99.40	-0.04	99.36	
E 94	99.20	0.00	99.36	PTV

EJEMPLO # 6

Curva simétrica



- Curva vertical Convexa
- Curva simétrica

C) Usando el método de la fórmula general

1) Diferencia de pendiente: $A = P_2 - P_1 = -2 - (4) = -6$

2) Flecha: $F = (A \times L_1 L_2) / 200(L_1 + L_2) = (-6)(50)(50) / (200)(50 + 50) = -0.75$

3) Correcciones:

$$Y' = (X / L')^2 \times F$$

Rama Izquierda	Rama derecha
Para $X = 0 \gg Y' = (0/50)^2 / (-0.75) = 0$	Para $X = 0 \gg Y' = (0/50)^2 / (-0.75) = 0$
Para $X = 10 \gg Y' = (10/50)^2 / (-0.75) = -0.03$	Para $X = 10 \gg Y' = (10/50)^2 / (-0.75) = -0.03$
Para $X = 20 \gg Y' = (20/50)^2 / (-0.75) = -0.12$	Para $X = 20 \gg Y' = (20/50)^2 / (-0.75) = -0.12$
Para $X = 30 \gg Y' = (30/50)^2 / (-0.75) = -0.27$	Para $X = 30 \gg Y' = (30/50)^2 / (-0.75) = -0.27$
Para $X = 40 \gg Y' = (40/50)^2 / (-0.75) = -0.48$	Para $X = 40 \gg Y' = (40/50)^2 / (-0.75) = -0.48$
Para $X = 50 \gg Y' = (50/50)^2 / (-0.75) = -0.75$ **	Para $X = 50 \gg Y' = (50/50)^2 / (-0.75) = -0.75$ **

** Coincide con la flecha

4) Cotas de la rasante:

Rama 1: $4\% / 10 = 0.4$

Como las estaciones son cada 10 metros, dividimos entre 10 la pendiente del tramo, el valor que nos da es lo que sube ó baja en cada estación desde el PIV.

- Cota E 89 = cota E 90 - 0.4 = 100 - 0.4 = 99.60 metros
- Cota E 88 = Cota E 89 - 0.4 = 99.60 - 0.4 = 99.20 metros
- Cota E 87 = cota E 88 - 0.4 = 99.20 - 0.4 = 98.80 metros
- Cota E 86 = cota E 87 - 0.4 = 98.80 - 0.4 = 98.40 metros
- Cota E 85 = cota E 86 - 0.4 = 98.40 - 0.4 = 98.00 metros

Rama 2: $2\% / 10 = 0.20$

- Cota E 91 = cota E 90 - 0.20 = 100 - 0.20 = 99.80 metros
- Cota E 92 = cota E 91 - 0.20 = 99.80 - 0.20 = 99.60 metros
- Cota E 93 = cota E 92 - 0.20 = 99.60 - 0.20 = 99.40 metros
- Cota E 94 = cota E 93 - 0.20 = 99.40 - 0.20 = 99.20 metros
- Cota E 95 = cota E 94 - 0.20 = 99.20 - 0.20 = 99.00 metros

5) Tabulación de resultados

Estación (1)	Cota de la rasante (2)	Corrección (3)	Cota Corregida (2) + (3)	Observaciones
E 85	98.00	0.00	98.00	PCV
E 86	98.40	-0.03	98.37	
E 87	98.80	-0.12	98.68	
E 88	99.20	-0.27	98.93	
E 89	99.60	-0.48	99.12	
E 90	100.00	-0.75	99.25	PIV
E 91	99.80	-0.48	99.32	
E 92	99.60	-0.27	99.33	
E 93	99.40	-0.12	99.28	
E 94	99.20	-0.03	99.17	
E 95	99.00	0.00	99.00	PTV

PRÁCTICA: Calcular la curva asimétrica del ejemplo por el método de la fórmula general.

Elevación del punto más alto de la curva vertical

$$X' = (LP_1) / (P_1 - P_2)$$

- Esta fórmula nos da = a X metros del PCv

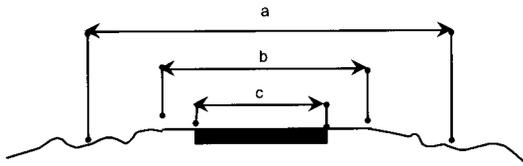
Secciones Transversales

Representan la configuración transversal del terreno con respecto al eje . Son las cotas del terreno tanto a la derecha como a la izquierda del eje a unas distancias consideradas.

Las secciones transversales se dibujan generalmente en escala 1:100 cada 10 metros y en ocasiones cada 20 metros. Se pueden tener secciones transversales a menos distancia de separación de los 10 metros, eso depende de la accidentalidad del terreno.

En el plano se dibujan de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha.

Elementos a tomar en cuenta en el dibujo de la sección transversal:



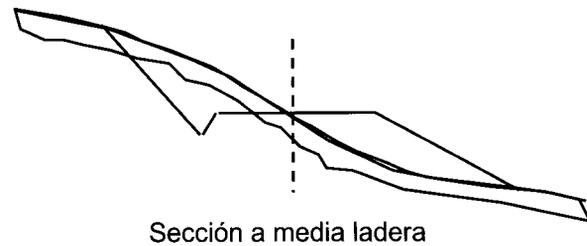
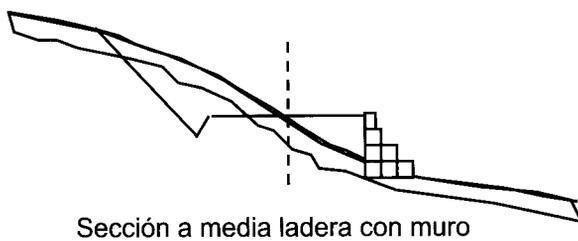
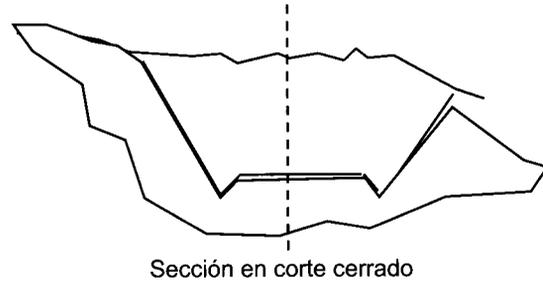
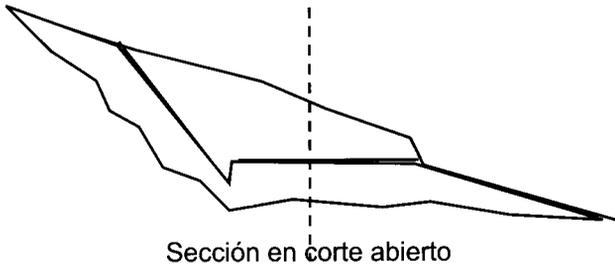
- a) Ancho de la zona del camino o derecho de vía.
- b) Ancho de la explanación (ancho total a construir).
- c) Ancho de la capa de rodadura

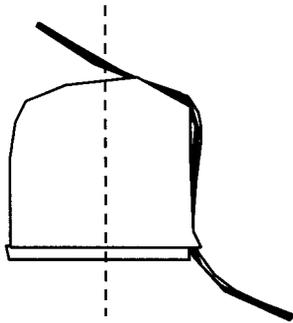
Ejemplo de tabulación de secciones transversales

Distancias a la izquierda del eje				Eje	Distancias a la derecha del eje			
-20	-15	-10	-5	0	5	10	15	20
110.90	110.50	110.25	110.20	110	109.5	109.00	108.50	108.00

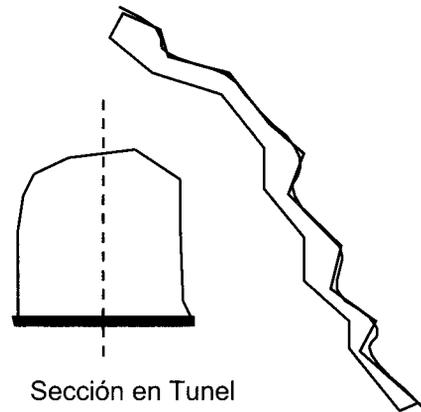
Cotas

Tipos de secciones transversales





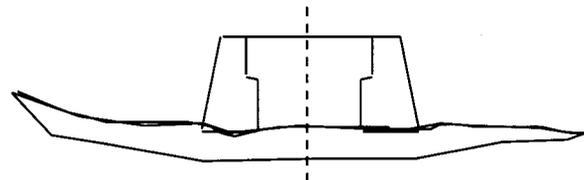
Sección a medio Túnel



Sección en Túnel



Sección de relleno



Sección de relleno sobre muros

Cálculo de cotas de los bordes de la explanada de la vía

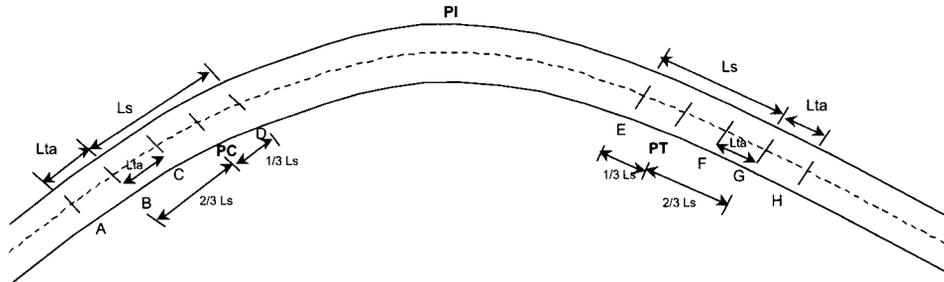
Para fines de construcción de la sección transversal peraltada, es muy importante calcular las cotas en los bordes de la calzada de la vía en estos tramos peraltados.

Vamos a usar las siguientes ecuaciones básicas:

Elemento	Borde	Fórmula
Corrección de la calzada	Interior	Peralte borde interior x ancho carril
Corrección de la calzada	Exterior	Peralte borde exterior x ancho carril
Cotas calzada	Interior	Cota eje + Corrección calzada borde interior
Cotas calzada	Exterior	Cota eje + Corrección calzada borde exterior

Ejemplo para curva horizontal circular simple:

Con los datos del ejemplo de los cálculos de los puntos de la sección transversal peraltada del tema 7 vamos a desarrollar el siguiente ejemplo, aplicando las fórmulas antes explicadas:

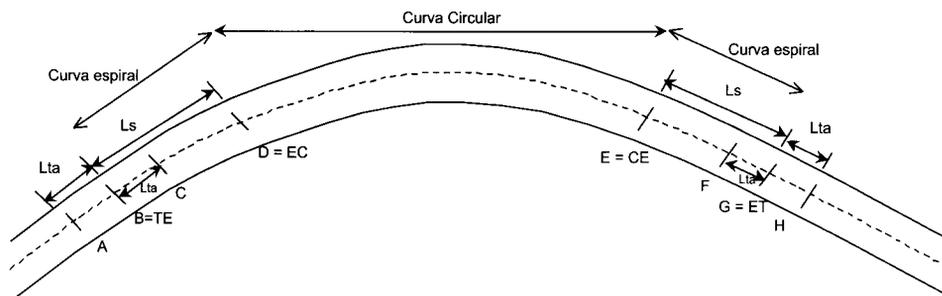


Cotas secciones transversales peraltadas

Punto	Est. (1)	Peralte		Ancho carriles (4)	Cota eje (5)	Corrección calzada		Cotas Calzada	
		Borde interior (2)	Borde exterior (3)			Borde Interior (6) = (2) x (4)	Borde exterior (7) = (3) - x (4)	Borde Interior (8) = (5) + (6)	Borde exterior (9) = (5) + (7)
A	0+815.45	-2.00%	-2.00%	3.60	100.00	-0.072	-0.072	99.93	99.93
B	0+825.20	-2.00%	0.00%	3.60	101.00	-0.072	0.000	100.93	101.00
C	0+834.95	-2.00%	2.00%	3.60	102.01	-0.072	0.072	101.94	102.08
PC	0+851.20	-5.33%	5.33%	3.60	103.03	-0.192	0.192	102.84	103.22
D	0+864.20	-8.00%	8.00%	3.60	104.06	-0.288	0.288	103.77	104.35
E	0+890.41	-8.00%	8.00%	3.60	105.10	-0.288	0.288	104.81	105.39
PT	0+903.41	-5.33%	5.33%	3.60	106.15	-0.192	0.192	105.96	106.34
F	0+919.66	-2.00%	2.00%	3.60	107.21	-0.072	0.072	107.14	107.28
G	0+929.41	-2.00%	0.00%	3.60	108.28	-0.072	0.000	108.21	108.28
H	0+939.16	-2.00%	-2.00%	3.60	109.36	-0.072	-0.072	109.29	109.29

Ejemplo para curva horizontal con espirales:

Con los datos del ejemplo de los cálculos de los puntos de la sección transversal peraltada del tema 7 vamos a desarrollar el siguiente ejemplo, aplicando las fórmulas antes explicadas :



Cotas secciones transversales peraltadas

Punto	Est. (1)	Ferlate		Ancho carriles (4)	Cota eje (5)	Corrección calzada		Cotas Calzada	
		Borde interior (2)	Borde exterior (3)			Borde Interior (6) = (2) x (4)	Borde exterior (7) = (3) - x (4)	Borde Interior (8) = (5) + (6)	Borde exterior (9) = (5) + (7)
A	10+400.52	-2.00%	-2.00%	3.60	100.00	-0.072	-0.072	99.93	99.93
B = TE	10+420.52	-2.00%	0.00%	3.60	101.00	-0.072	0.000	100.93	101.00
C	10+440.52	-2.00%	2.00%	3.60	102.01	-0.072	0.072	101.94	102.08
D = EC	10+500.52	-9.00%	9.00%	3.60	103.03	-0.324	0.324	102.71	103.35
E = CE	10+665.45	-9.00%	9.00%	3.60	104.06	-0.324	0.324	103.74	104.38
F	10+725.45	-2.00%	2.00%	3.60	105.10	-0.072	0.072	105.03	105.17
G = ET	10+745.45	-2.00%	0.00%	3.60	106.15	-0.072	0.000	106.08	106.15
H	10+765.45	-2.00%	-2.00%	3.60	107.21	-0.072	-0.072	107.14	107.14

Tema 9

Movimiento de tierras

El movimiento de tierras es aquel conjunto de actividades que producen las modificaciones necesarias del terreno hasta llegar al nivel de la subrasante.

El movimiento de tierras está constituido principalmente por las siguientes actividades:

- Limpieza, Desmonte y destronque
- Excavación
- Transporte
- Relleno
- **Limpieza, desmonte y destronque:** Es la remoción de todo tipo de vegetación, árboles, troncos, raíces y escombros indeseables dentro del área de la futura carretera.
- **Excavación:** es la remoción y nivelación del material por debajo de la capa vegetal para alcanzar la subrasante deseada ó para construir los elementos de drenaje.

La excavación puede ser **manual** o con **equipos**.

Clasificación de las excavaciones:

Excavación en material inservible: Es la excavación que se realiza en suelos saturados como es el fango, excavación de materia orgánica, como es la capa vegetal y otros tipos de materiales que no son aptos para ser utilizados en rellenos.

Excavación en roca: Es aquella excavación que se realiza en un suelo que se ha clasificado como roca.

Excavación en material no clasificado: Es aquella excavación que se realiza en suelo que no estén clasificados ni como inservible, ni como roca.

Excavación en caja: Son las excavaciones que se realizan para definir la sección del proyecto.

Excavación para estructuras: Son las excavaciones que se realizan para la construcción de las alcantarillas, cimentaciones de puentes, muros colectores, etc.

Excavación de préstamo: es aquella excavación que se realiza en fuentes externas al área de la carretera cuando el material producido en los límites de la carretera no es suficiente ó no es apto para la

conformación de los rellenos, entonces, se aprueban otras fuentes de suministro para poder suplir esa carencia.

- **Transporte:** Es el acarreo que se paga cuando la distancia de transporte de materiales de excavación ó de relleno excede la distancia estipulada como de acarreo libre. Se emplean básicamente palas cargadoras y camiones.
- **Rellenos:** Se utilizan para elevar la rasante de la carretera con respecto al terreno natural. Para realizar los rellenos utilizamos materiales previamente excavados ó materiales de préstamos.

Cambios volumétricos:

Cuando se saca ó se excava un material desde su estado natural, este material experimenta un cambio en su volumen. Ese porcentaje de aumento es lo que llamamos coeficiente de expansión del suelo.

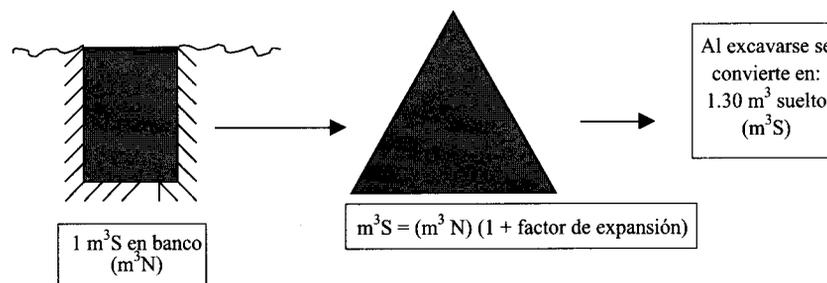
Este coeficiente de expansión depende del tipo de suelo que se excave.

Para los rellenos, cuando se compacta un material, se le reduce el volumen de huecos, el material se reduce de volumen. Ese porcentaje de reducción es lo que se conoce como coeficiente de contracción.

CASO 1: De natural a suelto

EJEMPLO:

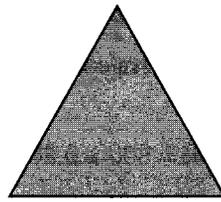
Si tenemos un volumen de 1 m^3 y un coeficiente de expansión de 30%.



CASO 2: De suelto a compacto:

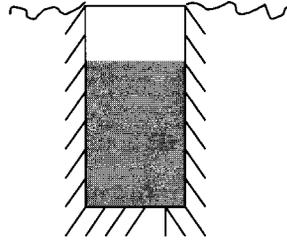
EJEMPLO 2:

Si tenemos un volumen de $1\text{ m}^3\text{S}$ y lo queremos colocar en un relleno, ¿Qué volumen compacto tendremos para un coeficiente de contracción de 25%?



1m³S

$$m^3C = (m^3 S) (1 - \text{factor de contracción})$$



0.75 m³C

CASO 3: De compacto a natural:

$$m^3N = (m^3C) / (1 - \text{factor contracción}) (1 + \text{factor expansión})$$

CASO 4: De natural a compacto:

$$m^3C = (m^3N) \times [(1 - \text{factor contracción}) (1 + \text{factor expansión})]$$

Coefficientes de esponjamiento y contracción de diferentes materiales

Material	Esponjamiento (1 + e) (m ³ S)	Contracción (1 - e) (m ³ C)
Arena y grava limpia seca	1.07 a 1.15	0.93 a 0.87
Tierra y grava limpia mojada	1.09 a 1.18	0.92 a 0.85
Capa vegetal	1.11 a 1.20	0.90 a 0.84
Tierra común	1.20	0.84
Marga arenosa	1.18	0.83
Marga arcillosa	1.25	0.80
Tierra margosa	1.20	0.84
Lodo	1.24 a 1.35	0.81 a 0.74
Arcilla con arena y grava	1.30 a 1.45	0.77 a 0.69
Arcilla blanda y friable densa	1.35 a 1.55	0.74 a 0.75
Arcilla dura tenaz	1.42 a 1.50	0.70 a 0.67
Arcilla dura con piedras y raíces	1.62	0.62
Roca friable blanda	1.50 a 0.75	0.67 a 0.68
Roca dura muy partida	1.58	0.65
Roca dura partida en grandes trozos	1.98	0.50
Caliche	1.20	0.924

Fuente: folleto de parámetros viales del Ing. Aquiles Pimentel Castro.

EJEMPLOS del manual de movimiento de tierras de Caterpillar:

1. ¿Cuál es el volumen compactado (m^3C) de $800 m^3N$ de tierra con un factor de compactación del 20%?

$$m^3C = m^3N \times (1 - \% \text{ de compactación}) = 800 (1-0.20) = 800 \times 0.80 = 640 m^3C,$$

2. ¿Cuántos m^3 en banco (m^3 naturales) se necesitan para un relleno compactado de $750 m^3C$, sabiendo que el factor de compresibilidad es de 25%?

$$m^3N = (m^3C) / (1 - \% \text{ de compactación}) = (750) / (1-0.25) = 750 / 0.75 = 1000m^3N$$

Tabla de factores de conversión volumétrica de suelos

Clase de material	Estado Actual (De:)	Convertido a:		
		Estado natural (m^3N)	Estado Suelto (m^3s)	Compactado (m^3C)
Arenas	Natural	1.00	1.11	0.95
	Suelto	0.90	1.00	0.86
	Compactado	1.05	1.17	1.00
Tierra Común	Natural	1.00	1.25	0.90
	Suelto	0.80	1.00	0.72
	Compactado	1.11	1.39	1.00
Arcillas	Natural	1.00	1.43	0.90
	Suelto	0.70	1.00	0.63
	Compactado	1.11	1.59	1.00
Roca	Natural	1.00	1.50	1.30
	Suelto	0.67	1.00	0.87
	Compactado	0.77	1.15	1.00

FUENTE: Libro de Carreteras de la Universidad Nacional de Ingeniería de Perú y Proyecto de Carreteras de Jacob Carciente.

Tabla de factores de expansión y densidad aproximada de algunos tipos de suelos

(Tomada del manual de movimiento de tierras de Caterpillar)

Material	Kg / m^3N	% de expansión	Kg / m^3S
Caliche	2255	82	1245
Tierra Vegetal	1365	43	950
Piedra triturada	2670	67	1600
Piedra Caliza	2520	67	1515
Arena y arcilla	2020	27	1600
Grava	2165	12	1930

Unidades de medida de diferentes actividades de una carretera

Actividad	Unidad
Excavaciones	M ³ N (metro cúbico natural)
Rellenos	M ³ C (metro cúbico compactado)
Transporte y/o acopio de materiales	M ³ S (metro cúbico suelto o esponjado)

EJEMPLOS:

- Se realiza una excavación de 450 m³N de un material clasificado como tierra margosa. A) ¿Cuál será el volumen de material a transportar? B) Si el camión que tengo es de 8 m³ de capacidad, ¿cuántos viajes tengo que dar para transportar el material?

La **parte A** del problema nos pide cual es el volumen a transportar, eso significa que como tenemos un volumen natural de una excavación lo vamos a llevar a volumen suelto ó esponjado.

Vamos a la tabla de los factores volumétricos y vemos que para la tierra margosa el factor de esponjamiento $(1 + e) = 1.20$.

$$m^3S = (m^3N) (1 + \text{factor de expansión}) = 450 \text{ m}^3N \times 1.20 = \mathbf{540 \text{ m}^3S}$$

En la **parte B** del problema, solo tenemos que dividir el volumen suelto que se va a transportar entre la capacidad del camión para obtener el número de viajes, entonces:

$$\text{No. viajes} = 540 \text{ m}^3S / 8 \text{ m}^3\text{s/viaje} = \mathbf{68 \text{ viajes.}}$$

- Tengo 1,250 m³S de un material clasificado como caliche depositado en un solar. Ese material va a ser utilizado como relleno en una calle. Que volumen de relleno obtendré si utilizo ese material.

En este caso es llevar el material de suelto a compactado:

$$m^3C = (m^3S) (1 - \text{factor contracción})$$

En la tabla vemos que el factor de contracción $(1 - c) = 0.924$, entonces aplicando la fórmula tenemos que $m^3C = 1,250 \text{ m}^3S \times 0.924 = \mathbf{1,155 \text{ m}^3C \text{ de relleno.}}$

- Tenemos 12,550 m³S de un material clasificado como tierra común. Si vamos a construir un relleno con ese material, para que volumen nos cubriría.

Vamos a usar en este caso la tabla de factores conversión volumétrica de suelos:

Vemos que para tierra común, de suelto a compacto se multiplica por 0.72, entonces tenemos que el volumen de relleno = $12,550 \text{ m}^3S \times 0.72 = \mathbf{8,820 \text{ m}^3C.}$

Cálculo del movimiento de tierras:

Se deben conocer el tipo de material a remover y a colocar para poder cuantificar las cantidades de movimiento de tierras y así poder realizar los presupuestos de las obras viales.

El proceso que debemos seguir para realizar esa cuantificación de volúmenes es el siguiente:

1. **El plano del perfil longitudinal de la vía**, donde indicamos el cadenamiento y las cotas del terreno natural, las cotas de la subrasante o la rasante, las zonas de la vía donde hay corte y relleno. Si le restamos la cota del terreno natural a la cota de la subrasante en una estación dada y esa diferencia nos da con signo positivo, eso significa que en esta estación en el eje de la carretera, habrá un relleno, si es lo contrario, habrá un corte.
2. **Plano de Secciones Transversales:** se dibujarán como indicamos en el tema 9. En cada una de las secciones transversales vamos a colocar la plantilla de la sección típica correspondiente que coincida con la cota de la subrasante ó la rasante, cual sea el caso, donde prolongaremos la línea del talud de la plantilla hasta hacerla coincidir con el perfil del terreno natural de la sección transversal.
3. **Cálculo de áreas:** debemos calcular las áreas de cada sección transversal para corte y para relleno. Podemos utilizar cualquier método para hacerlo, ya sea gráfico, analítico, usando un planímetro, etc.
4. **Cálculo de los volúmenes:** para calcular el volumen de material entre dos secciones transversales, sea de corte como de relleno, aplicamos la siguiente operación:

$$V = ((A1 + A2)/2) \times d$$

V = Volumen en m³

A1 = área de la sección transversal 1

A2 = área de la sección transversal 2

d = distancia que separa las secciones transversales

5. **Diagrama de masa:** es un gráfico donde representamos los volúmenes acumulativos de corte y relleno en el eje vertical (ordenadas); y las distancias (estacionamientos) en el eje horizontal (abscisas).

Diagrama de masa

Para dibujar el diagrama de masas vamos a usar una escala horizontal similar a la utilizada en el perfil longitudinal y una escala vertical de acuerdo a los volúmenes de movimiento de tierra que vamos a representar.

- **Objetivos del diagrama de masa:**
 1. Compensar cortes y rellenos.
 2. Fijar el sentido de los movimientos de materiales.
 3. Fijar los límites del acarreo libre.

4. Calcular los sobreacarreos.
5. Controlar los volúmenes de préstamo y los volúmenes de bote.

- **Propiedades del diagrama de masa:**

- La curva asciende de izquierda a derecha en los límites de un corte y desciende en los rellenos.
- Se verificará un máximo en la curva en los lugares donde se pasa de corte a relleno y un mínimo en los lugares donde se pasa de relleno a corte.
- Se indica una compensación entre los cortes y rellenos entre dos puntos en toda línea horizontal que toque el diagrama de masa en esos dos puntos.
- La diferencia de ordenada entre dos puntos nos indicará la diferencia de volumen de tierra entre la distancia que separa esos puntos.
- El área comprendida entre una línea compensadora y el diagrama representa el volumen por longitud media de acarreo.

- **Términos básicos:**

- **Línea de compensación:** Es toda línea horizontal que corte por lo menos una onda del diagrama de masa. En el tramo determinado por los puntos donde la línea de compensación corta la onda, los volúmenes de corte y relleno están compensados.

En una onda pueden aparecer dos líneas de compensación, la del acarreo libre y la otra de igual o menor longitud que la distancia máxima de acarreo libre.

- **Sentido de movimiento:** Si los cortes en el diagrama de masa quedan encima de la línea de compensación, se mueven hacia delante (según la progresiva de la vía), y los que queden debajo de la línea de compensación, se mueven hacia atrás.
- **Acarreo libre:** Se ha estipulado que dentro del precio de la excavación se incluye el acarreo hasta una distancia que generalmente es de 60 metros, la cual se denomina distancia de acarreo libre. En otras palabras, es la distancia a la cual el acarreo está incluido dentro del precio de la excavación.

Distancias menores a 60 metros pueden causar congestionamiento entre los equipos de corte, carga y transporte, mientras que distancias mayores pueden causar un aumento en el tiempo del ciclo de trabajo de los equipos.

- **Sobreacarreo:** es el transporte del material excavado en el área de la carretera o en minas o lugares de préstamo a una distancia mayor que la establecida como de acarreo libre.
- **Préstamos y desperdicios:** es la diferencia entre los cortes totales y los rellenos totales. Los podemos determinar en el diagrama de masas.

Al construir un diagrama de masas a todo lo largo del eje de la carretera, debemos uniformizar los volúmenes de material, es decir, expresarlos todos en unidades de corte o en unidades de relleno aplicando factores volumétricos. Esto es, que usted no puede sumar m^3E con m^3C .

En nuestros ejemplos, vamos a llevar los volúmenes de corte que están en m^3N a volumen de relleno en m^3C , aplicando, en este caso, un factor de contracción de 0.80 de m^3N a m^3C .

Los volúmenes de corte los vamos a expresar con signo positivo (+) y los volúmenes de relleno con signo negativo (-) para poder hacer la sumatoria de los volúmenes.

EJEMPLO de hoja para computar diagrama de masa

Cubicaciones y diagrama de masa

Estación	Áreas (m^2)		Suma de Áreas (m^2)		Distancia entre estaciones		Volúmenes (m^3)			Vol. Corte Corregido (m^3) (+)	Suma de Volumen (m^3)	Ordenada del diagrama de masa (m^3)
	Corte	Relleno	Corte	Relleno	D	D/2	Corte (+)	Relleno (-)	CC/CE			
0	4.00	-	4.00	-					0.80			
2	0.40	8.60	4.40	8.60	20.00	10.00	44.00	(86.00)	0.80	35.20	(50.80)	(50.80)
4	0.80	10.40	1.20	19.00	20.00	10.00	12.00	(190.00)	0.80	9.60	(180.40)	(231.20)
6	2.60	2.00	3.40	12.40	20.00	10.00	34.00	(124.00)	0.80	27.20	(96.80)	(328.00)
8	20.80	-	23.40	2.00	20.00	10.00	234.00	(20.00)	0.80	187.20	167.20	(160.80)
10	27.60	-	48.40	-	20.00	10.00	484.00	-	0.80	387.20	387.20	226.40
12	1.60	1.40	29.20	1.40	20.00	10.00	292.00	(14.00)	0.80	233.60	219.60	446.00
14	-	9.40	1.60	10.80	20.00	10.00	16.00	(108.00)	0.80	12.80	(95.20)	350.80
16	1.00	5.40	1.00	14.80	20.00	10.00	10.00	(148.00)	0.80	8.00	(140.00)	210.80
18	25.00	-	26.00	5.40	20.00	10.00	260.00	(54.00)	0.80	208.00	154.00	364.80
20	62.40	-	87.40	-	20.00	10.00	874.00	-	0.80	699.20	699.20	1,064.00
22	39.80	-	102.20	-	20.00	10.00	1,022.00	-	0.80	817.60	817.60	1,881.60
24	6.40	-	46.20	-	20.00	10.00	462.00	-	0.80	369.60	369.60	2,251.20
26	67.80	-	74.20	-	20.00	10.00	742.00	-	0.80	593.60	593.60	2,844.80
28	185.20	-	253.00	-	20.00	10.00	2,530.00	-	0.80	2,024.00	2,024.00	4,868.80
30	177.80	-	363.00	-	20.00	10.00	3,630.00	-	0.80	2,904.00	2,904.00	7,772.80
32	68.40	-	246.20	-	20.00	10.00	2,462.00	-	0.80	1,969.60	1,969.60	9,742.40
34	47.60	-	116.00	-	20.00	10.00	1,160.00	-	0.80	928.00	928.00	10,670.40
36	97.80	-	145.40	-	20.00	10.00	1,454.00	-	0.80	1,163.20	1,163.20	11,833.60
38	76.40	-	174.20	-	20.00	10.00	1,742.00	-	0.80	1,393.60	1,393.60	13,227.20
40	70.40	-	146.80	-	20.00	10.00	1,468.00	-	0.80	1,174.40	1,174.40	14,401.60
42	44.40	-	114.80	-	20.00	10.00	1,148.00	-	0.80	918.40	918.40	15,320.00
44	58.60	-	103.00	-	20.00	10.00	1,030.00	-	0.80	824.00	824.00	16,144.00
46	70.40	-	129.00	-	20.00	10.00	1,290.00	-	0.80	1,032.00	1,032.00	17,176.00
48	105.80	-	176.20	-	20.00	10.00	1,762.00	-	0.80	1,409.60	1,409.60	18,585.60
50	156.00	-	267.80	-	20.00	10.00	2,678.00	-	0.80	2,094.40	2,094.40	20,680.00
52	227.00	-	383.00	-	20.00	10.00	3,830.00	-	0.80	3,064.00	3,064.00	23,744.00

El acarreo del material excavado en la carretera para ser usado como relleno compensado en otras estaciones de la carretera ó para ser botado fuera de la carretera como material inservible se mide en m^3E-Hm , esto es, el volumen suelto del material que va a ser acarreado multiplicado por la distancia de transporte o acarreo en hectómetros. A la distancia de acarreo le restamos la distancia de acarreo libre.

El acarreo del material que es excavado en minas de préstamo para ser llevado como material de préstamo a la carretera se mide en m^3E-Km (esto es, el volumen a ser acarreado multiplicado por la distancia de sobre-acarreo en Kms). A la distancia de acarreo para material de préstamo le restamos el 1er. Km porque el costo del acarreo del 1er. Km. está incluido dentro del precio de la excavación de préstamo.

EJEMPLOS:

1. Determinar la distancia de sobre-acarreo de un material que será llevado desde una mina a una distancia de 32 kilómetros donde será depositado.

Para material de préstamo se le resta a la distancia de transporte 1.00 Kms, entonces tenemos que: distancia sobre acarreo = $32.00 \text{ Kms} - 1 \text{ Km} = \underline{31.00 \text{ Kms}}$.

2. Determinar la distancia de sobre-acarreo de una excavación que se realiza en una carretera, y el material será llevado a una distancia de 3.00 kilómetros.

Para material de excavación en la carretera, le restamos los 60 metros de acarreo libre y tenemos que distancia de sobre-acarreo = $3.00 \text{ kms} = 3,000 \text{ mts}$, $3000 \text{ mts} - 60 \text{ mts} = 2,940 \text{ mts} = \underline{2.94 \text{ Kms}}$.

3. Se excavó $150 \text{ m}^3\text{N}$ de la estación 1+500 de una carretera y se va a llevar como material de relleno a la estación 2+500. El factor de expansión del material es de 20%, cual es el vol-distancia de material a transportar ó acarrear del material.

Desarrollo del problema:

Distancia de acarreo: De la estación 1+500 a la estación 2+500

$2,500 \text{ mt} - 1500 \text{ mt} = 1,000 \text{ metros}$.

$1,000 \text{ mt} - 60 \text{ metros} = 940 \text{ metros}$ (le restamos la distancia de acarreo libre)

$150 \text{ m}^3\text{N} \times 1.20 = 180 \text{ m}^3\text{E}$

Cantidad = $180 \text{ m}^3\text{E} \times 0.94 \text{ Km} = 169.20 \text{ m}^3\text{E-Km}$. Como $1 \text{ Km} = 10 \text{ Hm}$, entonces tenemos que: $169.20 \text{ m}^3\text{E-Km} \times 10 = \underline{1,692 \text{ m}^3\text{E-Hm}} \text{ ó } \underline{1,692 \text{ m}^3\text{S-Hm}}$

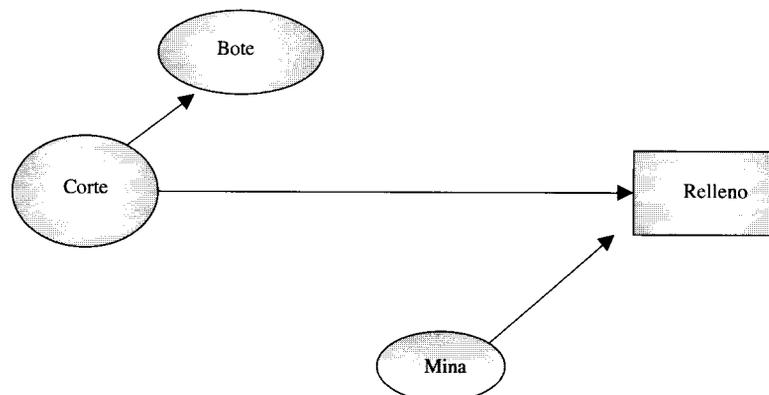
4. Se excavó $1,500 \text{ m}^3\text{N}$ en una mina y se va a llevar como material de relleno a una carretera a una distancia de 7.00 Kms. El factor de expansión del material es de 20%, cual es el vol-distancia de material a transportar o acarrear del material.

Desarrollo del problema: distancia de sobre-acarreo = $7.00 \text{ Kms} - 1 \text{ Km} = 6.00 \text{ Kms}$

Volumen suelto = $1,500 \text{ m}^3\text{N} \times 1.20 = 1,800 \text{ m}^3\text{S}$ ó $1,800 \text{ m}^3\text{E}$

Volumen-distancia = $1,800 \text{ m}^3\text{S} \times 6.00 \text{ Kms} = \underline{10,800 \text{ m}^3\text{S-Km}} \text{ ó } \underline{10,800 \text{ m}^3\text{E-Km}}$

Límite de transporte económico



Cuando la distancia de transporte del material es muy grande, puede resultar más económico botar el material o depositarlo en otro sitio y tomar material de una mina de préstamo más cercana a la obra en vez de pagar el costo del sobre-acarreo.

En estos casos, se nos pueden presentar las siguientes alternativas:

Material excavado	<ol style="list-style-type: none"> 1) Llevarlo a bote 2) Llevarlo a relleno
-------------------	---

Si lo llevamos a bote, entonces debemos tomar un material de préstamo para llevarlo al relleno.

Vamos a usar las siguientes relaciones:

$A =$ Costo del material excavado + costo transporte hasta el relleno

$B =$ costo del material excavado + costo de llevarlo al bote + costo de excavación en la mina + costo de llevarlo al relleno.

Podemos determinar la distancia límite del transporte económico para realizar el relleno igualando A y B.

$$A = C + hX$$

$$B = b + C$$

$C =$ costo de 1m^3 de material excavado en la carretera.

$b =$ costo de 1m^3 de material excavado en la mina.

$h =$ costo de transporte adicional ó sobre-acarreo (costo estación – m^3).

$X =$ longitud del transporte adicional económico.

$$C + hX = b + C$$

$$hX = b + C - C$$

$$hX = b$$

$$X = b / h$$

A este valor (X) le sumamos la distancia de acarreo libre y tenemos límite de transporte económico.

EJEMPLO:

Vamos a suponer que el costo de excavación de un material en el camino y llevado a bote es de RD\$ 80/ m^3 , y que el costo del material excavado en una mina y llevado al relleno es de RD\$ 90 / m^3 . El costo del acarreo en estaciones – m^3 es de RD\$ 0.35.

Determinar:

- 1) Distancia económica de sobre-acarreo
- 2) Distancia límite de acarreo económico

Desarrollo del problema:

1) $X = b / h = 90 / 0.35 = 257.14$ estaciones.

Si las estaciones están cada 10 metros tenemos que : $X = 257.14 \times 10$ metros = 2,571.40 metros = 2.57 Kms.

2) Distancia límite de acarreo económico :

Si por ejemplo la distancia de acarreo libre es de 60 metros = 0.06 Kms

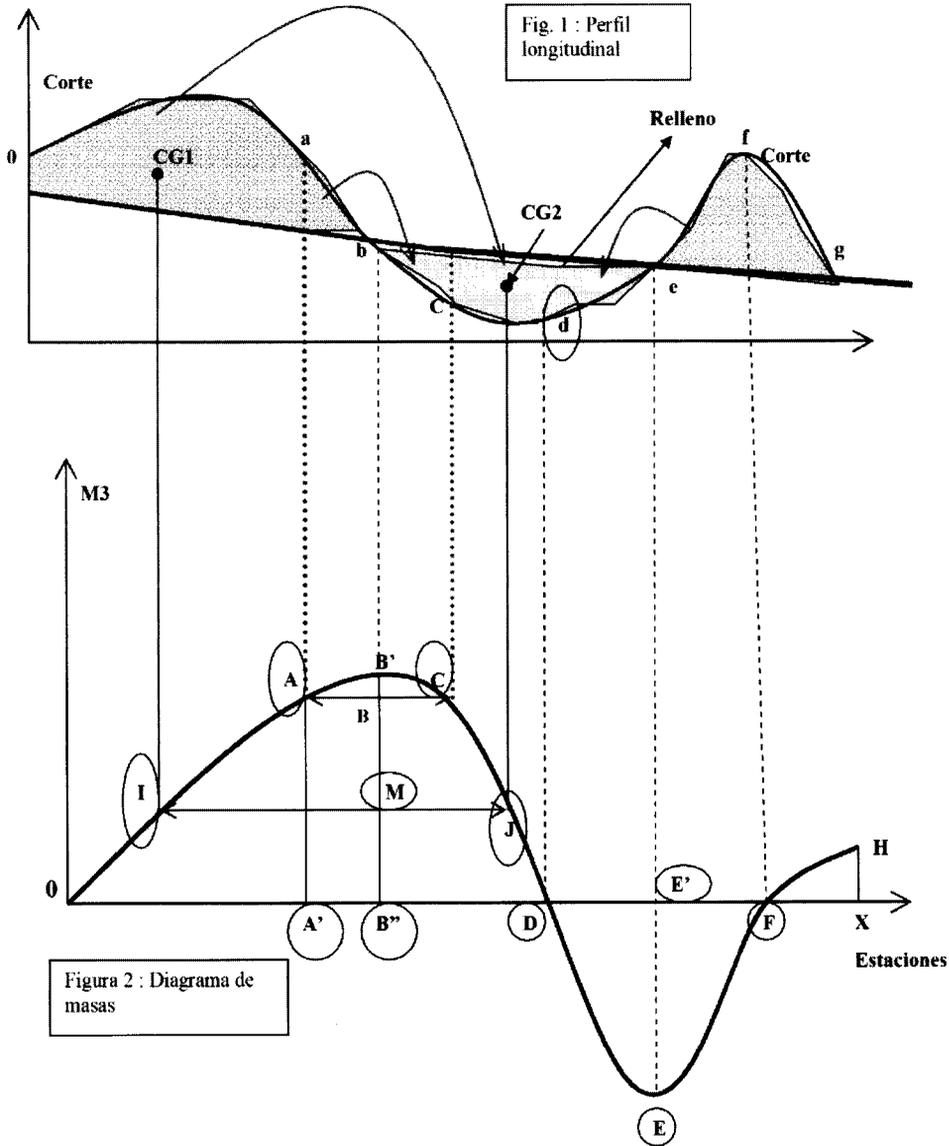
$$d = 0.06 \text{ Km} + 2.57 \text{ Km} = \mathbf{2.64 \text{ Km}} = 26.4 \text{ Hm.}$$

Esto quiere decir que podemos transportar el material de forma económica una distancia de 2.64 Kms por el mismo precio ó costo que depositarlo en bote y luego tomar material en la mina más cercana al relleno hasta llevarlo al mismo, pero a partir de 2.64 kms resulta más económico tomar el material de la mina más cercana al relleno que transportar el material desde el corte de la carretera hasta llevarlo al relleno, pues aumenta el costo del sobre-acarreo.



PROCESO EXCAVACIÓN-TRANSPORTE EN UNA CARRETERA

Interpretación del diagrama de masas



Pasos a seguir para interpretar el diagrama de masas

1. A la escala del eje horizontal del diagrama de masa, trazar un segmento que mida los 60 metros de la distancia de acarreo libre, y esta medida hacerla coincidir y los máximos y mínimos de las ondas del diagrama de masa, cortando la onda en dos puntos. Ver línea AC de la figura 2. El segmento BB' de la figura 2 nos indica el volumen de material cuyo transporte está incluido en la distancia de acarreo libre.
2. Determinar a todo lo largo del diagrama todos los tramos de compensación .

3. Las mejores líneas de compensación son aquellas que corten el mayor número de veces el diagrama de masas.
4. Al estudiarse un tramo pueden trazarse varias líneas de compensación según sea la configuración del diagrama de masas obtenido, y entre una línea de compensación y otra quedarán tramos sin compensación. En estos tramos sin compensación, si la curva asciende, habrá un volumen de excavación excedente que no hay donde emplearlo para rellenar, o sea, un desperdicio; y si la curva descende, esto nos indicará que hace falta material para el relleno, que no podemos obtener de la excavación. En este caso, necesitamos un material de préstamo. En las gráficas siguientes, indicamos como se miden los volúmenes de desperdicio y préstamo.

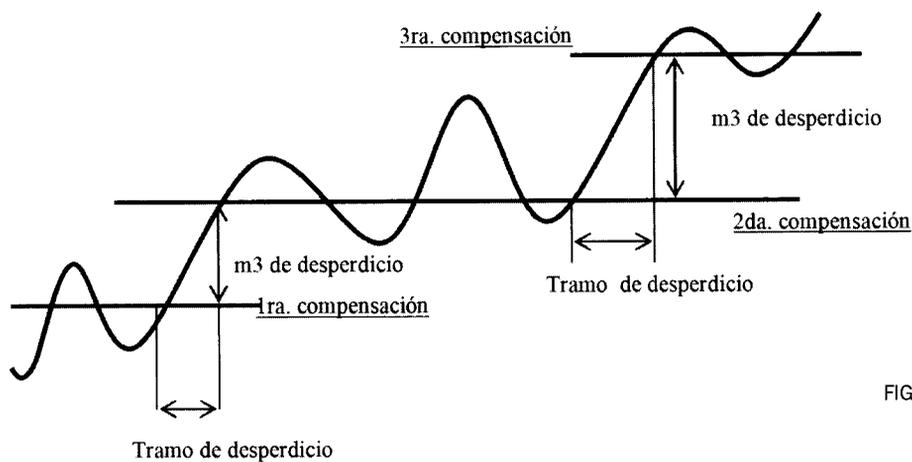


FIGURA 3

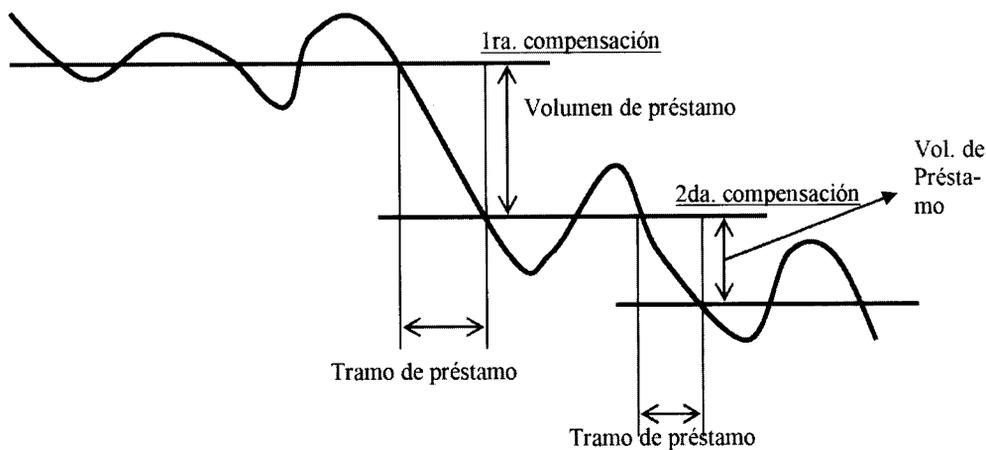


FIGURA 4

5. La figura de la página siguiente es una ampliación de la onda OB'D de la figura 2 y ahí podemos determinar lo siguiente :

Si trazamos un segmento IJ en el punto medio M de B'B'' y prolongamos los extremos del segmento hacia el perfil longitudinal (ver figura 1) podemos obtener aproximadamente el centro de gravedad del corte y del relleno que se van a compensar en esos tramos y así calcular la distancia de sobre acarreo.

Por ejemplo, si CG relleno = E 5 + 550 y CG corte = E 4 + 200, entonces, la distancia de sobre-acarreo = 5,500 – 4,200 = 1,300 metros = 1.30 Km.

El volumen que se va a llevar de la estación E 4+200 a la estación E 5+550 es el indicado por la ordenada AA' de la figura 2.

Vamos a suponer que la ordenada AA' nos da un volumen de 500 m³C.

El volumen – distancia a transportar será el siguiente :

Si el factor volumétrico de compacto a suelto del material es 1.39 tenemos que :

$$V_s = 500 \text{ m}^3\text{C} \times 1.39 = 695 \text{ m}^3\text{S}$$

$$\text{Cantidad a transportar} = 695 \text{ m}^3\text{S} \times 1.30 \text{ Km} \times 10 \text{ Hm/Km} = \mathbf{9,035 \text{ m}^3\text{S} - \text{Hm}}$$

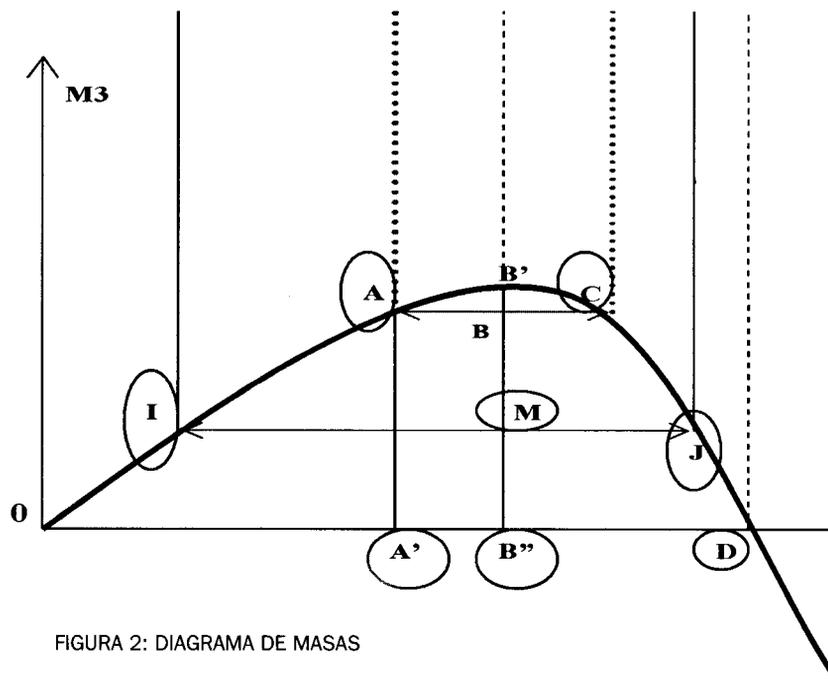


FIGURA 2: DIAGRAMA DE MASAS

Tema 10

Drenaje de Carreteras

La función del drenaje es alejar las aguas de la carretera.

Las aguas pueden afectar la carretera de la siguiente manera:

- Disminución de la adherencia entre las llantas de los vehículos y la superficie por la acumulación de agua sobre la calzada.
- El agua da origen a baches y reblandecimiento del pavimento.
- Si el nivel freático está próximo a la superficie se puede producir el fenómeno de ascenso capilar.

10.1 Principios de hidrología

Escorrentía: es la cantidad de agua lluvia que no se infiltra en el subsuelo, que no se evapora y que no se almacena temporalmente sobre el terreno. La tasa a la cual ocurre la escorrentía depende de los siguientes factores:

- La naturaleza de la superficie
- El grado de saturación de la superficie
- La pendiente de la superficie

Factores que determinan el coeficiente de escorrentía (C):

- Dimensiones de la cuenca
- Pendiente media
- Tipo de suelo
- Humedad previa

Ver tabla # 3.1, manual M-019 de drenaje de carreteras de la SEOPC

Descarga de diseño: Es el caudal de agua que puede pasar por una estructura sin causar ningún tipo de daño.

Depende de:

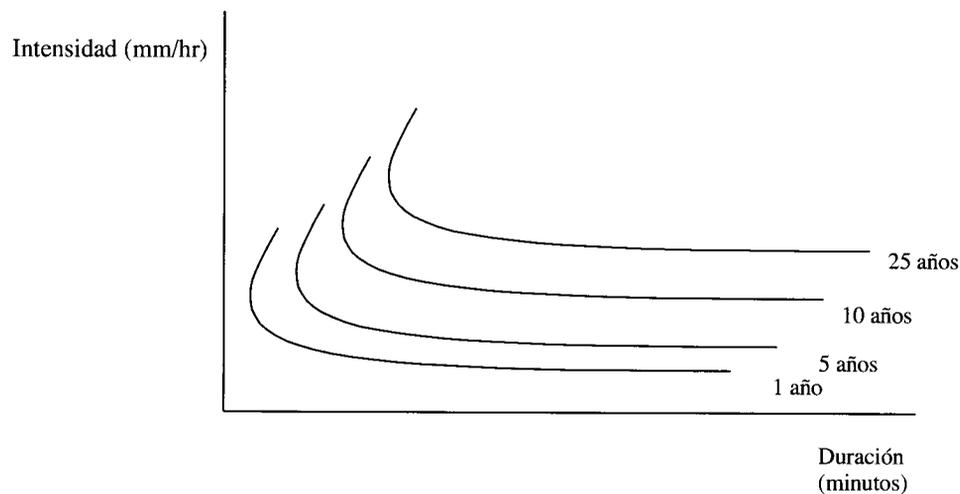
- La cantidad de lluvia que va a caer (precipitación)
- La infiltración
- El tiempo de concentración

La precipitación es función de:

- Su frecuencia: cada qué tiempo ocurre
- Su intensidad
- Su duración

Las curvas intensidad-duración expresan las intensidades de lluvia en mm/hr, para lluvias de diferentes duraciones y para diferentes períodos de retorno.

Ver figura # 2.17, manual M-019 de drenaje de carreteras de la SEOPC



Contenido del estudio hidrológico

Se deben definir todas las cuencas vertientes de los ríos y arroyos que cruzan la carretera y determinar:

- El área de la cuenca
- La longitud de mayor recorrido del agua
- Diferencia de nivel entre el punto más alejado de la cuenca y el punto de desagüe.
- Plano en planta de las cuencas.
- Tipo de suelo y tipo de vegetación de la cuenca.
- Pendiente de la cuenca.

Tiempo de concentración: es el tiempo que tarda el agua en fluir o “bajar” desde el punto más remoto ó lejado de la cuenca hasta la estructura hidráulica que estamos diseñando.

Este tiempo lo necesitamos para calcular la intensidad.

$$T_c = 0.0192 L^{0.77} / S^{0.385}$$

T_c = tiempo de concentración (minutos)

L = máxima distancia entre el punto más remoto de la cuenca y el desagüe (metros)

S = gradiente ó pendiente de la cuenca (m/m).

$S = \Delta H/L$ >>>>> ΔH = dif. de nivel entre el punto más remoto de la cuenca y el desagüe.

L = máxima distancia entre el punto más remoto de la cuenca y el desagüe (metros).

Período de retorno: es la frecuencia de recurrencia de lluvias de magnitud específica. Esto significa, cada que tiempo puede volver una lluvia de una magnitud específica.

Intensidad de lluvia: se obtiene de la gráfica de la siguiente manera: entrar en el eje horizontal con la duración (T_c), interceptar la curva del período de retorno seleccionado y obtener la intensidad en el eje vertical.

Método racional:

Se usa para estimar el caudal de diseño en áreas menores de 13 Km², pero es más preciso para áreas menores de 4 Km².

$$Q = \frac{(C \times I \times A)}{3.6}$$

Q = caudal de diseño (máx. caudal) (m³/seg).

I = Intensidad de lluvia, cuya duración es igual al tiempo de concentración (mm/hr).

A = Área de la cuenca (Km²).

C = Coeficiente de escorrentía

Drenaje Superficial: Se divide en:

- Drenaje longitudinal
- Drenaje transversal
- Drenaje vertical

10.2 Drenaje longitudinal

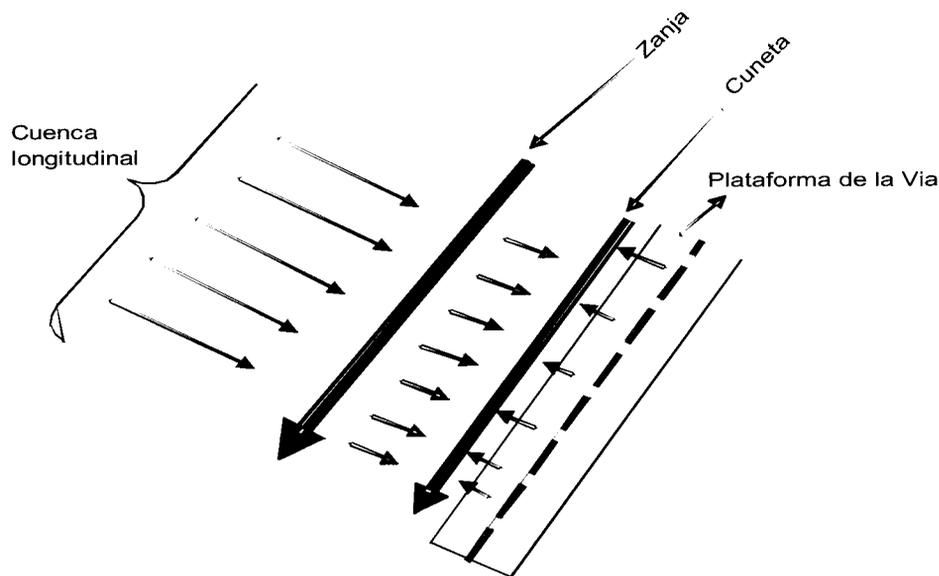
Lo constituyen todas las obras construidas longitudinalmente a la vía, cuya función es recoger, transportar y desalojar las aguas que caen en la carretera y antes de que caiga sobre ella también.

Como drenaje longitudinal tenemos las cunetas laterales y las zanjas de coronación (exteriores).

Las cunetas laterales: se ubican a ambos lados o a un solo lado de la carretera y recogen principalmente las aguas de la plataforma de la vía, de los taludes y de los paseos.

Las zanjas exteriores o de coronación: recogen las aguas de las cuencas longitudinales adyacentes.

Estas zanjas son recomendables cuando existan cuencas que escurran grandes caudales hacia la carretera.



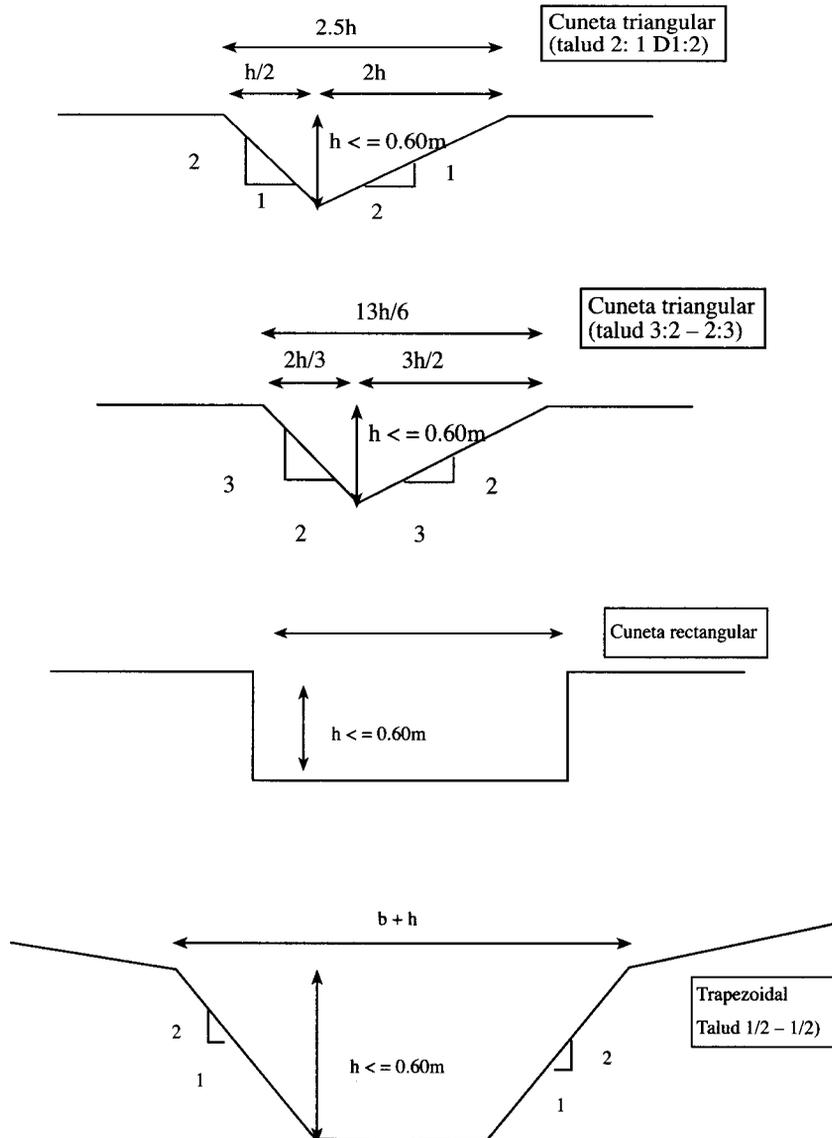
Tipos de cunetas y zanjas de coronación:

- A) Triangular
- B) Trapecial
- C) Rectangular

- **Triangulares:** es el tipo de cuneta que tiene más uso por su facilidad de construcción y con la facilidad con que son mantenidas (mecánicamente).
- **Trapecial:** es usada cuando se requiere gran capacidad ó cuando la cuneta se debe proteger contra la erosión.
- **Rectangulares:** son de poco uso, especialmente se pueden usar en terrenos rocosos para que sus paredes se puedan mantener verticales.

Generalmente la profundidad de las cunetas no excede de los 0.60 metros por razones de seguridad vial, en caso contrario, es recomendable usar una barrera de seguridad.

Tipos de cunetas usuales



Zanjas de coronación:

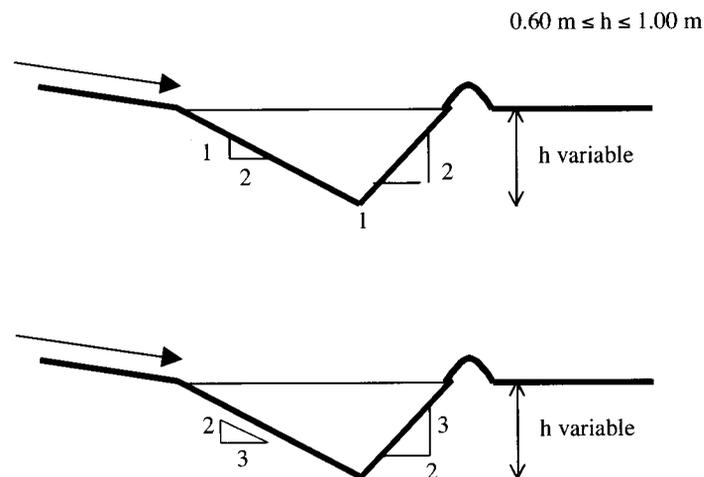
Recogen aguas de cuencas longitudinales exteriores para llevarlas hasta un cauce natural o artificial.

- En suelo se usan más frecuentemente secciones triangulares
- Taludes 2:1 y 1:2 ó 3:2 y 2:3
- Profundidad hasta 1.00 metros.

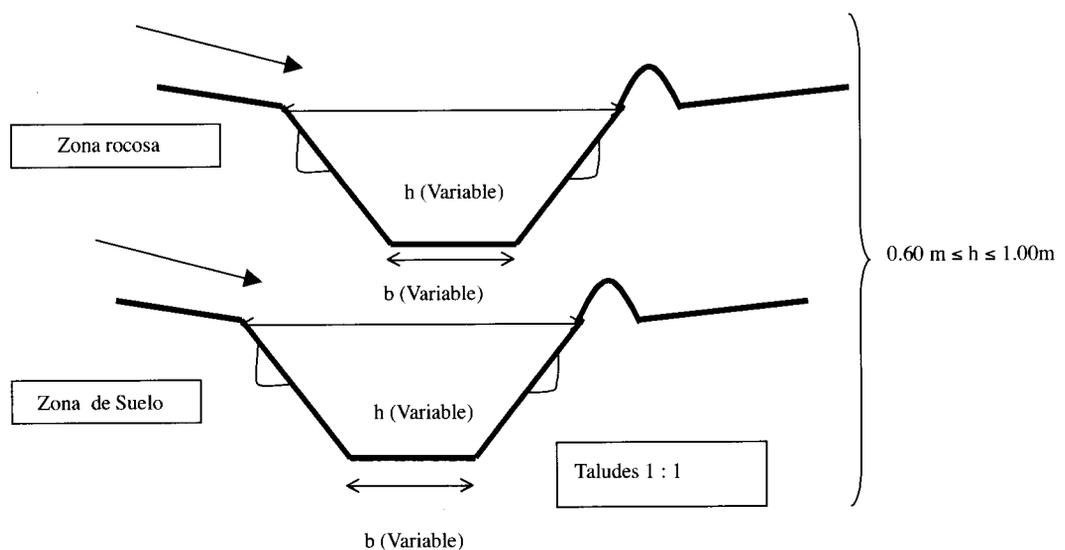
- El ancho puede alcanzar 5.00 metros, se recomienda no pasar de 2.00 metros.
- Pendiente mínima: $0.003 = 3\text{m/Km}$
- Cálculo capacidad máxima: igual que las cunetas.
- Longitud máxima: igual que las cunetas.

Tipos de zanjas usuales

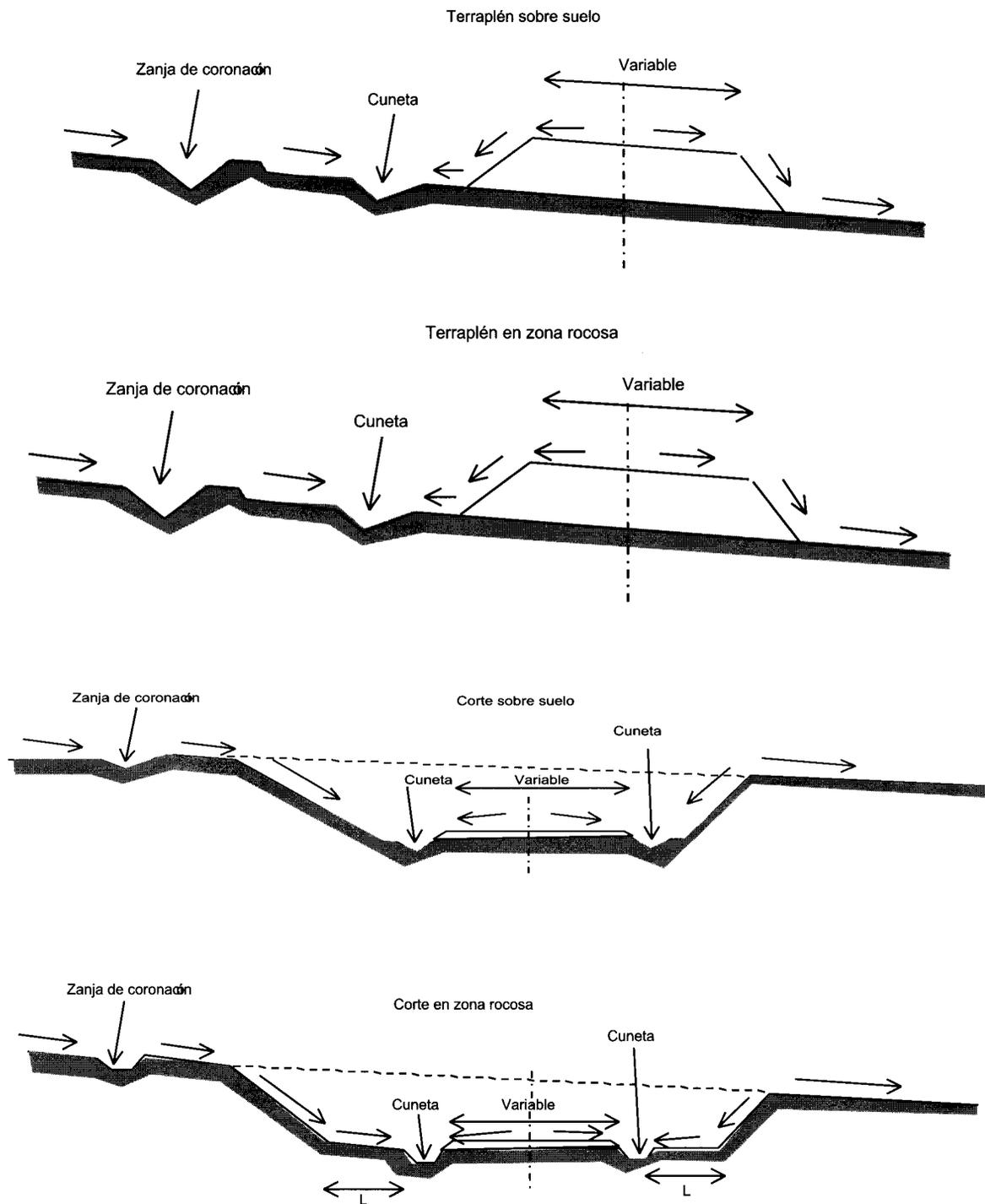
Triangulares encachadas y sin encachar:



Trapezoidales encachadas o sin encachar:



- Gráficas de ejemplos de perfiles de carreteras con las cunetas y zanjas correspondientes, según se trate de corte o relleno:

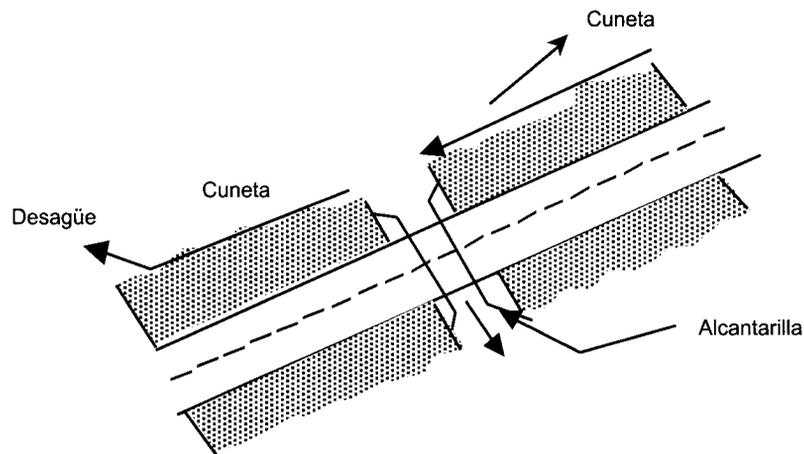


Diseño de las Cunetas

Longitud máxima de las cunetas entre dos obras de desagüe:

Cuando la longitud sea semejante a la longitud crítica, se deben desaguar las cunetas con obras transversales que crucen la carretera, ú otras maneras de alejar el flujo de agua lejos de la carretera.

Desagüe de cunetas



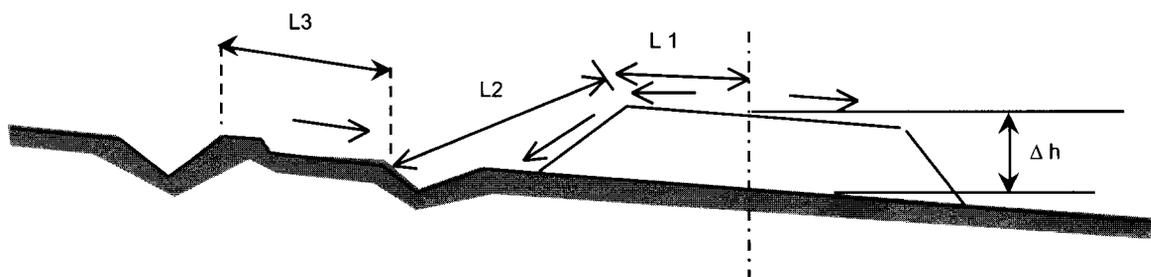
Con las capacidades máximas indicadas anteriormente podemos determinar la longitud máxima de las cunetas entre dos obras de desagüe.

La longitud máxima depende del caudal que ha de transitar.

Los expertos recomiendan desaguar las cunetas al menos cada 150 metros, ó sea, no permitir que una cuneta tenga una longitud mayor de 150 metros sin ser desaguada.

- **Casos típicos:** cuando existe zanja de coronación y cuando no existe.

A) Con zanja de coronación:



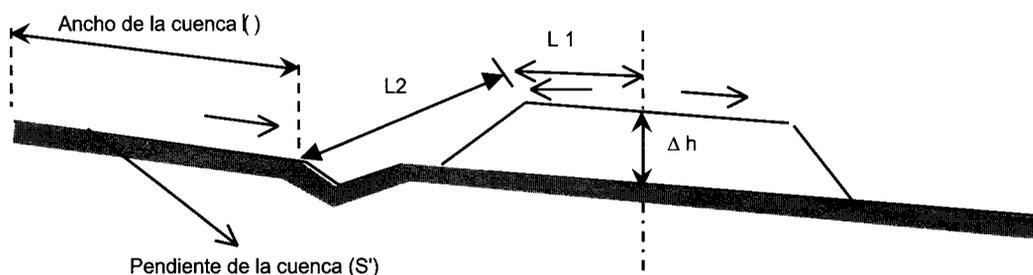
$$C = \frac{L_1 C_1 + L_2 C_2 + L_3 C_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$T_c = \frac{0.0192 (L_1 + L_2 + L)^{1.155}}{(SL + \Delta h)^{0.385}}$$

C= coeficiente de escorrentía ponderado
 L1= ancho de la mitad de la plataforma
 L2= Distancia entre la plataforma y la cuneta (mts)
 Δh= altura del terraplén en metros
 C1 = coeficiente de escorrentía de la plataforma
 C2= coeficiente de escorrentía para el talud y la cuneta.
 C3= Coeficiente de escorrentía para el área entre la zanja exterior y la cuneta.
 Tc= tiempo de concentración en minutos.
 S = pendiente de la cuneta (m/m)
 L = longitud de la cuneta (metros)

Conociendo el área $A = (L_1 + L_2 + L_3) \times L$, se calcula el caudal con $Q = CIA/3.6$ y se comprueba con la capacidad de la cuneta.

B) Sin zanja de coronación:



$$C = \frac{L_1 C_1 + L_2 C_2 + l C_3}{L_1 + L_2 + l}$$

$$T_c = \frac{0.0192 (L_1 + l)^{1.155}}{(SL + S' l)^{0.385}}$$

C= coeficiente de escorrentía ponderado
 L1= ancho de la mitad de la plataforma
 L2= Distancia entre la plataforma y la cuneta (mts)
 L= longitud de la cuneta
 l = ancho medio de la cuneta adyacente
 C1 = coeficiente de escorrentía de la plataforma
 C2= coeficiente de escorrentía para el talud y la cuneta.
 C3= Coeficiente de escorrentía para el área entre la cuneta y la misma cuneta.
 S= pendiente longitudinal de la cuneta (m/m)
 S'= Pendiente transversal de la cuneta (m/m)
 Tc= tiempo de concentración en minutos.

Conociendo el área $A = (L_1 + L_2 + l) \times L$, se calcula el caudal con $Q = CIA/3.6$ y se comprueba con la capacidad de la cuneta.

Otras fórmulas para calcular el tiempo de concentración (TC)

Fórmula de V.T. Chow:

$$\text{Tiempo de penetración : } T_p = 0.303 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

T_p (minutos)

L = longitud más remota de la cuenca (mt)

S = pendiente en %

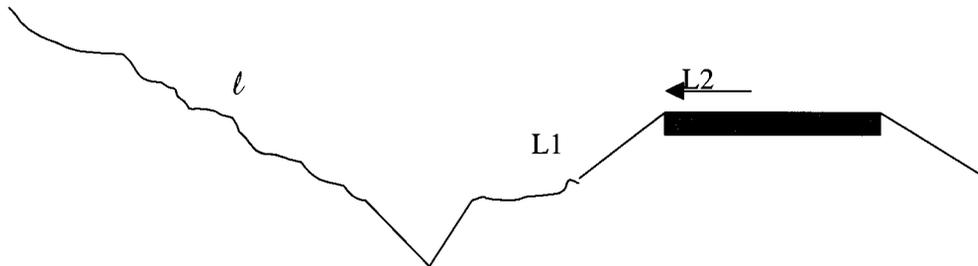
$$\text{Tiempo de conducción (Tc) = } L_t / V_t$$

L_t = longitud del elemento de desagüe (mt)

V_t = velocidad de descarga (mt/min)

$$\text{Tiempo de concentración (TC) = } T_p + T_c$$

Ejemplo de cálculo de tiempo de concentración con diferentes fórmulas :



$$L1 = 4.50 \text{ m}$$

$$L2 = 3.00 \text{ m}$$

$$l = 1,000 \text{ m (cuenca)}$$

$$L_T = 200 \text{ m (cuneta)}$$

$$H_{\max} = 50 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 25 \text{ m}$$

$$V_{\max} = 3.50 \text{ mt/seg} = 210 \text{ mt/min}$$

$$S' = 2.5 \% \text{ (cuneta)}$$

A) Usando a V. T. Chow:

$$S = \frac{50 - 25}{1000} \cdot 25 / 1000 = 0.025 = 2.5 \%$$

$$\text{Tiempo de penetración : } T_p = 0.303 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} = 0.303 \left[\frac{1000}{\sqrt{2.5}} \right]^{0.64} = 18.80 \text{ minutos}$$

$$T_c = 200 \text{ ml} / 210 \text{ mt/min} = 0.95 \text{ minutos}$$

$$TC = 18.80 \text{ minutos} + 0.95 \text{ minutos} = \mathbf{19.74 \text{ minutos}}$$

B) Usando a V.T. Chow, pero en L tomamos en cuenta la longitud de la plataforma de la vía y la zona del talud del relleno de la carretera.

$$L = 1000 + 4.5 + 3.00 = 1,007.5 \text{ metros}$$

$$\text{Tiempo de penetración : } T_p = 0.303 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} = 0.303 \left[\frac{1007.5}{\sqrt{2.5}} \right]^{0.64} = 18.89 \text{ minutos}$$

$$T_c = 200 \text{ ml} / 210 \text{ mt/min} = 0.95 \text{ minutos}$$

$$TC = 18.89 \text{ minutos} + 0.95 \text{ minutos} = \mathbf{19.83 \text{ minutos}}$$

$$C) T_c = 0.0192 L^{0.77} / S^{0.385} = \frac{(0.0192) (1000+200)^{0.77}}{(0.025)^{0.385}} = 4.511 / 0.241661 = \mathbf{18.67 \text{ minutos}}$$

$$D) \frac{T_c = 0.0192 (L + l)^{1.155}}{(SL + S'l)^{0.385}} \Rightarrow \frac{T_c = 0.0192 (200 + 1000)^{1.155}}{(0.025 \times 200 + 0.025 \times 1)^{0.385}} =$$

$$\frac{0.0192 (1200)^{1.155}}{(5 + 25)^{0.385}} = 69.1441700 / 3.656143468 = \mathbf{18.67 \text{ minutos}}$$

Como podemos observar, con los diferentes métodos, obtenemos valores similares del tiempo de concentración.

Período de retorno a usar para calcular la intensidad de lluvia:

- Vía primaria: 10 años
- Vía secundaria: 5 años
- Vía terciaria: 2 años

Capacidad de las cunetas. Se rige por dos límites:

- A) Caudal que transita con la cuneta llena
- B) Caudal que produce la velocidad máxima admisible

Para calcular las cunetas utilizaremos el principio de flujo en canales abiertos, usando la ecuación de Manning:

$$Q = A \times V = \frac{(A \times R_h^{2/3} \times S^{1/2})}{n}$$

Q = Caudal en m³/seg.

A = Área de la sección en m².

R_h = radio hidráulico (área de la sección entre el perímetro mojado).

S = pendiente del fondo (m/m)

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

Podemos llamar a 1/n como coeficiente de Strickler (K).

• **Valores de K más usados:**

Cunetas excavadas en el terreno	K = 33
Cunetas en roca	K = 25
Cunetas de hormigón	K = 67

• **Valores de n más usados:**

Tipo de superficie	Valor de n
Roca, lisos y uniformes	0.03
Roca, ásperos e irregulares	0.04
Excavados en tierra	0.0275
Revestidos de concreto en condiciones buenas	0.015
Revestidos de concreto en condiciones medias	0.013

• **Velocidades límites admisibles:**

Tipo de superficie	Veloc. límite
Arena fina arcillosa o limo arcilloso	0.75 m/seg
Limo o arcilla arenosa (arena < 50%)	0.90 m/seg
Arcilla compacta	1.10 m/seg
Grava, arena y limo	1.50 m/seg
Grava, piedras medias	1.80 m/seg
Cuneta encachada o rocosa	3.50 m/seg

- **Pendiente mínima de cunetas y zanjas**

La pendiente mínima es de 0.30 % = 3mm/metro.

Cunetas triangulares:

1) Cunetas triangulares con taludes 2:1 y 1:2

- Radio hidráulico (R_h):

$$R_h = (H \times 5^{1/2})/6 \quad (1)$$

$$R_h = (n V/\sqrt{S})^{3/2} \quad (2)$$

- Sección mojada (A):

$$A = (5)(H^2)/4$$

n = Coeficiente de Manning

K = Coeficiente de Stricker = 1/n

V= velocidad admisible

S = Pendiente en m/m

Q = capacidad en m³/seg

Procedimiento de cálculo usando fórmula (1) de R_h :

- 1) Elijo una altura H, que sea menor a 0.60 mt
- 2) Calculo el radio hidráulico con fórmula (1) del radio hidráulico
- 3) Calculo el área de la sección mojada (A)
- 4) Calculo el caudal con la fórmula de Manning, y si $Q_{maning} > Q$ de aporte, entonces el diseño está terminado. Si ocurre lo contrario, debemos volver al paso 1 y elegir otra altura de cuneta (H).

Procedimiento de cálculo usando fórmula (2) de R_h :

- 1) Calculo el radio hidráulico con la fórmula (2) del R_h .
- 2) Elijo una altura de cuneta H. (H debe ser menor que 0.60 m.)
- 3) Calculo el área de la sección mojada (A).
- 4) Calculo el caudal con la fórmula de Manning, y si $Q_{maning} > Q$ de aporte, entonces el diseño está terminado. Si ocurre lo contrario, debemos volver al paso 2 y elegir otra altura de cuneta (H).

2) Cunetas triangulares con taludes 3:2 y 2:3

- Radio hidráulico (R_h):

$$R_h = \frac{Hx\sqrt{13}}{10} \quad (1)$$

$$R_h = \left(\frac{nv}{\sqrt{S}} \right)^{3/2} \quad (2)$$

- Sección mojada (A):

$$A = \frac{13H^2}{12}$$

n = Coeficiente de Manning

K = Coeficiente de Stricker = $1/n$

V = velocidad admisible

S = Pendiente en m/m

Q = capacidad en m³/seg

Con estas fórmulas calculamos la máxima capacidad de las cunetas correspondiente a la velocidad admisible para distintas pendientes.

Procedimiento de cálculo usando fórmula (1) de R_h :

- 1) Elijo una altura H , que sea menor a 0.60 mt
- 2) Calculo el radio hidráulico con fórmula (1) del radio hidráulico
- 3) Calculo el área de la sección mojada (A)
- 4) Calculo el caudal con la fórmula de Manning, y si $Q_{maning} > Q$ de aporte, entonces el diseño está terminado. Si ocurre lo contrario, debemos volver al paso 1 y elegir otra altura de cuneta (H).

Procedimiento de cálculo usando fórmula (2) de R_h :

- 1) Calculo el radio hidráulico con la fórmula (2) del R_h .
- 2) Elijo una altura de cuneta H . (H debe ser menor que 0.60 m.)
- 3) Calculo el área de la sección mojada (A).
- 4) Calculo el caudal con la fórmula de Manning, y si $Q_{maning} > Q$ de aporte, entonces el diseño está terminado. Si ocurre lo contrario, debemos volver al paso 2 y elegir otra altura de cuneta (H).

Cunetas trapezoidales:

Son recomendadas encachadas ó en zona rocosa.

Para talud 1:2 >>>>

- Radio hidráulico (R_h):

$$R_h = \left(\frac{nv}{\sqrt{S}} \right)^{3/2} \quad (1)$$

$$R_h = (2BH + H^2) / (2B + 2H\sqrt{5}) \quad (2)$$

- Sección mojada (A):

$$A = H (B + H/2)$$

Para cada pendiente S primero despejamos H con la fórmula:

$$H = 1/2 \left(4.47R_h - 1.20 + \sqrt{(1.44 - 5.93R_h + 20R_h^2)} \right)$$

Con este H calculamos A y luego $Q = AV$

B = base de la cuneta

H = altura de la cuneta

n = Coeficiente de Manning

K = Coeficiente de Stricker = 1/n

V = velocidad admisible

S = Pendiente en m/m

Q = capacidad en m³/seg

1) Procedimiento de cálculo usando fórmula (1) de R_h :

- 1) Calculo el radio hidráulico con fórmula (1) del radio hidráulico
- 2) Calculo H con la fórmula indicada
- 3) Calculo el área de la sección mojada (A)
- 4) Calculo el caudal con la fórmula de Manning, y si $Q_{\text{maning}} > Q_{\text{de aporte}}$, entonces el diseño está terminado

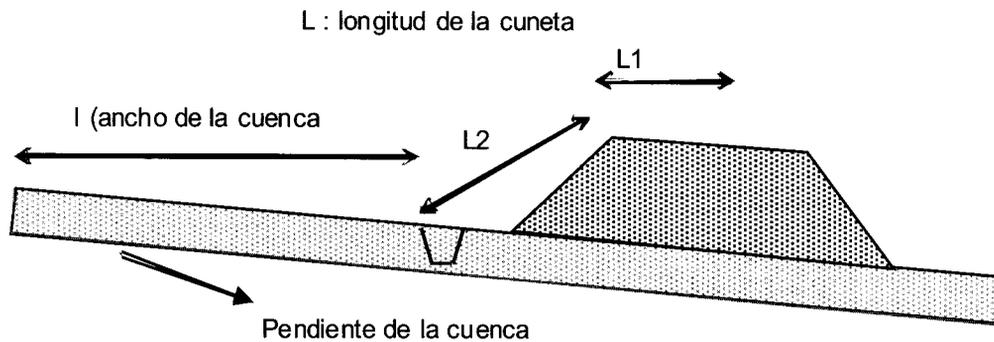
2) Procedimiento de cálculo usando fórmula (2) de R_h :

- 1) Elijo una altura de cuneta H.
- 2) Calculo el radio hidráulico (R_h) con la fórmula 2 de R_h .
- 3) Calculo el área de la sección mojada (A).
- 4) Calculo el caudal con la fórmula de Manning, y si $Q_{\text{maning}} > Q_{\text{de aporte}}$, entonces el diseño está terminado. Si ocurre lo contrario, debemos volver al paso 2 y elegir otra altura de cuneta (H).

Ejemplos de diseño de cunetas:**EJEMPLO 1:**

Diseñar la siguiente cuneta con los datos que se dan a continuación :

La cuneta a diseñar es trapezoidal. Utilizaremos en este ejemplo el procedimiento 1.



L1=	12.00	ml
L2=	3.00	ml
l=	100.00	ml
L=	200.00	ml
Pend. Cuneta:	0.020	m/m
H máx cuneta:	40.00	ml
H mín cuneta:	30.00	ml
Pend. Cuenca	0.1000	m/m

$$\text{Tiempo de concentración: } T_c = \frac{0.0192 (L + l)^{1.155}}{(SL + sl)^{0.385}}$$

Tiempo de concentración = 5.05 minutos >>>> 5 minutos

Area de cuenca:	$A = (L1 + L2 + l) \times L$
Area de cuenca=	23,000.00 m ²
Area de cuenca=	0.02 Km ²
Area de cuenca=	2.30 Ha

Coefficientes de Escorrentía: (Para cuencas de 0 Ha a 10 Ha)

(Tabla 3.1, pág. 31 (M-019))

Carretera pavimentada (C1):	0.95
Talud (C2):	0.80
Suelo desnudo, gramíneas (C3):	0.80

$$C = \frac{L_1 C_1 + L_2 C_2 + L_3 C_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

C ponderado =

0.82

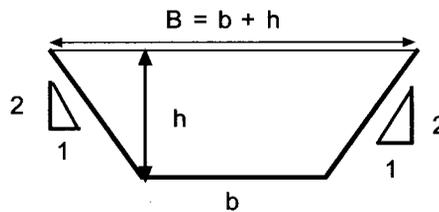
Obtenemos la intensidad de lluvia para un período de retorno de 10 años en la gráfica Intensidad - duración correspondiente :

I = 6.2 pulg/hr

I = 157.48 mm/hr

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3.6} \quad Q = 0.82 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

Sección Cuneta:



k =	67
n =	0.0149
v =	3.50 m/seg
s =	0.020 m/m

1) Radio Hidráulico: 0.22 mt

2) $H = 0.43$ mt

(Fórmula): $H = 1/2 (4.47R_h - 1.20 + \sqrt{(1.44 - 5.93R_h + 20R_h^2)})$

3) Area sección mojada = 0.31 mt

(Fórmula): $A = H (B + H/2)$

4) Q hidráulico (Manning): 1.08 m³/seg

Como $Q_h > Q$, entonces:

$b = 0.50$ m

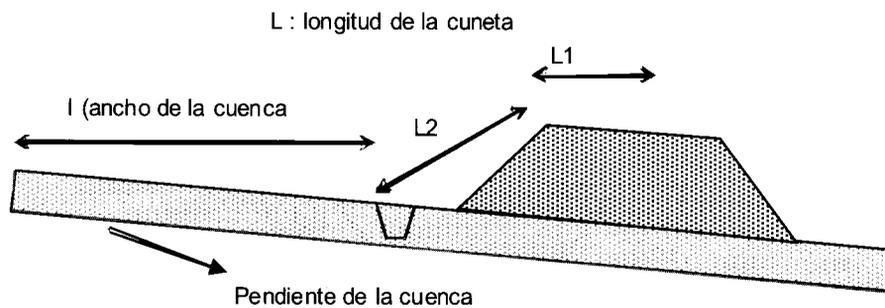
$h = 0.45$ m

$B = 0.95$ m

EJEMPLO 2:

Diseñar la siguiente cuneta con los datos que se dan a continuación:

La cuneta a diseñar es trapezoidal. Utilizaremos en este ejemplo el procedimiento 2.



$L1 =$	12.00 ml
$L2 =$	3.00 ml
$l =$	100.00 ml
$L =$	200.00 ml
Pend. Cuneta:	0.020 m/m
H máx cuneta:	40.00 ml
H mín cuneta:	30.00 ml
Pend. Cuenca	0.1000 m/m

Tiempo de concentración: $T_c = \frac{0.0192 (L + l)^{1.155}}{(SL + sl)^{0.385}}$

Tiempo de concentración= 5.05 minutos>>>> 5 minutos

Area de cuenca: $A = (L_1 + L_2 + l) \times L$

Area de cuenca = 23,000.00 m²

Area de cuenca = 0.02 Km²

Area de cuenca = 2.30 Ha

Coefficientes de Escorrentía: (Para cuencas de 0 Ha a 10 Ha)

(Tabla 3.1, pág. 31 (M-019))

Carretera pavimentada (C1):	0.95
Talud (C2):	0.80
Suelo desnudo, gramíneas (C3):	0.80

$$C = \frac{L_1 C_1 + L_2 C_2 + l C_3}{L_1 + L_2 + l}$$

C ponderado = 0.82

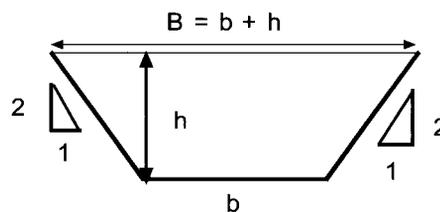
Obtenemos la intensidad de lluvia para un período de retorno de 10 años en la gráfica Intensidad - duración correspondiente:

$I = 6.2$ pulg/hr

$I = 157.48$ mm/hr

$Q = \frac{C \times I \times A}{3.6}$ $Q = 0.82$ m³/seg

Sección Cuneta:



k =	67
n =	0.0149
v =	3.50 m/seg
s =	0.020 m/m

1) H elegido = 0.40 mt

2) Radio Hidráulico: 0.20 mt

Fórmula : $R_h = (2BH + H^2) / (2B + 2H^{0.5})$

3) Area sección mojada = 0.28 m² Fórmula : $A = H (B + H/2)$

4) Q hidráulico (Manning): 0.91 m³/seg

Como $Q_h > Q$, entonces:

b =	0.50 m
h =	0.40 m
B =	0.90 m

EJEMPLO 3:

Carretera secundaria Diseñar cuneta triangular talud 1:2

• **Nota:** calcular TC con fórmula de V.T. Chow

L cuenca = 200 metros
 Cota A = 100 m
 Cota B = 80 m
 Long cuneta = 150 m
 Pendiente cuneta = 3.5%
 Ancho media plataforma = 4.5 m
 C (AB) = 0.75
 C (asfalto) = 0.95

Desarrollo del problema:

$$S = \frac{100 - 80}{200} = 20 / 200 = 0.1 = 10 \%$$

$$\text{Tiempo de penetración : } T_p = 0.303 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} = 0.303 \left[\frac{200}{\sqrt{10}} \right]^{0.64} = 4.31 \text{ minutos}$$

$$T_c = 150 \text{ mt} / 210 \text{ mt/min} = 0.71 \text{ minutos}$$

$$TC = 4.31 \text{ minutos} + 0.71 \text{ minutos} = \mathbf{5.02 \text{ minutos}}$$

$$C = \frac{(200)(0.75) + (4.50)(0.95)}{200 + 4.50} = 0.75$$

$$A = (200 + 4.50) (150) = 30,675 \text{ m}^2 = 0.031 \text{ Km}^2$$

Como la carretera es secundaria, el período de retorno = 5 años.

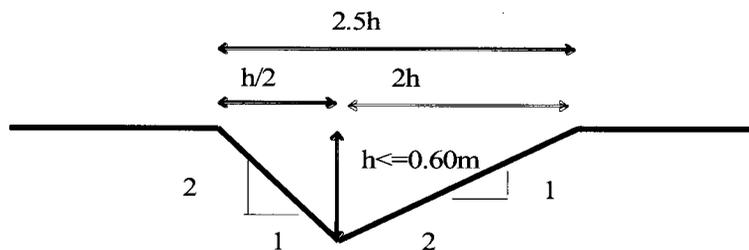
Entrando a la gráfica intensidad-duración del manual de prácticas de Ingeniería vial I, obtenemos $I = 5.60 \text{ pulg/hr} = 142.24 \text{ mm/hr}$

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3.6} = \frac{(0.75)(142.24)(0.031)}{3.6} = 0.92 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Método 1: Con $Rh = 5H^{0.5}/6$

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3.6} \quad Q = 0.92 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Sección Cuneta: Cuneta triangular (talud 2/1 – 1/2)



k =	76.92
n =	0.013
h =	0.42 m
v =	3.50 m/seg
s =	0.035 m/m

Nota: elegimos en este caso $h = 0.42$ para el tanteo de la fórmula.

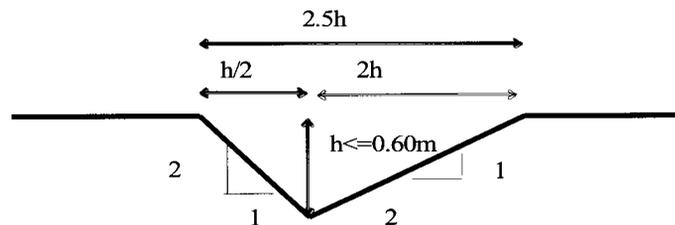
Radio Hidráulico: $R_h = (H \times 5^{1/2})/6 = 0.16$
 Área sección: $A = (5)(H^2)/4 = 0.22$
 Q hidráulico (Manning): $= \boxed{0.92 \text{ m}^3/\text{seg}}$ (Chequea)
 Como $Q h > Q_c$, entonces:

B =	1.05	m
h =	0.42	m

Método 2: Con $R_h = (n V/\sqrt{S})^{3/2}$

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3.6} \quad Q = 0.92 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Sección Cuneta: Cuneta triangular (talud 2/1 – 1/2)



k =	76.92
n =	0.013
h =	0.46 m
v =	3.50 m/seg
s =	0.035 m/m

Nota: elegimos en este caso $h = 0.46$ para el tanteo de la fórmula.

Radio Hidráulico: $R_h = (n V/\sqrt{S})^{3/2} = 0.12$
 Área sección: $A = (5)(H^2)/4 = 0.22$
 Q hidráulico (Manning): $= 0.93 \text{ m}^3/\text{seg}$ (Chequea)

Como $Q h > Q_c$, entonces :

B =	1.15	m
h =	0.46	m

10.3 Drenaje Transversal

Son las obras de drenaje que cruzan la carretera, como lo son las alcantarillas, los badenes, los puentes, el bombeo de la carretera.

Las alcantarillas:

Su función es cruzar las aguas de un lado a otro de la vía.

Sobre ellas se coloca un relleno de un espesor mínimo de 0.60 m.

Las alcantarillas constan de dos partes: tubo y cabezales.

El tubo debe tener la dimensión adecuada para descargar el volumen de agua adecuado.

Los cabezales son estructuras que se construyen en los extremos de las alcantarillas y su función es:

- 1) Impedir erosión alrededor del tubo
- 2) Evitar la separación de los tubos
- 3) Sostener el relleno para que no caiga en el carril
- 4) Guiar el agua hacia el tubo en la entrada de la alcantarilla ó hacia su depósito en la salida.

Ubicación de las alcantarillas:

- 1) Donde existan corrientes de agua que cruzan la carretera, sea en ángulo recto u oblicua.
- 2) En el fondo de depresiones ú hondonadas donde no existan cursos naturales de agua.
- 3) Para descargar una cuneta de un lado a otro de la vía.
- 4) En las curvas verticales cóncavas.

El alineamiento de la alcantarilla debe generalmente seguir el alineamiento natural del cauce del arroyo, canal, etc, pero siempre tratando lo más posible de cruzar la carretera en ángulo recto en interés de la economía del proyecto.



CABEZAL ALCANTARILLA

Pendiente de la alcantarilla:

Normalmente se da la misma pendiente que tenga el cauce natural. Si la pendiente es menor que el cauce natural, se puede depositar sedimentos en la entrada y a lo largo del tubo; si la pendiente es mucho mayor, se puede producir erosión a la salida, que haría que se tengan que construir dispositivos muy costosos para disipar la energía.

- La pendiente mínima es de **0.5%**.

Tipos de alcantarillas:

Los tipos más comunes en Rep. Dominicana son las **circulares** y las de **cajón**.

- Las circulares las podemos tener de hormigón armado, que son las más comunes, y de hierro corrugado.
- Las de cajón son de hormigón, tanto vaciadas insitu como prefabricadas.

Diseño de alcantarillas:

- **Velocidades mínimas:** según el diámetro de los materiales sólidos susceptibles a depositarse en la obra.

Tipo de material	Velocidad mínima
Arena fina (<0.05 mm)	0.40 – 0.50 m/seg
Grava fina (<5mm)	0.50 – 0.70 m/seg
Grava gruesa (5-15 mm)	0.70 – 0.90 m/seg
Piedras (15-30 mm)	1.00 – 1.20 m/seg
Piedras gruesas (30-100 mm)	1.50 – 1.80 m/seg

- **Velocidad máxima:** para alcantarillas de tubos de hormigón debe estar comprendida entre 4.0 – 4.50 m/seg.
- **Diámetro mínimo a usar:** 30"
- **Período de retorno (T):**
 - Vías primarias y secundarias: T = 25 años
 - Vías terciarias: T = 10 años

Diámetros comerciales de tubos de alcantarillas de hormigón armado para carreteras:

	Ø = 30"	Ø = 36"	Ø = 42"	Ø = 48"	Ø = 60"	Ø = 66"	Ø = 72"
Sencilla	0.76 mts	0.91 mts	1.07 mts	1.22 mts	1.52 mts	1.68 mts	1.83 mts
Doble	1.52 mts	1.83 mts	2.13 mts	2.44 mts	3.05 mts	3.35 mts	3.66 mts

Algunas gráficas de alcantarillas y cunetas



ALCANTARILLA DE TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO



ALCANTARILLA DE CAJÓN PREFABRICADO



COLOCANDO RELLENO SOBRE ALCANTARILLA



CONSTRUCCIÓN DE ENCACHE DE CUNETAS



CUNETA ENCACHADA



ESTRUCTURA DE DRENAJE VERTICAL PARA DESAGÜE DE CUNETAS

Métodos de diseño de alcantarillas a utilizar:

En este curso de Ingeniería Vial solo mencionaremos estos cuatro métodos para el diseño de las alcantarillas. Otros métodos serán estudiados en las asignaturas Hidráulica e Ing. Sanitaria.

- 1) Ecuación de Mannig, donde para tubos circulares utilizaremos Radio hidráulico (R_h) = $D / 4$ (un cuarto de su diámetro).
- 2) Método del consorcio Berger-Protecvía.
- 3) Método de Talbot.
- 4) Método de Control de Entrada y Control de Salida.

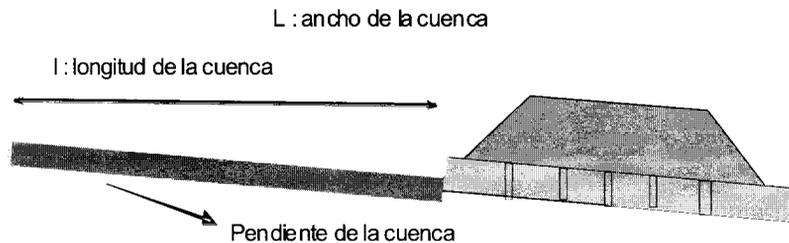
EJEMPLOS PRÁCTICOS:

EJEMPLO 1:

Alcantarilla en cuenca. (Utilizaremos ecuación de Manning)

Con los datos dados abajo, diseñar una alcantarilla de tubos de hormigón.

Carretera secundaria.



l =	1,000.00 ml
L =	6.00 ml
Pend. Tubo:	0.006 m/m
H máx cuenca:	40.00 ml
H mín cuenca:	30.00 ml
Pend. Cuenca	0.0100 ml

$$\text{Tiempo de concentración: } T_c = \frac{0.0192 (L)^{0.77}}{(S)^{0.385}}$$

Tiempo de concentración = 23.08 minutos, usar 25 minutos

Area de cuenca: $A = L \times l$ (Ancho cuenca x long cuenca)

Area de cuenca = 6,000.00 m²

Area de cuenca = 0.0060 Km²

Area de cuenca = 0.60 Ha

Coefficientes de Escorrentía: (Para cuencas de 0 Ha a 10 Ha)

(Tabla 3.1, pág. 31 (M-019))

Suelo desnudo, gramíneas (C3):	0.80
--------------------------------	------

C ponderado =	0.80
---------------	------

En la gráfica intensidad duración correspondiente y para una duración igual al tiempo de concentración y un período de retorno de 25 años obtenemos I (Intensidad de la lluvia):

I = 4.20 pulg/hr

I = 106.68 mm/hr

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3.6}$$

Q = 0.14 m³/seg

Caudal aportado por cuneta 1:

Q1 = 0.95 m³/seg

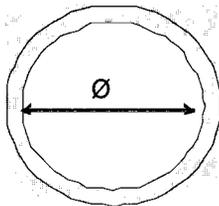
Caudal aportado por cuneta 2:

Q2 = 0.95 m³/seg

Caudal Total :

Qt = 2.04 m³/seg

Sección Tubo:



k =	67
Ø =	1.10 m
v permisible:	3.50 m/seg
s =	0.009 m/m

Radio Hidráulico: = D / 4 = 0.26 mt

Área sección: 0.95 m²

Q hidráulico (Manning): 2.09 m³/seg

Velocidad flujo: 2.19 m/seg

Como Q h > Q, entonces:

Ø =	1.10 m
Ø =	48 “ Pulg.

EJEMPLO 2:

En este caso utilizaremos una ecuación desarrollada por un consorcio de compañías de ingeniería denominado **Berger-Protectvia**.

Ese consorcio desarrolló la siguiente ecuación:

$$Q = 1.425 \times \emptyset^{5/2}$$

Con los mismos datos del ejemplo anterior tenemos que:

$$Q = 2.04 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$2.04 = 1.425 \emptyset^{5/2}$$

$$\emptyset^{5/2} = 2.04/1.425$$

$$\emptyset^{5/2} = 1.4316$$

$$\emptyset = (1.4316)^{2/5} = 1.15 \text{ mt,}$$

$$\text{Usar } \emptyset = 48''$$

EJEMPLO 3:

Una alcantarilla recibe los siguientes caudales : $Q_1 = 0.85 \text{ m}^3/\text{seg}$, $Q_2 = 0.65 \text{ m}^3/\text{seg}$, $n = 0.013$, Pendiente alcantarilla = 2 %. Diseñar la alcantarilla (Diámetro comercial).

$$Q_1 = 0.85 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_2 = 0.65 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_t = 1.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = \frac{(A \times R_h^{2/3} \times S^{1/2})}{n}$$

$$A = \Pi \times D^2 / 4 =$$

$$R_h = D/4$$

Sustituyendo esas expresiones en la fórmula de Manning obtenemos el diámetro que nos da:

$$D = 0.74 \text{ m} = 29.13 \text{ pulgadas}$$

Diámetro comercial = 30 pulgadas

Método de Talbot:

Este método lo podemos usar cuando no hay datos respecto a los caudales hidráulicos ni datos de precipitación pluvial.

En este caso se utiliza mucho la fórmula del Dr. A.N. Talbot profesor de la Universidad de Illinois.
Y es:

$$a = 0.183CA^{3/4}$$

Donde : a = área hidráulica (m²) que deberá tener la alcantarilla

A = Superficie a drenar en Has.

C = Coeficiente que vale:

$C = 1.00$ para terrenos montañosos y escarpados.

$C = 0.80$ para terrenos c/mucho lomería

$C = 0.60$ para terreno c/lomerío

$C = 0.50$ para terrenos muy ondulados

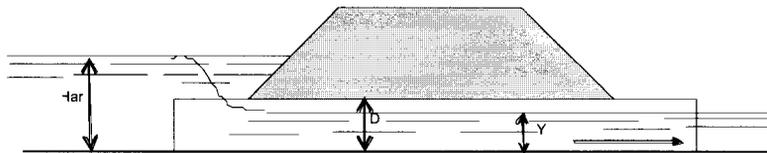
$C = 0.30$ para terrenos casi planos

$C = 0.20$ para terrenos planos.

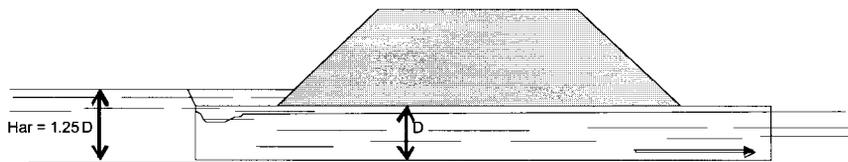
Método de diseño de alcantarillas por control de entrada o control de salida

El método de diseño que vamos a explicar a continuación es el más usado para el diseño de las alcantarillas de carreteras.

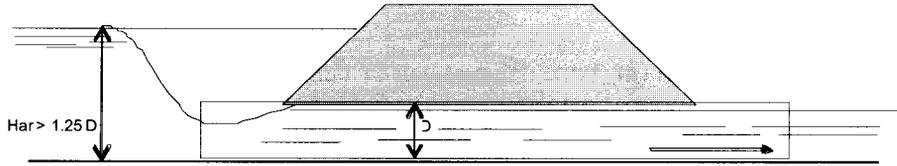
Alcantarilla con control de entrada: Este caso se presenta cuando la salida de agua está libre y la capacidad de descarga de la alcantarilla se rige por el nivel de agua en la entrada.



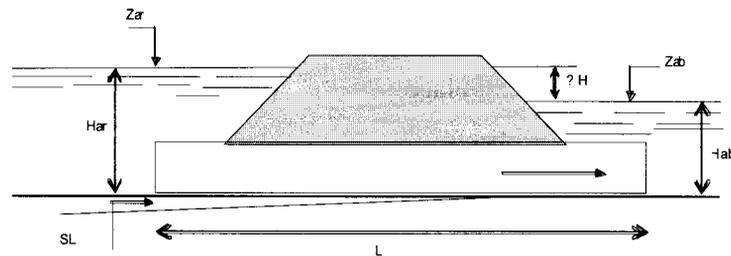
Como vemos en la gráfica, si el nivel de agua es tal que $Har \leq 1.25 D$, siendo D = diámetro de la alcantarilla, entonces, el escurrimiento en la alcantarilla será siempre libre, si su pendiente es suficiente.



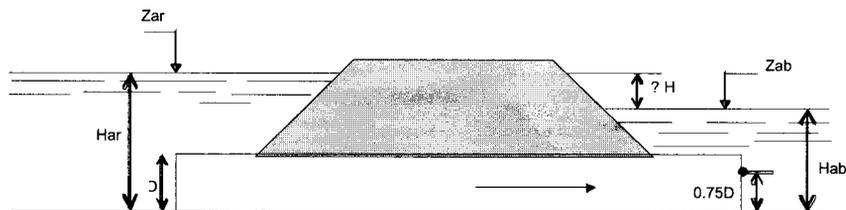
En la gráfica siguiente podemos observar que si el nivel en la entrada de la alcantarilla es tal que $H_{ar} > 1.25 D$, entonces, las aguas escurrirán libremente o a conducto lleno, según la longitud y la pendiente que tenga la alcantarilla, luego de ocurrir una fuerte contracción en la entrada.



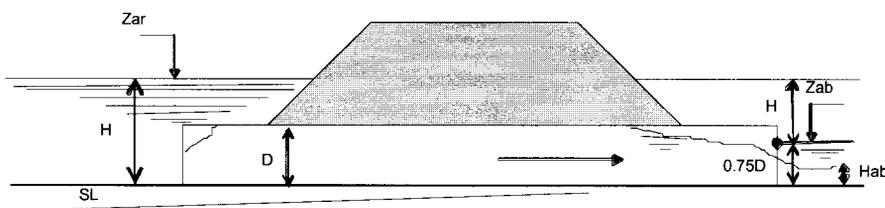
Alcantarilla con control de salida: Este caso se presenta cuando la salida de la alcantarilla está total ó parcialmente sumergida. La capacidad de descarga de una alcantarilla funcionando con control de salida está regida por el nivel de agua en su salida.



Si el nivel del agua en la salida es mayor de $0.75 D$, siendo $D =$ al diámetro de la alcantarilla, entonces se considera como un escurrimiento a conducto lleno en toda la longitud de la obra.



Si el nivel de agua en la salida es menor de $0.75 D$, se considera como un escurrimiento con conducto lleno en una parte de su longitud. Se va a considerar para fines de cálculo este nivel = a $0.75 D$. La carga real aguas abajo es $H_{ab} + V_s^2/2g$, donde H_{ab} es la profundidad aguas abajo y V_s es la velocidad de salida, y esta expresión da como resultado aproximadamente $0.75 D$, por lo que se toma este valor para los cálculos.



Procedimiento para realizar los cálculos:

En la tabla que se mostrará más adelante tenemos los siguientes elementos :

Datos generales:

- Número de la obra
- Estación
- Longitud (mt)
- Caudal de diseño (Ddis) (m³/seg)

Datos de Normas:

- Período de retorno (T) (Años)
- Vs (velocidad máxima admisible) (m/seg)
- Har / D para control de entrada = 1.20
- Har / D para control de salida = 1.50
- Pendiente mínima (m/m)

CÁLCULOS:

Datos comunes:

- **Columna 1:** Descripción del tipo de alcantarilla y su embocadura.
 - **Embocadura tipo A:** Con muro de ala, presentando un ángulo de 30° a 75° con el eje del conducto.
 - **Embocadura tipo B:** Con muro de cabecera normal al eje del conducto, sin muros de ala.
 - **Embocadura tipo C:** Con entrada saliente o cortada en bisel según la pendiente de los taludes.
- **Columna 2:** Caudal de diseño (Qd) (m³/seg).
- **Columna 3:** Número o cantidad de alcantarillas proyectadas para esa estación (N).
- **Columna 4:** Diámetro elegido para comenzar los cálculos (D) (mts). Podemos elegir ese diámetro de inicio de la siguiente forma: como $Q = AV$, despejamos $A = Q/V$ y calculamos esta fórmula con el caudal de diseño y la velocidad admisible. El área que nos da de tubo, lo llevamos al diámetro correspondiente a esa área con la fórmula del área del círculo.
- **Columna 5:** Caudal para cada alcantarilla. $Q = Qd / N$ (m³/seg).

Control de entrada:

- **Columna 6:** Calculamos la variable adimensional Q^* .

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{(2gD^5)}}$$

Donde $g = 9.81$ m/seg.

- **Columna 7:** Coeficiente de carga H_{ar} / D para control de entrada. Vamos a la gráfica de la página 59 del M-019 y entrando en el eje X (Q^*) trazamos una recta vertical hasta tocar la curva del tipo de embocadura seleccionada (A, B ó C) y luego giramos 90° a la izquierda y el valor que nos da el eje Y es H_{ar} / D .

Podemos también utilizar las siguientes ecuaciones sacadas de esa gráfica por el autor de este manual de vial I por medio de regresión.

Las ecuaciones a utilizar para estimar el valor de H_{ar} / D son las siguientes:

Embocadura tipo A:

- Para Q^* de 0.116 a 1.00 : $H^* = (H_{ar}/D) = 1.9968(Q^*)^2 + 1.3153Q^* + 0.4679$
- Para Q^* de 1 a 1.50 : $H^* = (H_{ar}/D) = 8(Q^*)^2 - 15.6Q^* + 11.4$

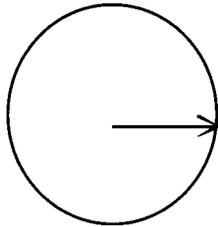
Embocadura tipo B:

- Para Q^* de 0.14 a 0.20 : $H^* = (H_{ar}/D) = -13.921(Q^*)^2 + 6.8675(Q^*) - 0.0914$
- Para Q^* de 0.20 a 0.30 : $H^* = (H_{ar}/D) = -405.09(Q^*)^3 + 308.28(Q^*)^2 - 75.19Q^* + 6.675$
- Para Q^* de 0.30 a 0.50 : $H^* = (H_{ar}/D) = 5.8275(Q^*)^3 - 7.5612(Q^*)^2 + 6.1489Q^* - 0.4127$
- Para Q^* de 0.50 a 1.08 : $H^* = (H_{ar}/D) = 5.2774(Q^*)^3 - 7.3952(Q^*)^2 + 9.1364Q^* - 1.851$

Embocadura tipo C:

- Para Q^* de 0.152 a 0.20 : $H^* = (H_{ar}/D) = 2634.1(Q^*)^3 - 1380.7(Q^*)^2 + 241.79Q^* - 13.504$
- Para Q^* de 0.20 a 0.30 : $H^* = (H_{ar}/D) = 127.31(Q^*)^3 - 89.683(Q^*)^2 + 22.655Q^* - 1.2614$
- Para Q^* de 0.30 a 0.50 : $H^* = (H_{ar}/D) = 42.492(Q^*)^3 - 49.417(Q^*)^2 + 22.38Q^* - 2.5248$
- Para Q^* de 0.50 a 0.89 : $H^* = (H_{ar}/D) = -22.883(Q^*)^3 + 62.247(Q^*)^2 - 41.315Q^* + 9.6046$
 - Si $(H_{ar} / D) > \text{Norma (1.20)}$, entonces debemos detener el cálculo y proponer otras dimensiones de tubo.
 - Si $(H_{ar} / D) \leq \text{Norma (1.20)}$, continuar con los cálculos.
- **Columna 8:** Pendiente longitudinal proyectada para la alcantarilla (S) (m/m).
- **Columna 9:** Variable adimensional Q_v^* .

$$Q_v^* = \frac{Q}{K S^{1/2} R^{8/3}}$$



Donde R es el radio de la alcantarilla

- **Columna 10:** Variable adimensional V^* . Entramos a la gráfica de la página 63 del M-019 de SEOPC y entramos en el eje X con el valor de Q_v^* , trazamos una línea vertical hasta la curva, luego trazamos otra línea a 90° de la primera, y el valor obtenido en el eje Y es V^* .

También podemos usar las ecuaciones mostradas a continuación que fueron obtenidas por regresión de la gráfica arriba mencionada por el autor de este manual de Ingeniería Vial I.

- Hasta $Q_v^* = 0.05$: $V^* = 0.0508 \ln(Q_v^*) + 0.4101$
- De $Q_v^* = 0.05$ a 0.50 : $V^* = 0.1091 \ln(Q_v^*) + 0.592$
- $Q_v^* > 0.50$: $V^* = 0.1691 \ln(Q_v^*) + 0.64$
- **Columna 11:** Velocidad de salida V (m/seg). La calculamos con la siguiente expresión, que es la fórmula de la velocidad media:

$$V = V^* \times K \times S^{1/2} \times R^{2/3}$$

Para control de entrada, $V_{media} \approx$ Velocidad de salida.

- Si $V \leq$ velocidad admisible, se termina el cálculo y el diseño escogido conviene.
- Si $V >$ velocidad admisible, se sigue el proceso con una pendiente menor.

Control de salida:

- **Columna 12:** Coeficiente de entrada (K_e): tabla página 67 del M-019 de SEOPC.
- **Columna 13:** Sobrealzamiento de Carga (ΔH). Lo calculamos con la siguiente expresión:

$$\Delta H = 0.083 (Q^2 / D^4) \times [(K_e + 0.028 \times (L / D^{4/3}) + 1)]$$

- **Columna 14:** Pendiente longitudinal proyectada (S) (m/m).
- **Columna 15:** Profundidad del agua aguas abajo (H_{ab}) (mt). Lo calculamos por medio de la siguiente ecuación:

$$Hab = 0.1955 \times \frac{Qd^{3/8}}{S^{3/16}}$$

- Si $Hab > 0.75 D$, tomar Hab calculado.
- Si $Hab \leq 0.75 D$, $Hab = 0.75 D$.
- **Columna 16:** Profundidad del agua aguas arriba (Har) (mt). La calculamos con la siguiente ecuación:

$$Har = Hab + \Delta H - S \times L$$

- **Columna 17:** Coeficiente de carga por control de salida (Har / D). Se comprueba con norma. Luego de calcular Har , calculamos Har / D y :
- Si $(Har / D) \leq 1.50$ se continúa el cálculo.
- Si $(Har / D) > 1.50$, cambiar dimensiones de la alcantarilla.
- **Columna 18:** Velocidad de salida (Vs) (m/seg). La calculamos con la siguiente expresión:

$$Vs = Q / A$$

Se comprueba con velocidad admisible.

- Si $Vs \leq$ velocidad admisible, el diámetro de la alcantarilla es conveniente.
- Si $Vs >$ velocidad admisible, hacer nuevos cálculos con otras dimensiones.

Comparando Har para entrada y salida, la alcantarilla funciona según el mayor valor de Har .

10.4 Drenaje Sub-terráneo:

Es un tipo de drenaje construido bajo las superficie de los caminos cuyo fin es eliminar el agua subterránea que pueda aparecer y no permitir que esas aguas suban a la plataforma de la vía y la dañen.

Generalmente estos drenes, llamados también sub-drenes se construyen debajo de las cunetas, ó en zonas en la vía donde exista alguna corriente de agua sub-terránea que queramos eliminar ó canalizar.

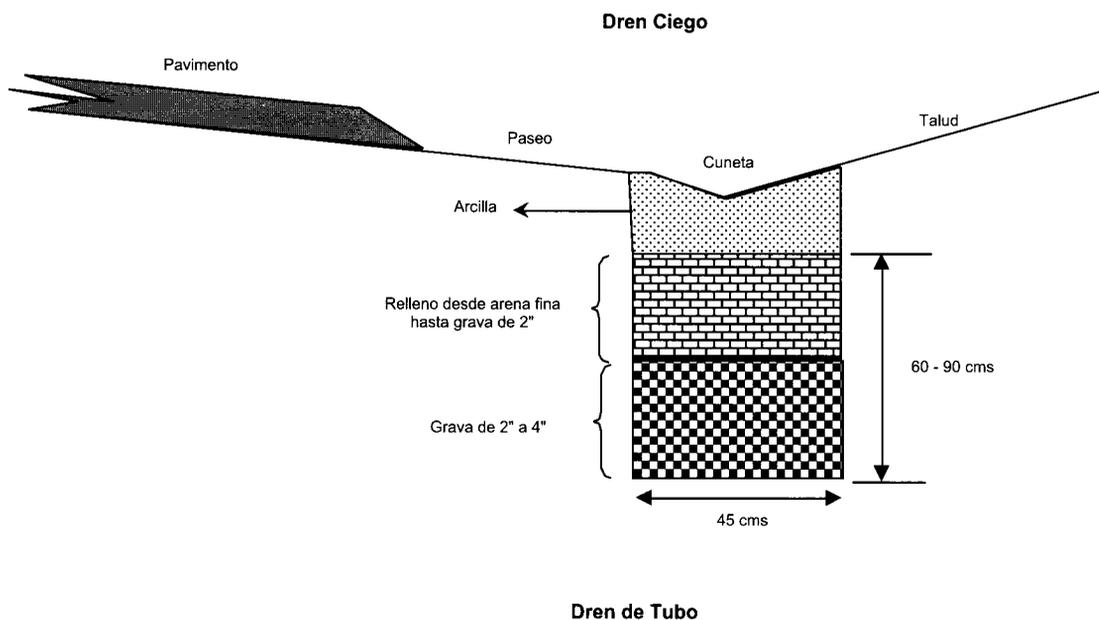
Los sub-drenes pueden ser de dos tipos: ciegos o de tubos.

Los drenes ciegos son zanjas rellenas de piedra quebrada o grava. Estos tipos de drenes son muy empleados, y si se construyen en forma correcta, dan resultados satisfactorios por mucho tiempo.

Cuando se usan drenes ciegos paralelos al camino, la práctica común es el de colocar uno en cada lado del camino, precisamente bajo las cunetas.

Los drenes ciegos son de 0.45 m de ancho y de 0.60m a 0.90m de profundidad.

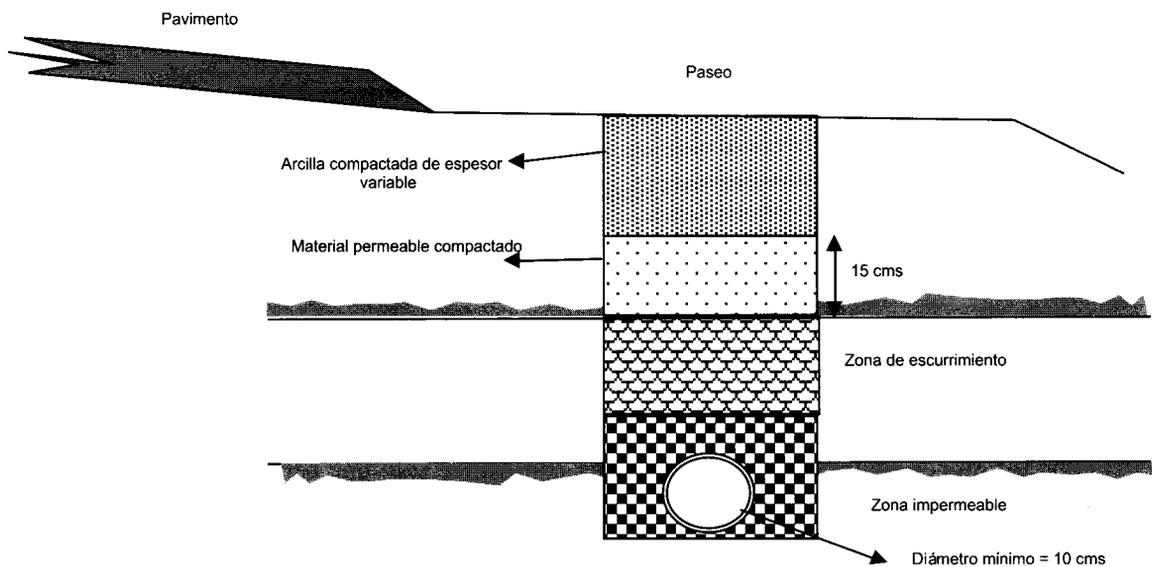
Para que los drenes ciegos sean efectivos deben construirse con una pendiente uniforme y desaguar a una salida adecuada.



Los sub-drenes de tubos son muy superiores a los formados por zanjas abiertas y a los drenes ciegos.

A estos drenes se le coloca un tubo perforado de la mitad de su diámetro para abajo, y de esa forma, el agua puede penetrar y conducirse a su lugar de desagüe.

Dren de Tubo



ANEXOS

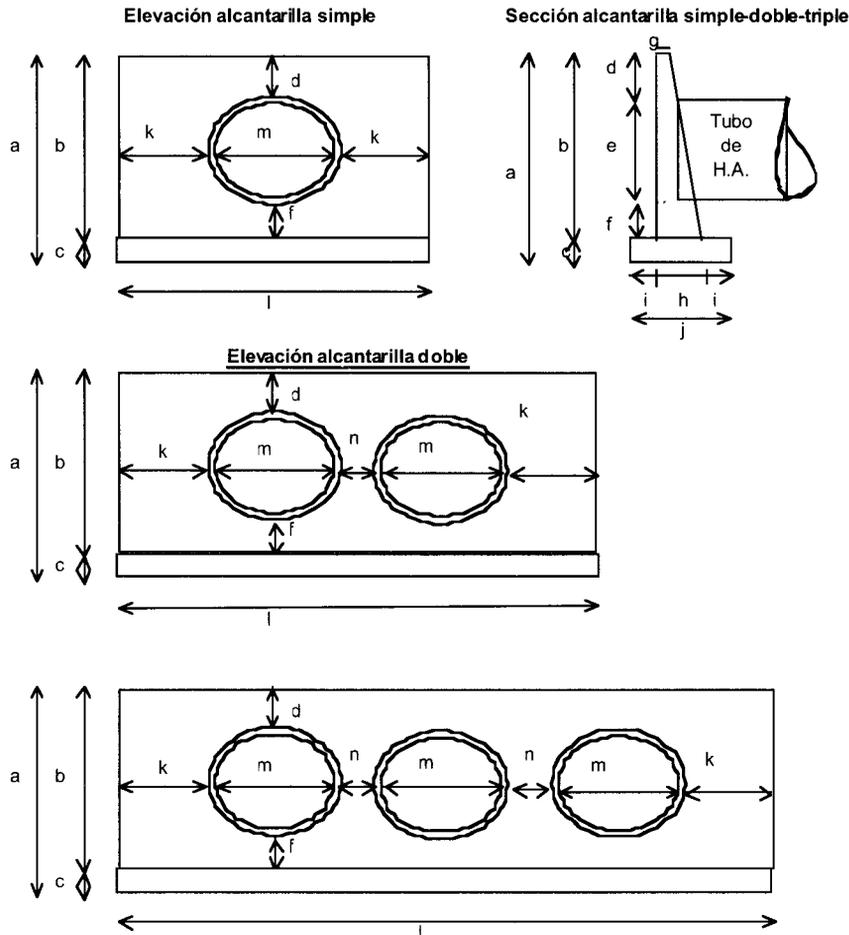
Dimensiones y volúmenes de cabezales de alcantarillas sin aletas

Alcantarilla Simple				
	24"	30"	36"	42"
a	1.93	2.08	2.40	2.75
b	1.53	1.68	2.00	2.35
c	0.40	0.40	0.40	0.40
d	0.30	0.30	0.30	0.30
e	0.83	0.98	1.10	1.30
f	0.40	0.40	0.60	0.75
g	0.25	0.25	0.25	0.25
h	0.50	0.50	0.60	0.94
i	0.20	0.20	0.20	0.20
j	0.90	0.90	1.00	1.34
k	0.835	0.885	0.950	1.305
l	2.50	2.75	3.00	3.90
m	0.61	0.76	0.91	1.07
n				

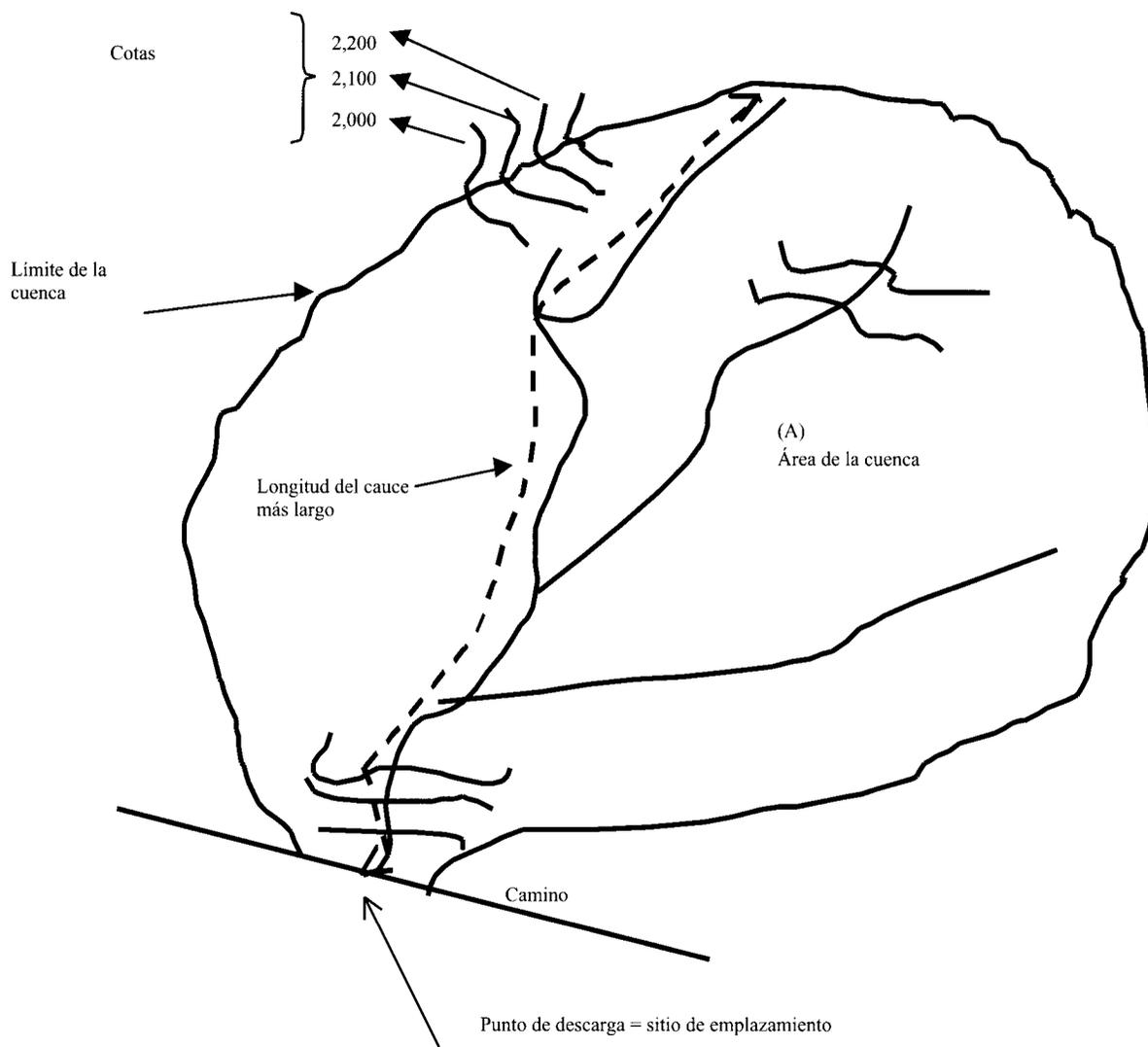
Alcantarilla Doble					
	24"	30"	36"	42"	48"
a	1.93	2.08	2.40	2.75	2.62
b	1.53	1.68	2.00	2.35	2.22
c	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
d	0.30	0.30	0.30	0.30	0.80
e	0.83	0.98	1.10	1.30	1.42
f	0.40	0.40	0.60	0.75	
g	0.25	0.25	0.25	0.25	0.30
h	0.50	0.50	0.60	0.94	0.70
i	0.20	0.20	0.20	0.20	0.25
j	0.90	0.90	1.00	1.34	1.20
k	0.970	0.850	0.765	1.300	0.730
l	3.90	4.06	4.20	5.80	5.00
m	0.61	0.76	0.91	1.07	1.22
n	0.30	0.40	0.47	0.64	0.70

Alcantarilla Triple				
	24"	30"	36"	42"
a	1.93	2.08	2.40	2.75
b	1.53	1.68	2.00	2.35
c	0.40	0.40	0.40	0.40
d	0.30	0.30	0.30	0.30
e	0.83	0.98	1.10	1.30
f		0.40	0.58	0.75
g	0.25	0.25	0.25	0.25
h	0.50	0.50	0.60	0.94
i	0.20	0.20	0.20	0.20
j	0.90	0.90	1.00	1.34
k	0.970	0.885	0.765	1.200
l	5.03	2.75	5.70	7.50
m	0.61	0.78	0.91	1.07
n	0.30	0.39	0.45	0.60

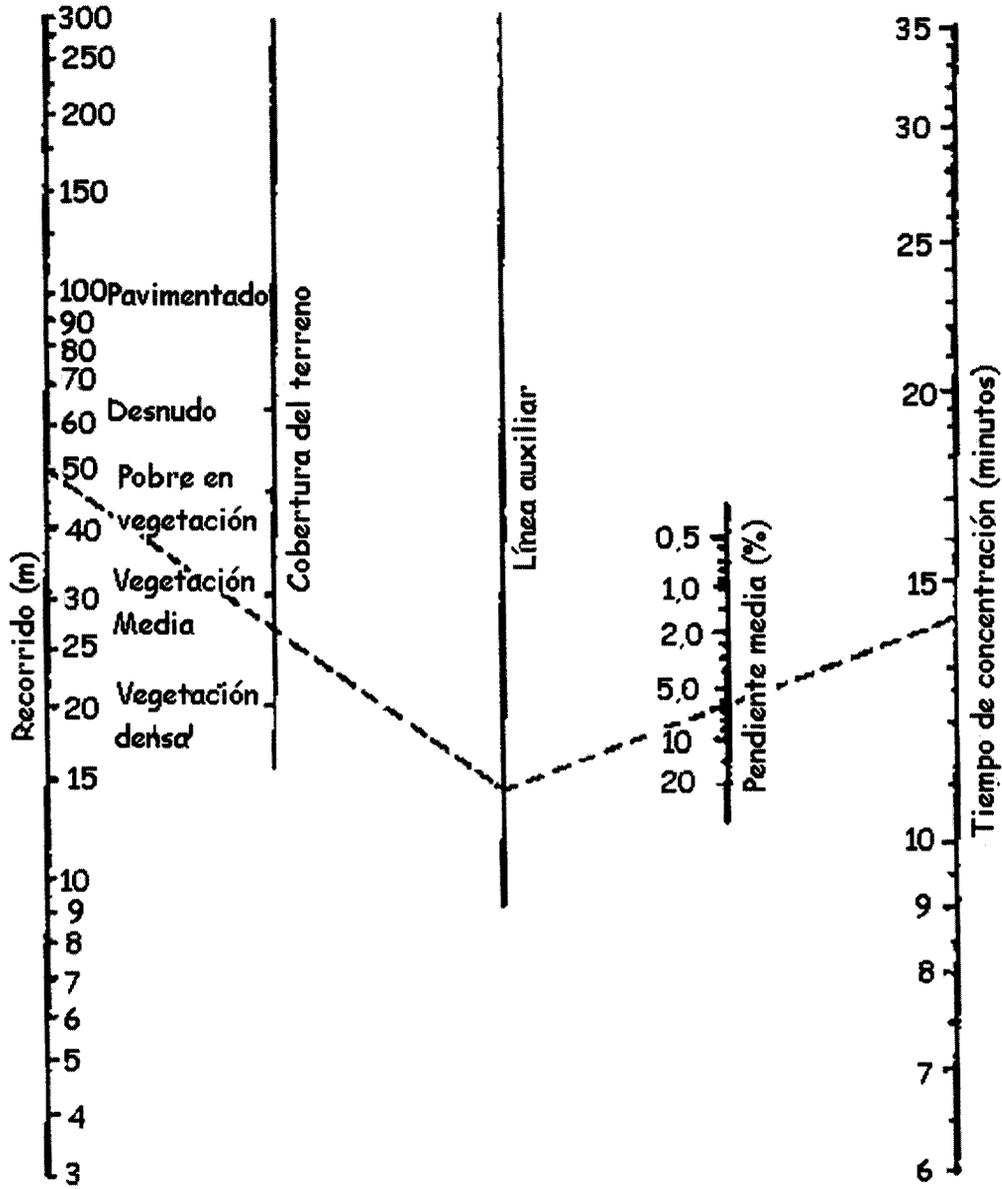
Volumen por unidad de cabezal															
m3	2.14	2.45	3.37	6.91	m3	3.24	3.52	4.50	10.00	13.37	m3	4.00	4.60	7.21	11.13



Determinación de la longitud del cauce (L)

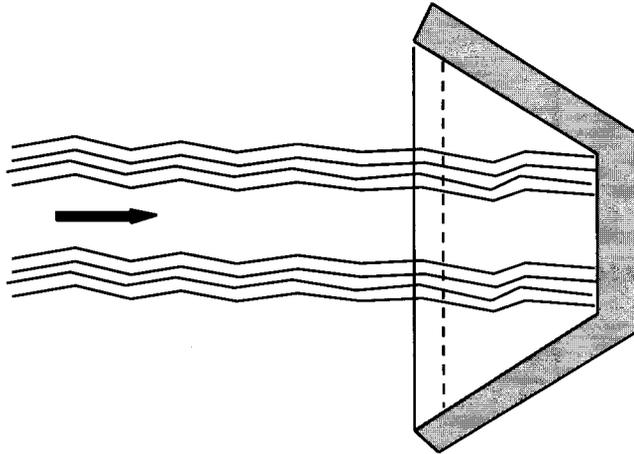


Tiempo de Concentración

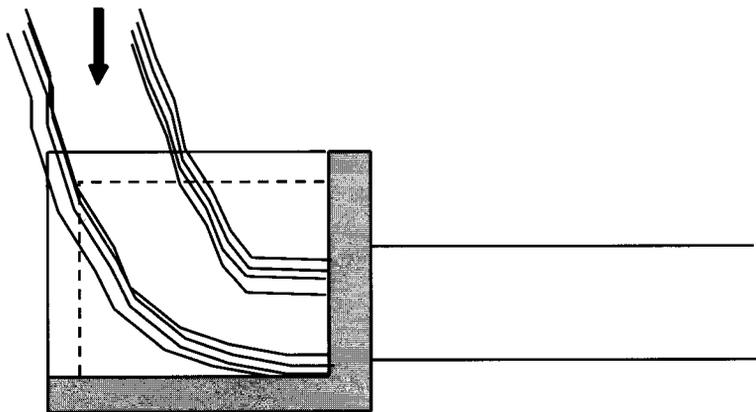


Distintos usos de aletas en alcantarillas

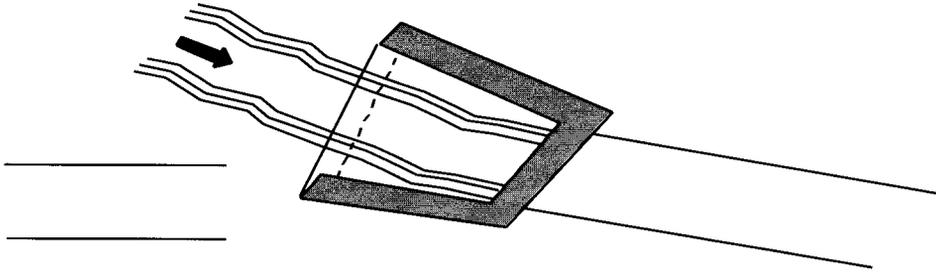
Flujo normal al terrapén



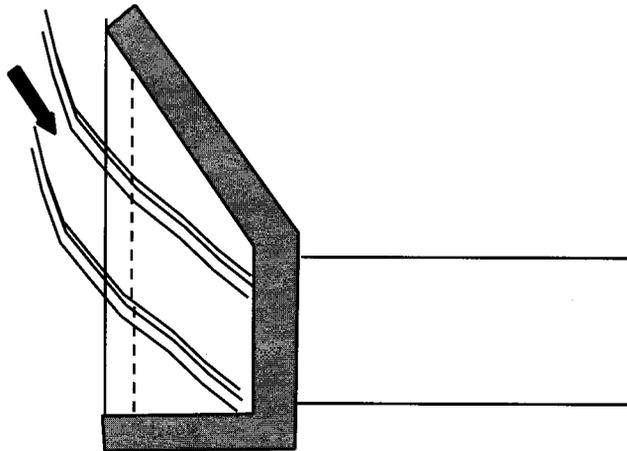
Flujo paralelo al terrapén



Flujo y alcantarilla esviados

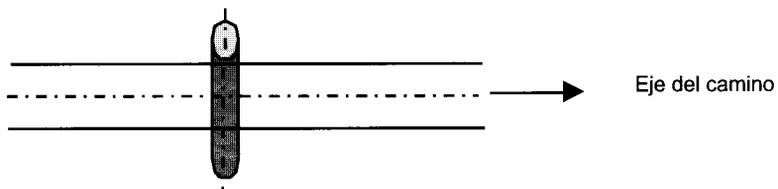


Flujo oblicuo al terrapén

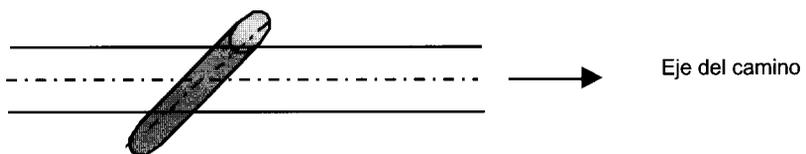


Diferentes alineamientos de alcantarillas

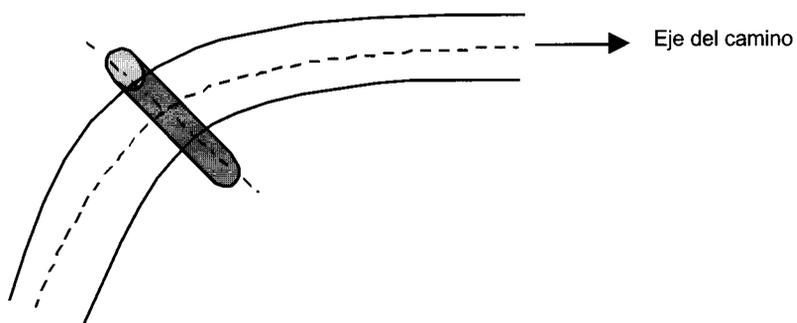
Alcantarilla normal en tangente



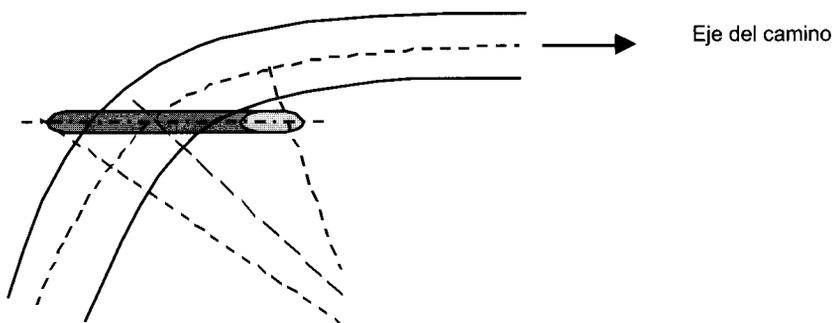
Alcantarilla oblicua en tangente



Alcantarilla radial en curva



Alcantarilla oblicua en curva





ALCANTARILLA DE CAJÓN TRIPLE



BADÉN TUBULAR EN CONSTRUCCIÓN

Bibliografía empleada para la realización de este libro

- 1) Ingeniería de Carreteras de Paul Wright
- 2) Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor
- 3) Proyecto de Carreteras de Jacob Carciente
- 4) Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito
- 5) Cátedras de Caminos de la Universidad Nacional de Ingeniería de Lima, Perú
- 6) Criterios Básicos para el Diseño Geométrico de Carreteras (M-012) , SEOPC
- 7) Manual de Drenaje de Carreteras (M-019), SEOPC
- 8) Caminos, de la Universidad Politécnica de Madrid.
- 9) Curso General de Carreteras del Ing. Tomás Arthur
- 10) Cátedras de Ingeniería Vial I, INTEC, 1985
- 11) Ingeniería Económica de Tarkin-Blank
- 12) Highway Capacity Manual, 1995
- 13) Cátedras de Ingeniería de Tránsito del Postgrado en Transporte del INTEC, 2000
- 14) Caminos de José Luis Escario
- 15) Estructuración de Vías Terrestres de Olivera Bustamante
- 16) Manual de Movimiento de Tierras de Caterpillar
- 17) Manual para Curso de HDM (Higway Design and Maintenance Model), TRANSVIALSA.
- 18) Material de apoyo para la asignatura Topografía, del Ing. Alfredo Cross Frías.
- 19) Vías de Comunicaciones de Carlos Crespo Villalaz
- 20) Notas de Cátedras de Vías de Ing. Alexandra Cedeño Villegas.
- 21) Trazado de Caminos, Hickerson.
- 22) 100 Años de Historia: Publicación del periódico Hoy.
- 23) Grandes Acontecimientos Dominicanos del Siglo XX, Mansés Sepúlveda. Publicación Periódico Hoy.
- 24) Manual de Carreteras, Ing. Eddy Scipion Pinella.
- 25) Manual de Diseño de Vías Urbanas, Vchisa, Perú.
- 26) Normas de Diseño Geométrico de Carreteras, Perú.
- 27) A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994 y 2001.
- 28) Notas del Curso Diseño Geométrico de las Vías, John Jairo Agudelo, Universidad EAFIT, 2001.
- 29) Notas de Vías I, Universidad Instituto Politécnico Superior José Ant. Echavarría. La Habana, Cuba.

Esta edición del libro INGENIERÍA VIAL I,
de Hugo Andrés Morales Sosa, de 500 ejemplares,
se terminó de imprimir en el mes de diciembre de 2006
en los talleres gráficos de Editora Búho,
Santo Domingo, República Dominicana.

Ing. Hugo Andrés Morales Sosa



Nació en Santo Domingo, D. N., el 7 de julio de 1966, realizó sus estudios secundarios en el Colegio Dominicano De La Salle, graduándose de bachiller en Ciencias y Letras en 1983. Estudió Ingeniería Civil en el Instituto Tecnológico de Santo Domingo (INTEC), graduándose en 1987; y en la misma institución realizó los estudios de post-gradó en Administración de la Construcción (1989) y Transporte (2002).

En el ámbito profesional ha estado involucrado a la Ingeniería de Carreteras trabajando en La Secretaría de Estado de Obras Públicas (SEOPC), Consorcio Harris-Coindisa, Transvialsa y Grupo Modesto.

Actualmente es profesor de Ingeniería Vial I y II en INTEC e imparte cursos de educación continúa en el área de presupuestos de carreteras en universidades y el CODIA.