



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**CONSTRUCCIÓN DE LA VIALIDAD DE UN DESARROLLO
RESIDENCIAL**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

JUAN MARGARITO MORENO LAGOS



**DIRECTOR DE TESIS:
ING. MARCOS TREJO HERNANDEZ
2013**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/019/12

Señor
JUAN MARGARITO MORENO LAGOS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

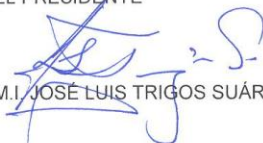
"CONSTRUCCIÓN DE LA VIALIDAD DE UN DESARROLLO RESIDENCIAL"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. ESTUDIOS TÉCNICOS
- III. PROYECTO EJECUTIVO
- IV. PLANEACIÓN
- V. CONSTRUCCIÓN
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 27 marzo 2012.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JTS/MTH*gar.

INDICE

INTRODUCCION	1
CAPITULO 1 ANTECEDENTES	2
1.1 DESARROLLO ECONOMICO	2
1.2 DESARROLLO DE INFRAESTRUCTURA	2
CAPITULO 2 ESTUDIOS TECNICOS	4
2.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS	4
2.2 ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS	4
2.3 ESTUDIOS DE HIDROLOGIA	11
2.4 NORMAS AMBIENTALES	16
CAPITULO 3 PROYECTO EJECUTIVO	21
3.1 PROYECTO TOPOGRAFICO	21
3.2 CLASIFICACION Y CARACTERISTICAS DE LAS CARRETERAS	21
3.3 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE LAS CARRETERAS	23
3.4 ALINEAMIENTO HORIZONTAL	25
3.5 ALINEAMIENTO VERTICAL	32
3.6 SECCION TRANSVERSAL	39
3.7 PROYECTO GEOMETRICO DE LA SUBRASANTE	45
3.8 PROYECTO DE PAVIMENTO	55
3.9 PROYECTO DE INSTALACIONES	108
3.10 PROYECTO ARQUITECTONICO	108
3.11 ESPECIFICACIONES	108
3.12 CATALOGO DE CONCEPTOS Y PRESUPUESTO	110

	3.13 PROGRAMA DE OBRA	136
CAPITULO 4	PLANEACION	142
	4.1 VOLUMETRIA	142
	4.2 PROGRAMA MAQUINARIA Y EQUIPO	142
	4.3 PROGRAMA DE SUMINISTROS	144
	4.5 PROGRAMA DE EGRESOS	147
	4.6 LOCALIZACION FRENTE DE TRABAJO	148
	4.7 CAMINO DE ACCESO Y CIRCULACION	148
	4.8 SEGURIDAD	148
CAPITULO 5	CONSTRUCCION	149
	5.1 DESCRIPCION DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	149
	5.2 DEPARTAMENTO DE PRODUCCION	153
	5.3 DEPARTAMENTO DE CONTROL DE OBRA	153
	5.4 DEPARTAMENTO DE CONTROL DE CALIDAD	154
	5.5 BITACORA DE OBRA	154
	5.6 TERMINACION DE OBRA	158
CAPITULO 6	CONCLUSIONES	160
	BIBIOGRAFIA	161

INTRODUCCION

En la última década, el crecimiento acelerado del turismo en la zona de Los Cabos, en la península de B.C. Sur, ha incrementado la demanda de construcción de infraestructura para fraccionamientos residenciales orientados principalmente al mercado de Norteamérica.

El presente trabajo, pretende mostrar la interrelación de las disciplinas que abarcan desde el estudio hasta la terminación de las obras de infraestructura para dichos desarrollos residenciales.

Para el desarrollo de este tipo de obra en particular, se describen los diferentes tipos de estudio que deben de llevarse a cabo, para la etapa de diseño y presentación del proyecto ejecutivo.

La planeación, implica todos los elementos que intervienen el desarrollo de la obra, la forma de aplicarlos, así como el calendario de ejecución.

La etapa de construcción, es el objetivo principal de este trabajo, se describe el proceso constructivo desde la llegada al sitio de la obra, hasta la terminación y finiquito de la misma.

Esto es, desde las instalaciones provisionales, inicio de las actividades de construcción indicando los frentes de obra, su justificación, los accesos, las vías de circulación, horarios de suministro de materiales, combustibles, lubricantes y mantenimiento a maquinaria.

Controles del proceso constructivo, su seguimiento y vigilancia para asegurar que la obra se construya dentro de los parámetros de costo y tiempo establecidos en la etapa de planeación.

El control de calidad de los diferentes conceptos de la obra, apegados a normas y especificaciones establecidas para dichos proyectos.

Volúmenes excedentes de obra, conceptos extraordinarios, con la autorización correspondiente vía minuta de obra, oficio o bitácora, su impacto en el presupuesto base, calendario de obra y flujo de efectivo.

Concluida la obra, finiquito correspondiente y acta entrega – recepción.

En conclusión, se pretende mostrar la importancia que representan las etapas que comprende un proyecto para construcción de una vialidad.

CAPITULO 1

1. ANTECEDENTES.

1.1 DESARROLLO ECONOMICO.

Se define como la estrategia donde el ingreso nacional real per cápita, es el mismo para toda la población y por lo tanto la distribución del ingreso es igual para la gran mayoría de la misma, ésta definición, al aplicarse regionalmente nos indica su grado de desarrollo.

El desarrollo regional, Inicia en el año de 1980 con la construcción de infraestructura de comunicaciones y urbanización del proyecto turístico denominado “Los Cabos” desarrollado por Fonatur.

Como consecuencia de lo anterior, se incorporan al desarrollo los sectores secundario y terciario a uno predominantemente primario.

Este desarrollo provoca, que esta región presente uno de los índices de mayor crecimiento en el país

El desarrollo económico se ha visto afectado por las recurrentes crisis nacionales y actualmente por la crisis inmobiliaria originada en Norteamérica en 2008, afectando de manera muy importante al mercado inmobiliario regional, el cual está prácticamente paralizado.

Las perspectivas de reactivación en este segmento del desarrollo no son positivas, debido a que está dirigido principalmente al mercado Norteamericano.

1.2 DESARROLLO DE INFRAESTRUCTURA.

Se inicia a partir del año de 1976, con la terminación de la carretera transpeninsular La Paz- Cabo San Lucas, la construcción del aeropuerto internacional en San José del Cabo en 1980, la construcción de la marina en Cabo San Lucas en 1986, así como el inicio en esta época de la construcción de hoteles de cadenas nacionales, y la construcción de infraestructura del desarrollo turístico de fonatur “Los Cabos”.

Con la terminación del aeropuerto internacional San José del Cabo, se acelera la construcción hotelera en el corredor turístico San José– Cabo San Lucas, dándoles valor agregado la construcción de campos de golf de talla internacional.

Todo lo anterior genero mejoramiento de la infraestructura urbana, la ampliación a 4 carriles de la carretera aeropuerto San José del Cabo – Cabo San Lucas y la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales.

En el año 2000, se inicia la construcción del aeropuerto de Cabo San Lucas el cual hasta la fecha no se ha concluido.

La construcción de desarrollos residenciales en etapa de urbanización se inicia el año de 1990, ofertándose este segmento como venta de lotes para construcción residencial.

Con altibajos, marcados por los periodos de crisis nacionales pero principalmente por la internacional del año 2008, este sector está prácticamente paralizado actualmente.

En enero del 2012, inicio la construcción de un centro de convenciones en San José del Cabo, destinado a la cumbre denominada G-20 y se tiene programada la terminación de la carretera cuatro carriles Cabo San Lucas – Todos los Santos la cual está en construcción.

CAPITULO 2

2. ESTUDIOS TECNICOS.

2.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

Topografía.- Es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio medidas según los 3 elementos del espacio.

El conjunto de operaciones necesarias para determinar las posiciones de los puntos y su representación en un plano es lo que se llama levantamiento topográfico. En la actualidad estos se llevan a cabo por medio de la estación total, con éstos datos se dibuja el plano topográfico conocido como de curvas de nivel.

Para este proyecto en específico, el trazo de la vialidad queda supeditado a la superficie y orientación de los lotes residenciales, por lo que se ejecuta levantamiento topográfico en ruta indicada considerando la franja de vialidad y longitud total.

2.2 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

El Dr. Karl Terzaghi, definió la Mecánica de Suelos como la aplicación de las Leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producto de la desintegración química y mecánica de las rocas.

Suelo.- conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes.

El estudio que se lleva a cabo para este proyecto de vialidad, referente a esta rama es el siguiente.

a) Localización Geológica. De acuerdo con datos del INEGI, la ciudad de Cabo San Lucas se localiza en un área caracterizada por la presencia de roca Granítica y Granodioritas. La Región del Cabo corresponde a un "horst" granítico, donde las rocas marinas descansan discordialmente en su límite oriental. Las Granodioritas son rocas de color blanco con manchas oscuras y rocas color café claro resultante del alto grado de intemperismo; megascópicamente se observa que su estructura es compacta en forma general, salvo en aquellas áreas donde el intemperismo es intenso y su estructura es deleznable.

b) Carta sísmica. De acuerdo con la regionalización sísmica de la República Mexicana (CFE Y CENAPRED), se ubica en la zona mixta "B/C" de sismos no tan frecuentes, por compartir 2 zonas sin que alguna de ellas cubra una porción mayor que 3/4 del territorio. Clasificando al suelo como firme, con un coeficiente sísmico variable entre $c=0.14$ y $c=0.36$

c) Sondeos y extracción de muestras.- Actividad que se lleva a cabo para conocer la estratigrafía, así como recolección de muestras para determinar las propiedades mecánicas del suelo en el sitio donde se construirá la vialidad.

Las pruebas de laboratorio son:

Granulometría. Parte de la mecánica de suelos que estudia lo referente a tamaños y distribución de las partículas de un suelo grueso. A partir esta prueba, podemos dibujar la curva de distribución granulométrica, donde obtenemos dos importantes indicadores que caracterizan un suelo.

Coefficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10}$, representa la extensión de la curva de distribución

Los rangos aceptables son los siguientes:

Arenas $C_u \geq 6$

Gravas $C_u \geq 4$

Coefficiente de curvatura $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} D_{60})$, representa una curva de distribución continua

El rango aceptable es $1 \leq C_c \leq 3$

Para efectos de vialidad esta prueba sirve para clasificar suelos, la base, sub-base y agregados pétreos para carpetas.

Plasticidad. La capacidad o propiedad de un suelo por la cual es capaz de soportar deformaciones, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Las pruebas de laboratorio que las determinan son los límites de Atterberg.

Límite líquido (LL). Corresponde al contenido de agua, con el cual el suelo cambia de estado líquido a un estado plástico. De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al corte según Atterberg de 25 gr/cm^2

Límite plástico (LP). Es el contenido de agua con el cual el suelo permite una cierta libertad de desplazamiento relativo de sus partículas pero demasiado débil para alejarlas, al punto de reducir fuertemente la liga entre ellas. Es decir comienza a perder sus propiedades plásticas para pasar a un estado semisólido.

Límite de contracción (LC). Es el contenido de agua a partir del cual el volumen del suelo permanece constante aunque la humedad disminuya. Pasa de un estado semisólido a un estado sólido.

Índice de plasticidad (Ip). Es el rango de contenido de agua para el cual el suelo se comporta plásticamente.

$$I_p = LL - LP$$

Índice de fluidez (F_w). Es la pendiente de la curva de flujo, es decir, la variación del contenido de agua para un ciclo de la escala logarítmica con que se mide el número de golpes, el valor de la pendiente nos indica que a mayor pendiente tenemos menor resistencia en el límite líquido.

$$F_w = (W_2 - W_1) / \log(N_2 / N_1)$$

Donde W_1 = contenido de agua con golpes N_1

W_2 = contenido de agua con golpes N_2

Índice de tenacidad (T_w). La resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla en el límite plástico es una medida de su tenacidad, por lo cual puede decirse que la tenacidad de las arcillas de igual índice plástico crece a menor índice de fluidez.

$$T_w = I_p / F_w$$

Su valor generalmente varía entre 1 y 3 y rara vez alcanza valores de 5 y menores de 1.

Índice de liquidez (I_L). Este índice define la posición del suelo dentro del rango plástico y se expresa como:

$$I_L = (W - L_p) / I_p$$

Donde W es el contenido de agua de la muestra en estado natural.

I_L que tiende a 0, indica un suelo pre consolidado

I_L que tiende a 1, indica un suelo normalmente consolidado

I_L que tiende a 0.20 indica que el suelo siendo altamente plástico tendrá poca o nula expansión.

Comportamiento de un suelo de acuerdo a su I_L :

$I_L < 0.00$ demostrara fractura rígida al ser sometido al corte, porque el contenido natural de agua es menor que el límite plástico. En este caso el suelo estará en estado sólido a semisólido.

$0.00 < I_L < 1.00$ rango plástico, el cual comprende a la mayoría de las arcillas en estado natural.

$I_L > 1.00$ presentara un estado muy viscoso porque el contenido de agua (W) es mayor que el límite líquido. Tales suelos pueden ser extremadamente sensibles al colapso de su estructura, mientras no sean alterados de manera alguna pueden ser relativamente fuertes, pero si por alguna razón son sometidos a corte y la estructura del suelo colapsa entonces literalmente pueden fluir como un líquido viscoso.

Prueba de contracción lineal. Es también una medida de la plasticidad y determina el porcentaje de variación en la longitud de una muestra de suelo al disminuir su contenido de agua desde el límite líquido hasta el límite de contracción, respecto de su longitud original.

$$\% \text{ Contracción lineal} = (\text{Long. Inicial} - \text{Long. Final} / \text{Long. Inicial}) \times 100$$

Al compararla con los límites de Atterberg, esta prueba presenta las siguientes ventajas.

Se necesita un solo parámetro

La variabilidad es menor que la del límite plástico y, por tanto, que la del índice plástico

Constituye una medida más exacta de la plasticidad y puede pensarse que es un vernier para los límites de consistencia.

Esta prueba se emplea para limitar el uso de materiales muy plásticos en terraplenes, bases y sub-bases y agregados pétreos para pavimentos, para evitar que afecten el comportamiento de estabilidad y resistencia provocado por los cambios en los contenidos de agua ocasionados por las condiciones ambientales.

Prueba de valor equivalente de arena. Es una medida de la cantidad de finos en un material que pasa la malla # 4.

$$\text{Equivalente de arena} = (\text{lectura de arena}) / (\text{lectura de arcilla}) \times 100$$

Esta prueba sirve para limitar la cantidad permisible de arcillas en un suelo y en un agregado, se expresa como un valor mínimo, además al analizar el estrato correspondiente a la arcilla permite de manera cualitativa determinar si es inestable.

Su característica es que es un método rápido de campo para determinar la calidad de los agregados, se usa en sub-bases, bases.

Prueba del valor cementante. Es el promedio de la resistencia a la compresión sin confinar obtenida en tres especímenes, y se expresa en kg/cm^2

Se determina para sub-bases y bases que carezcan de contracción lineal, por lo tanto pueden sufrir disgregación si no poseen el valor mínimo cementante que marcan las especificaciones.

Es indispensable especificar un valor cementante para bases donde se construyan carpetas delgadas.

Para sub-bases y bases se especifica el valor de proyecto, para evitar disgregación por las cargas transmitidas por el pavimento.

Pruebas para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en suelos.

Prueba de corte directo.

Prueba de compresión simple

Prueba triaxial

Consolidada drenada (lenta)

Consolidada no drenada (rápida)

No consolidada no drenada (rápida – rápida)

Pruebas directas en campo para obtener información acerca del suelo con carácter de preliminar.

Penetración estándar

Penetración cónica

Pruebas por métodos geofísicos.

Geosísmico

Resistividad eléctrica

Pruebas de resistencia y expansión para vialidades.

Porter estándar. Con esta prueba se obtienen cuatro parámetros o características de los materiales para las terracerías de una vialidad y son:

Peso volumétrico seco máximo (PVSM)

Humedad óptima (W_o)

Expansión (E), $\% \text{ Expansión} = (L_i - L_f / h \text{ del espécimen sin saturar}) \times 100$

Valor relativo de soporte (VRS), $VRS = (A/1360) \times 100$

Los rangos para el VRS.

10 % a 20 % capas sub-rasantes regulares

20 % a 50% capas sub-rasantes de buena calidad

VRS > 50 % capas para sub-base

VRS > 80 % capas para base

d) Pruebas de compactación.

Compactación. Proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo deformación de los suelos por reducción de vacíos, debido a lo cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, ligados a la pérdida de volumen por aire. No todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar de las siguientes formas.

Por amasado, rodillos pata de cabra.

Por presión, rodillos neumáticos, rodillos lisos.

Por impacto, bailarinas.

Por vibración, vibro-compactador rodillo liso.

Grado de compactación. Es la relación en porcentaje entre el peso volumétrico seco obtenido por el equipo en el campo y el PVSM correspondiente a la prueba de laboratorio.

$$G_c \% = (PVS \text{ en campo} / PVSM) \times 100$$

Algunas instituciones tomando en cuenta los defectos que pueda tener el grado de compactación, han adoptado una relación diferente para medirla como Compactación Relativa (CR).

$$CR \% = (PVS \text{ en campo} - PV_{\text{seco}} / PVSM - PV_{\text{seco}}) \times 100$$

Las pruebas de compactación que se ejecutan son:

Prueba Proctor estándar. (ASSHTO STD T-99, ASTM D-698) Se lleva a cabo la compactación en 3 capas, pisón 2.49 kg y 25 golpes por capa.

Prueba Proctor modificada. (ASSHTO T-180, ASTM D-1557) Se hace la compactación en 5 capas, pisón de 4.53 kg y 56 golpes por capa.

Prueba Porter estándar. (CBR) Se acomoda el material con una varilla con punta cónica y se le aplica una presión estática de 140.6 kg/cm² durante un minuto.

e) Pruebas de adherencia de materiales pétreos con el asfalto.

Pruebas de adherencia. Tiene por objeto, conocer si el material pétreo que se pretende emplear en la elaboración de carpetas es de características hidrofílicas o hidrofóbicas. Se dice que un ma-

terial es hidrofílico cuando se tiene más afinidad con agua que con el asfalto e hidrofóbico en caso contrario.

Las pruebas más usuales en México son:

Prueba de desprendimiento por fricción. Pérdida de la película asfáltica en materiales pétreos

Prueba de pérdida de estabilidad por inmersión en agua. Determina la resistencia a la compresión simple de dos muestras compactadas de mezcla asfáltica con una muestra sumergida en agua durante 3 días.

$$Pe \% = (R \text{ muestra seca} - R \text{ muestra saturada} / R \text{ muestra seca}) \times 100$$

Pe= pérdida de estabilidad

R= resistencia a la compresión en kg/cm^2

Prueba inglesa. Determina la susceptibilidad al desprendimiento de los asfaltos adheridos a los materiales pétreos por efectos del agua.

f) Pruebas de dureza. Se lleva a cabo para conocer la dureza de los materiales pétreos y suelos utilizados en la construcción de vías terrestres y son:

Prueba de desgaste. Por esta prueba se determina la calidad del material pétreo desde el punto de vista de su desgaste, ya sea por el grado de alteración del agregado, por la presencia de planos débiles y arista de fácil desgaste. Se utiliza la máquina de los ángeles y la máquina de Deval.

Prueba de forma de la partícula. Sirve para conocer el porcentaje de partículas en forma de aguja (asciculares) o de laja que hay en el material, ya que tienden a romperse con facilidad al recibir las cargas y reducen la resistencia de los materiales.

Prueba de densidad relativa. Determina la densidad relativa de los materiales pétreos, el objetivo es conocer la masa de los sólidos sin vacíos por unidad de volumen, respecto a la densidad del agua.

Prueba de intemperismo acelerado. Determina la degradación esperada por intemperismo de los agregados pétreos.

g) Prueba del equivalente de arena. Determina el contenido y actividad de materiales arcillosos en los materiales pétreos.

2.3 ESTUDIOS DE HIDROLOGIA.

Hidrología. Es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

Ingeniería Hidrológica o Hidrología aplicada. Estudia las partes del campo de la hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua.

Ciclo hidrológico. Se considera el concepto fundamental de la hidrología.

a) Cuenca. Es una zona de la superficie terrestre, donde las gotas de lluvia que caen parte de ellas se infiltran y el resto tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

Desde el punto de vista de su salida existen 2 tipos de cuencas:

Endorreica. El punto de salida está dentro los límites de la cuenca, generalmente un lago.

Exorreica. El punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y se incorpora a otra salida o es directa al mar.

Características de una cuenca. Las que condicionan el volumen de escurrimiento.

Área de la cuenca. Se define como la superficie en proyección horizontal delimitada por el parte aguas.

Tipo de suelo. Clasificado por sus características de infiltración.

Las que condicionan la velocidad de respuesta.

El orden de corrientes. Depende de número de corrientes tributarias que se incorporan a la corriente principal. Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, es decir, entre mayor sea el grado de bifurcación de su sistema de drenaje, más rápida será su respuesta a la precipitación.

Los indicadores del grado de bifurcación son:

Densidad de corrientes (D_c) = N_c/A ; donde N_c = numero de corrientes perenes e intermitentes

Densidad de drenaje (D_d) = L_{tc}/A ; donde L_{tc} = longitud total de las corrientes

A = corresponde al área de la cuenca.

La pendiente de la cuenca y los cauces. Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que esta pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media.

La pendiente media del cauce principal de una cuenca, se puede calcular por los siguientes métodos.

Pendiente media. Es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta.

Pendiente media. Es igual a la recta que iguala las áreas de aguas abajo con las de aguas arriba.

Pendiente media. (Taylor y Schwarz) Proponen calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión, la cual se detalla a continuación.

La velocidad de recorrido en el tramo i puede calcularse como:

$V_i = k\sqrt{S_i}$; donde k = factor que depende de la rugosidad y forma de la sección transversal

S_i = pendiente del tramo i

Como $V_i = \frac{\Delta X}{T_i}$; donde ΔX = es la longitud del tramo i , T_i = es el tiempo de recorrido en ese tramo

Entonces tenemos el tiempo de recorrido en determinado tramo es, $T_i = \frac{\Delta X}{k\sqrt{S_i}}$

Por otra parte, la velocidad media de recorrido en todo el cauce dividido en n tramos es:

$$V_m = \frac{L}{T} = k\sqrt{S}; \text{ entonces } T = \sum_{i=0}^n T_i = \sum_{i=0}^n \frac{\Delta X}{k\sqrt{S_i}} \quad \text{y} \quad L = \sum_{i=0}^n \Delta X = n\Delta X$$

T = Tiempo total del recorrido

L = Longitud total del cauce principal

S = la pendiente media del cauce principal

$S = (n / (1/\sqrt{S_1} + 1/\sqrt{S_2} + \dots + 1/\sqrt{S_n}))^2$, para el caso que las longitudes de los tramos sean iguales.

En caso contrario S está dada por:

$$S = (L / (L_1/\sqrt{S_1} + L_2/\sqrt{S_2} + \dots + L_n/\sqrt{S_n}))^2$$

Las corrientes se clasifican de varias maneras, pero las más interesantes tal vez en ingeniería hidrológica son:

Por el tiempo en que transportan agua.

Perene. Transportan agua todo el año y siempre están alimentadas total o parcialmente por agua subterránea, es decir, son efluentes.

Intermitente o efímera. Transporta agua durante la época de lluvias de cada año, es decir son influentes.

Por su posición topográfica o edad geológica.

De montaña o juveniles.

De transición o maduros.

De planicie o viejos.

Escorrimento. Se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

Existen 3 tipos de escurrimiento y son:

Superficial.

Sub-superficial. Parte del agua de la precipitación que se filtra al terreno y escurre cerca de su superficie más o menos paralela.

Subterráneo. El agua de la precipitación que se filtra hasta niveles inferiores al freático.

b) Hidrograma. Es la representación grafica de la descarga de un escurrimiento en función del tiempo y dependiendo del tiempo, representan una tormenta o un año hidrológico.

Nos permite obtener datos como la variación de la descarga, el caudal máximo y el flujo de escurrimiento directo y flujo de escurrimiento base (aporte de agua subterránea) en caso de exista. Para determinar el flujo de escurrimiento base, se determina la duración N, la cual se ubica desde el tiempo pico hasta el inicio de la curva de agotamiento, el valor de N es:

$$N = 0.827 A^{0.2}; \text{ donde } A = \text{ tiempo en días } \text{ y } A = \text{ área de recepción de la cuenca en km}^2$$

A partir de la pendiente media(S), se determina el tiempo de concentración el cual está dado según Kirpich por:

$$T_c = 0.0195 L^{0.77} S^{-0.385}$$

Donde T_c = tiempo de concentración en horas

L= longitud total del cauce principal en Km

S = pendiente media del cauce principal.

Tiempo de concentración (T_c). Es el tiempo necesario para que una gota de agua que cae en el punto más alejado de la cuenca llegue a la salida de la misma, representa el punto más importante del escurrimiento directo ya que en este punto es máximo, porque toda el área de la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida.

Tiempo pico (T_p) es el tiempo que transcurre desde que inicia el escurrimiento directo hasta el pico del hidrograma.

Tiempo base (T_b). Es el intervalo de tiempo comprendido entre el inicio y el fin del escurrimiento directo.

Tiempo de retraso (T_r) es el intervalo de tiempo comprendido entre los instantes que corresponden, respectivamente al centro de gravedad del hietograma con en centro de gravedad de hidrograma.

La medición del gasto (Q) para la construcción del hidrograma se lleva a cabo en la salida de la cuenca por medio de una estación de aforo.

La medición de la precipitación se hace por medio de pluviómetros o pluviografos, a partir de estas mediciones se construye la grafica de la curva masa, siendo esta una grafica de precipitación acumulada con respecto al tiempo, también por medio de estas mediciones de construye el hietograma.

c) Hietograma. Es la representación grafica de las variaciones de altura de precipitación o de su intensidad en intervalos de tiempo previamente seleccionados.

$$h = I T_d$$

h = altura de la lluvia en mm

T_d = tiempo de duración para esa altura

I = intensidad de la lluvia

d) Curva masa. Es la representación grafica altura de precipitación acumulada con respecto al tiempo

Lluvia media. Los registros de lluvia de obtienen de manera puntual, es decir en donde están colocados los aparatos de medición, para efectos de cálculo es necesario determinar la lluvia media, lo cual se puede llevar a cabo por cualquiera de los siguientes métodos de uso generalizado.

Método aritmético

Polígonos de Thiessen

Método de las isoyetas

e) La determinación del escurrimiento directo se lleva a cabo por los siguientes métodos.

Formula racional, la cual está dada por.

$Q = C i A_c$, donde:

Q = gasto máximo (escurrimiento directo)

i = intensidad media máxima para la duración igual al tiempo de concentración

A_c = área de la cuenca

C = coeficiente de infiltración.

Hidrograma unitario. Hidrograma de escurrimiento directo, que se produce por una lluvia efectiva (en exceso), de lamina unitaria, duración en exceso (de) y repartida uniformemente en la cuenca, y está basado en las siguientes hipótesis.

Tiempo base constante

Linealidad o proporcionalidad

Superposición de causas y efectos

Hidrograma unitario sintético. Son los que se obtienen utilizando datos únicamente de las características generales de la cuenca, a continuación se mencionan 3 métodos.

Método de Chow

Hidrograma unitario triangular (Mockus)

Hidrograma unitario adimensional

f) Curvas Intensidad – Duración – Periodo de retorno. Son la presentación grafica de la relación probabilística entre la intensidad de la lluvia, su duración y su frecuencia (periodo de retorno), que resultan de unir los puntos que especifican la intensidad de la lluvia, en intervalos de diferente duración, y también en distintos periodos de retorno. Esta información se usa para diseño hidráulico de las obras de ingeniería civil, en caso de vialidades para el diseño de drenaje pluvial.

La intensidad es la lámina o altura total de la lluvia ocurrida durante una tormenta. De esta forma a la altura de la lámina de agua caída en el lugar de la tormenta, incorpora la cantidad de lluvia precipitada y la duración del evento. Mientras que el periodo de retorno, es la frecuencia, o inter-

valo de recurrencia, es decir, el número de años promedio en el cual el evento puede ser igualado o excedido cuando menos una vez. En el entendido, que el riesgo es mayor, cuanto menor es el periodo de retorno o recurrencia.

El concepto de riesgo se refiere a la probabilidad que ocurra un evento perjudicial que dañe la obra vial para este caso particular.

2.4 NORMAS AMBIENTALES.

Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT). Es la dependencia del Gobierno Federal encargada de impulsar la protección, restauración y conservación de los ecosistemas, recursos naturales, bienes y servicios ambientales de México, con el fin de propiciar su aprovechamiento y desarrollo sustentable. La SEMARNAT fue creada en noviembre del año 2000.

a) Para cumplir con este mandato, la SEMARNAT, sus tres Subsecretarías y los diversos Órganos desconcentrados y descentralizados que forman parte del Sector Ambiental Federal, trabajan en cuatro aspectos prioritarios:

Conservación y aprovechamiento sustentable de los ecosistemas y su biodiversidad. Conservar y aprovechar sustentablemente los ecosistemas es fundamental para frenar la erosión del capital natural, conservar el patrimonio nacional y general empleos e ingresos para los mexicanos y contribuir a la sustentabilidad ambiental del desarrollo nacional.

Prevención y control de la contaminación. Para lograr la salud de las personas y los ecosistemas es necesario prevenir, reducir y controlar la generación de residuos y las emisiones contaminantes que afectan los suelos, el agua y el aire.

La gestión integral de los recursos hídricos. El agua, es uno de los recursos naturales más valiosos del planeta; sin este vital líquido la vida no sería posible, por ello, asegurar el abastecimiento a los mexicanos, así como lograr el manejo adecuado y la preservación en cuencas y acuíferos del país es indispensable para lograr el bienestar social, impulsar el desarrollo económico y preservar la calidad del medio ambiente.

Por ello la política hídrica nacional se ha diseñado para lograr que México cuente con agua en cantidad y calidad suficiente, reconozca su valor estratégico, la utilice de manera eficiente y proteja los cuerpos de agua para garantizar el desarrollo sustentable.

El combate al cambio climático. El cambio climático representa la mayor amenaza para la pervivencia de la humanidad y para el desarrollo de las naciones porque, además de poner en riesgo a la población por sus efectos adversos, que incluyen principalmente la variabilidad y los extremos del clima, incide directamente en la pérdida de la biodiversidad y la capacidad de los ecosistemas de ofrecer bienes y servicios ambientales.

b) Subsecretarías de la SEMARNAT SON:

Comisión Nacional del Agua (CNA)

Comisión Nacional Forestal

Comisión Nacional de Áreas Naturales Protegidas

c) Ecosistema. Es una unidad de funcionamiento con fuerte dependencia recíproca entre plantas y animales, que viven en un espacio determinado manteniendo relaciones entre sí y con el medio físico en el cual viven. No constituyen sistemas cerrados en tanto se interrelacionan con la atmósfera y con otros sistemas circundantes. Entre todos se producen complejas relaciones alimenticias, así como diversos ciclos de materia y flujos de energía.

Biodiversidad. La variabilidad de organismos de cualquier fuente, incluidos entre otras cosas, los ecosistemas terrestres, marinos, otros ecosistemas acuáticos y los complejos ecológicos de los que forman parte; comprende la diversidad dentro de cada especie, entre las especies y de los ecosistemas.

d) Desarrollo sustentable. El proceso evaluable mediante criterios e indicadores de carácter ambiental, económico y social que tiende a mejorar la calidad de vida y la productividad de las personas, que se funda en medidas apropiadas de preservación del equilibrio ecológico, protección del ambiente y aprovechamiento de recursos naturales, de manera que no se comprometa la satisfacción de las necesidades de las generaciones futuras.

e) Cambio climático. Es el cambio de clima atribuido directa o indirectamente a la actividad humana que altera la composición de la atmósfera mundial y que se suma a la variabilidad natural del clima observada durante periodos comparables.

f) Ecología. No existe una única definición puesto que su campo de acción es amplio y complejo, ejemplos:

Ecología (Haeckel, 1869). El conjunto de las relaciones del animal con su medio ambiente orgánico e inorgánico.

Ecología (Odum, 1963). El estudio de la estructura y función de la naturaleza.

Ecología (Krebs, 1972). El estudio científico de las interacciones que determinan la distribución y abundancia de los organismos.

La ecología pretende explicar donde se encuentran los organismos, cuantos hay y porque. Busca comprender de que manera un organismo actúa sobre su ambiente y como ese ambiente actúa a su vez sobre el organismo. Este conocimiento permitirá planificar un uso racional de los recursos naturales.

g) Legislación Ambiental en México.

g.1 Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente (LGEEPA). Publicada en 1988, la cual, está constituida por cuatro reglamentos:

Reglamento en Materia de Impacto Ambiental

Reglamento en Materia de Residuos peligrosos

Reglamento en Materia de Evaluación del Impacto Ambiental (EIA)

Reglamento en Materia de Prevención y Control de la Contaminación Atmosférica

Con excepción del recurso agua, la función de inspección y fiscalización del cumplimiento de la LGEEPA recae en la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente (PROFEPA).

g.2 Ley de Aguas Nacionales (1992). La autoridad y administración en materia de aguas nacionales y de sus bienes públicos inherentes corresponde al Ejecutivo Federal quien la ejercerá directamente o a través de la Comisión Nacional del Agua (CNA).

g.3 Ley Federal de Derechos en Materia de Agua (1991). Se refiere a que aguas y bienes son propiedad de la nación y que, por tanto, esta puede exigir el pago de un derecho por el uso y usufructo de los mismos.

g.4 Ley General de Salud. Cuenta con seis reglamentos:

Insumos para la Salud

Control Sanitario de Productos y Servicios

Prestación de servicios de atención medica

Control sanitario de la disposición de órganos, tejidos y cadáveres de humanos

Sanidad internacional

Publicidad

El artículo 3^o incluye los conceptos prevención y control de los efectos nocivos de los factores ambientales en la salud humana.

Artículo 111 referente a la promoción de la salud, ya solo se menciona control de esos efectos nocivos. De tal manera que la Secretaria de Salud no realiza una actividad de prevención, sino que interviene cuando esos efectos ya se han manifestado y entonces se aboca a controlarlos.

g.5 Ley Federal de Metrología y Normalización (LFMN). Instruye sobre la elaboración de normas oficiales mexicanas de carácter obligatorio para productos y procesos cuando estos puedan constituir un riesgo para la seguridad de las personas o dañar la salud humana, animal o vegetal, el medio ambiente general y laboral, o para la preservación de los recursos naturales.

g.6 Leyes Estatales. Ley de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente del Estado de Baja California Sur, Junio del 2002.

h) Estudio referente a la protección ambiental que por Ley tienen que presentar las obras de Ingeniería a nivel Federal y Estatal.

Impacto Ambiental (LGEEPA art. 3º) Es la modificación del ambiente ocasionada por la acción del hombre o la naturaleza.

Cualquier obra pública o privada que pueda causar desequilibrios ecológicos o rebasar aquellos límites y condiciones señaladas en los reglamentos y normas técnicas ecológicas para proteger el ambiente debe de ir precedida por un estudio denominado Manifestación de Impacto Ambiental.

La manifestación de impacto ambiental (MIA). Es un instrumento de la política ambiental, cuyo objetivo es prevenir, mitigar y restaurar los daños al ambiente así como la regulación de obras o actividades para evitar o reducir sus efectos negativos en el ambiente y en la salud humana. A través de este instrumento se plantean opciones de desarrollo que sean compatibles con la preservación del ambiente y manejo de los recursos naturales.

El objetivo de la MIA es la sustentabilidad, pero para que un proyecto sea sustentable debe de considerar además de la factibilidad económica y el beneficio social, el aprovechamiento razonable de los recursos naturales.

Procedimientos de Evaluación de Impacto Ambiental (PEIA). La evaluación de un estudio de impacto ambiental lo realiza la autoridad mediante un procedimiento de tipo técnico administrativo, hay tres opciones mediante la cual puede presentarse dependiendo del control que se tenga sobre los impactos y la magnitud del área donde se pretende desarrollar el proyecto:

Informe preventivo

Manifestación de Impacto Ambiental modalidad particular

Manifestación de Impacto Ambiental modalidad regional

Manifestación de Impacto Ambiental (MIA). Documento con base en estudios técnicos con el que las personas (físicas o morales) que desean realizar alguna de las obras o actividades previstas en el artículo 28 de la LGEEPA, analizan y describen las condiciones ambientales anteriores a la realización del proyecto con la finalidad de evaluar los impactos potenciales que la construcción y ope-

ración de dichas obras o la realización de las actividades podría causar al ambiente y definir y proponer las medidas necesarias para prevenir, mitigar o compensar esas alteraciones.

i) Ley de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente del Estado de Baja California Sur.

Art. 20 La realización de obras, actividades públicas o privadas que puedan causar impacto al ambiente al rebasar los límites y condiciones señaladas en las disposiciones técnicas ecológicas ambientales aplicables, deberán sujetarse a la autorización previa del ejecutivo estatal, con la intervención de los municipios correspondientes, así como el cumplimiento de los requisitos que se les impongan, una vez evaluado el impacto ambiental que pudiera ocasionar sin perjuicio de otras autorizaciones que corresponda otorgar a las autoridades de competencia Federal.

Art. 21 Corresponderá a la Secretaria de Asentamientos Humanos y Obras Publicas del Estado en coordinación con los gobiernos de los municipios correspondientes evaluar el impacto ambiental a que se refiere el Art. 20.

Para efectos de esta vialidad, ya existe la MIA en modalidad particular por todo el fraccionamiento por lo que se procede a rescatar las flora indicada por la SEMARNAT para trasplantarla en áreas destinadas para este propósito.

CAPITULO 3

3. PROYECTO EJECUTIVO.

3.1 PROYECTO TOPOGRAFICO. Plano definitivo con los datos y especificaciones de proyecto, trazo en planta de la vialidad en plano topográfico y perfil longitudinal de la sub-rasante del proyecto geométrico de la vialidad.

a) Proyecto geométrico. Es el dimensionamiento físico de la vialidad de su alineamiento horizontal, alineamiento vertical, y sección transversal.

El proyecto geométrico propiamente dicho se inicia cuando se define, dentro de los criterios técnico- económicos, una velocidad de proyecto para el caso.

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

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

3.2 CLASIFICACION Y CARACTERISTICAS DE LAS CARRETERAS.

a) Clasificación. De acuerdo con su tránsito promedio diario anual (TPDA) para el horizonte de proyecto.

Tipo A2 para un TPDA de tres mil (3,000) a cinco mil (5,000) vehículos.

Tipo A4 para un TPDA de cinco mil (5,000) a veinte mil (20,000) vehículos.

Tipo B para un TPDA de mil quinientos (1,500) a tres mil (3,000) vehículos.

Tipo C para un TPDA de quinientos (500) a mil quinientos (1,500) vehículos.

Tipo D para un TPDA de cien (100) a quinientos (500) vehículos.

Tipo E para un TPDA de hasta cien vehículos.

Las normas geométricas de las carreteras clasificadas según el TPDA, variaran según las características topográficas del terreno que atraviesen, se consideraran los siguientes tipos de terreno:

Terreno Plano.

Terreno en Lomerío.

Terreno Montañoso.

Las carreteras de más de 4 carriles, no consideradas en las normas de proyecto geométrico de la SCT deberán estudiarse en su caso como proyecto particular.

b) Características.

b.1. Características de amplitud. Las carreteras a que se refiere la clasificación TPDA (A, B, C, D y E) deberán ajustarse a los anchos de corona, de calzada, de acotamiento y ampliaciones.

d.2. Características geométricas. Se resumen en la tabla de clasificación y características de las carreteras, con excepción de los anchos de corona y calzada, estos valores serán limitativos y deberán aplicarse de acuerdo a lo indicado en el capítulo 005-A (DE LA CLASIFICACION Y CARACTERISTICAS DE LAS CARRETERAS) de las normas de proyecto geométrico de SCT.

CONCEPTO		Unidad	TIPO DE CARRETERA																													
			E					D					C					B														
TPDA	En el horizonte De proyecto	Veh./día	Hasta 100					100 a 500					500 a 1500					1500 a 3000														
Tipo de terreno	Montañoso Lomerío Plano	—																														
Velocidad de proyecto	km/h		30	40	50	60	70	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	90	100	110
Distancia de visibilidad de parada	m		30	40	55	75	95	30	40	55	75	95	40	55	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	135	155	175
Distancia de visibilidad de rebaso	m		—	—	—	—	—	30	100	225	270	315	180	225	270	315	360	425	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	405	450	495
Grado máximo de curvatura	o		30	30	17	11	7.5	60	30	17	11	7.5	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.25	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.25
Curvas verticales	K	Cresta	4	7	12	23	33	3	4	3	14	20	4	8	14	20	31	45	57	8	14	20	31	43	57	72	14	20	31	43	57	72
		Valle	4	7	10	15	20	4	7	10	15	20	7	10	15	20	25	31	37	10	15	20	25	31	37	43	15	20	25	31	37	43
	Longitud mínima	m	20	30	50	40	40	20	30	30	40	40	30	30	40	40	50	50	60	30	40	40	50	50	60	60	40	40	50	50	60	60
Pendiente gobernadora	%		9	7	—	—	8	6	—	—	—	6	5	—	—	—	—	—	5	4	—	—	—	—	—	4	3	—	—	—	—	
Pendiente máxima	%		13	10	7	—	12	9	6	—	—	8	7	5	—	—	—	—	7	6	4	—	—	—	—	6	5	4	—	—	—	
Ancho de calzada	m		4.0					5.0					6.0					7.0														
Ancho de corona	m		4.0					5.0					7.0					9.0														
Ancho de acotamientos	m		—					—					0.5					1.0														
Ancho de faja separadora central	m		—					—					—					—														
Bombao	%		3					3					2					2														
Sobreelevación máxima	%		10					10					10					10														

Tabla 3.2.1 Clasificación y características de las carreteras.

3.3 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD DE LAS CARRETERAS.

a) Distancia de visibilidad de parada. Se considera como distancia de visibilidad de parada de un determinado punto de una carretera, la distancia necesaria para que el conductor de un vehículo que circula aproximadamente a la velocidad de proyecto, pueda detenerlo antes de llegar a un obstáculo que aparezca en su trayectoria.

La longitud requerida para detener el vehículo será la suma de dos distancias:

a.1 Distancia recorrida durante el tiempo de percepción y reacción, se mide desde el momento en que se hace visible el obstáculo hasta el momento en que se aplican los frenos. En esta distancia se supone que el vehículo circula con movimiento uniforme a la velocidad de proyecto.

a.2 Distancia recorrida durante el frenado se mide desde la aplicación de los frenos hasta el momento en que el vehículo se detiene totalmente, circulando con movimiento uniformemente desacelerado con velocidad inicial igual a la velocidad de proyecto.

La distancia de visibilidad de parada se obtiene con:

$$D_p = \frac{V t}{3.6} + \frac{V^2}{254 f}, \text{ donde:}$$

D_p = Distancia de visibilidad de parada.

V = Velocidad de marcha, en km/h.

t = Tiempo de reacción en segundos.

f = Coeficiente de fricción longitudinal.

En la tabla 3.3.1 Distancia de visibilidad de parada, se indican los valores para proyecto que corresponden a diferentes velocidades de proyecto.

b) Distancia de visibilidad de rebase. Un tramo de carretera tiene distancia de visibilidad de rebase, cuando la distancia de visibilidad en ese tramo es suficiente para que, en condiciones de seguridad el conductor de un vehículo pueda rebasar a otro, que circula por el mismo carril a una velocidad menor, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario y se haga visible al iniciarse la maniobra de rebase. Esta distancia se deberá considerar únicamente para carreteras de dos carriles con tránsito en las dos direcciones.

La distancia de visibilidad de rebase está dada con la expresión:

$D_r = 4.5 V$, donde:

D_r = Distancia de visibilidad de rebase, en metros.

V = Velocidad de proyecto, en km/h.

Los valores para proyecto de la distancia de visibilidad de rebase se indican en la tabla 3.2.1 Clasificación y características de las carreteras.

Velocidad de proyecto Km/h	Velocidad de marcha Km/h	Reacción		Coeficiente de fricción longitudinal	Distancia de frenado m	Distancia de visibilidad	
		Tiempo seg.	Distancia m			Calculada m	Para proyecto m
30	28	2.5	19.44	0.400	7.72	27.16	30
40	37	2.5	25.69	0.380	14.18	39.87	40
50	46	2.5	31.94	0.360	23.14	55.08	55
60	55	2.5	38.19	0.340	35.03	73.22	75
70	63	2.5	43.75	0.325	48.08	91.83	95
80	71	2.5	49.30	0.310	64.02	113.32	115
90	79	2.5	54.86	0.305	80.56	135.42	135
100	86	2.5	59.72	0.300	97.06	156.78	155
110	92	2.5	63.89	0.295	112.96	176.85	175

Tabla 3.3.1 Distancia de visibilidad de parada.

c) Distancia de visibilidad de encuentro. Es la distancia de seguridad mínima necesaria para que en caminos de un solo carril. Los conductores de dos vehículos que circulan en sentido contrario, se puedan detener antes de encontrarse.

La distancia de visibilidad de encuentro está dada con la expresión:

$D_e = 2 D_p$, donde:

D_e = Distancia de visibilidad de encuentro, en metros.

D_p = Distancia de visibilidad de parada, en metros.

3.4 ALINEAMIENTO HORIZONTAL. Es la proyección del centro de la línea de una obra vial sobre un plano horizontal. Sus elementos son tangentes y curvas horizontales.

El alineamiento horizontal permite una transición suave al pasar de alineamientos rectos a curvas circulares y viceversa o también entre dos curvas circulares de curvatura diferente. El alineamiento horizontal debe permitir una operación suave y segura a la velocidad de proyecto.

a) Las tangentes del alineamiento horizontales estarán definidas por su longitud y su azimut.

a.1 La longitud mínima de una tangente horizontal es aquella que se requiere para cambiar en forma conveniente la curvatura, la pendiente transversal y el ancho de la corona.

a.2 La longitud máxima. La longitud máxima de tangentes no tiene límite especificado, en regiones muy llanas se limita a 15 km, ya que longitudes mayores causan somnolencia y dañan los ojos.

Dos tangentes consecutivas del alineamiento horizontal se cruzan en un punto de inflexión (PI), formando entre si un ángulo de deflexión (Δ), que esta constituido por la continuación de la tangente de entrada hacia adelante del PI y la tangente de salida.

En general, para cambiar de dirección de un vehículo de una tangente horizontal a otra se requieren curvas cuya longitud sea proporcional a la variación de la aceleración centrífuga, y con las cuales la aceleración centrífuga de los vehículos varíe de cero a un máximo hacia el centro y luego disminuya a cero al llegar a la tangente posterior. Las curvas que cumplen con estas condiciones son la espiral de Euler y la lemniscata de Bernoulli.

a.3 El azimut. El azimut definirá la dirección de las tangentes.

b) Curvas circulares. Las curvas circulares del alineamiento horizontal estarán definidas por su grado de curvatura y por su longitud.

El aspecto critico en el alineamiento horizontal, está en el diseño de curvas horizontales donde los vehículos tienden a conservar el movimiento en línea recta. Los vehículos permanecen en la curva primeramente debido a la fricción transversal entre el pavimento y las llantas pero a veces no es suficiente por lo que se da a la vialidad una inclinación llamada peralte.

En algunas curvas horizontales es a veces ensanchada la calzada, para que las condiciones de operación de los vehículos en ella, sean iguales a las encontradas en la tangente, tal ensanchamiento se denomina sobre ancho. Esto es necesario debido a que los vehículos ocupan un ancho mayor, cuando transitan sobre el sector curvo, ya que las ruedas traseras siguen una trayectoria diferente, hacia el interior de la curva con respecto a las ruedas delanteras, debido a la rigidez y geometría del vehículo, lo que ocasiona dificultad a los conductores para mantenerlo en el carril.

b.1 Grado de curvatura (G_c). Es el ángulo subtendido de una curva circular por una longitud de 20 m, y esta dado por:

$$G_c = \frac{360}{2\pi R_c} 20, \text{ por lo que } G_c = \frac{1145.92}{R_c}$$

b.2 Grado máximo de curvatura. Es el valor máximo del grado de curvatura correspondiente a cada velocidad de proyecto, está dada por:

$$G_{max} = 14600 \frac{(\mu + S_{max})}{V^2}, \text{ donde:}$$

G_{max} = Grado máximo de curvatura

μ = Coeficiente de fricción lateral

S_{max} = Sobre elevación máxima de la curva, en m/m

V = Velocidad de proyecto, en km/h.

Tabla3.4.b.2 de valores de Grado máximo de curvatura para cada velocidad de proyecto.

Velocidad de proyecto Km/h	Coeficiente de fricción lateral	Sobre elevación máxima m/m	Grado máximo de curvatura calculado grados	Grado máximo de curvatura para proyecto Grados
30	0.280	0.10	61.6444	60
40	0.230	0.10	30.1125	30
50	0.190	0.10	16.9360	17
60	0.165	0.10	10.7472	11
70	0.150	0.10	7.4489	7.5
80	0.140	0.10	5.4750	5.5
90	0.135	0.10	4.2358	4.25
100	0.130	0.10	3.3580	3.25
110	0.125	0.10	2.7149	2.75

b.3 Longitud mínima de una curva circular.

b.3.1 La longitud mínima de una curva circular con transiciones mixtas deberá ser igual a la semisuma de las longitudes de esas transiciones.

b.3.2 La longitud mínima de una curva circular con espirales de transición podrá ser igual a cero.

b.4 Longitud máxima de una curva circular con o sin espirales de transición no excederá la distancia recorrida por el vehículo en 20 segundos a la velocidad del proyecto.

Elementos de una curva circular simple.

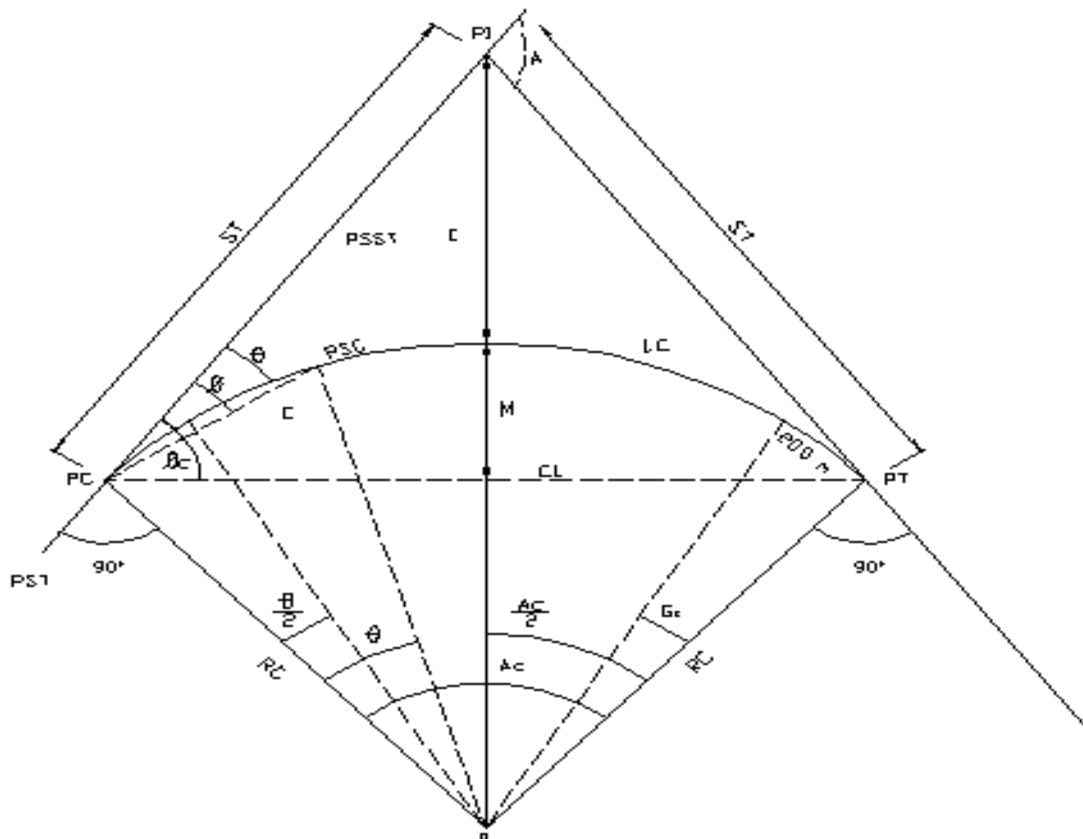


Fig.3.4.b.1 curva circular simple.

PI	Punto de intersección de la prolongación de las tangentes	\emptyset	Angulo a una cuerda cualquiera
PC	Punto donde comienza la curva circular simple	\emptyset_c	Angulo de la cuerda larga
PT	Punto en donde termina la curva circular simple	Gc	Grado de curvatura de la curva circular
PST	Punto sobra tangente	Rc	Radio de la curva circular
PSST	Punto sobra subtangente	ST	Subtangente
PSC	Punto sobra la curva circular	E	Externa
O	Centro de la curva circular	M	Ordenada media
A	Angulo de deflexión de la tangente	C	Cuerda
Ac	Angulo central de la curva circular	CL	Cuerda larga
θ	Angulo de deflexión a un PSC	t	Longitud de un arco
		Lc	Longitud de la curva circular

$$Rc = \frac{114592}{Gc}$$

$$C = \frac{2 Rc \text{ Sen } \theta}{2}$$

$$ST = Rc \text{ tang } \cdot \frac{Ac}{2}$$

$$CL = 2 Rc \text{ Sen } \cdot \frac{Ac}{2}$$

$$E = Rc \left(\frac{\text{secante } Ac}{2} - 1 \right)$$

$$t = \frac{20\theta}{Gc}$$

c) Curvas espirales o de transición. Se utilizaran para unir las tangentes con las curvas circulares formando una curva compuesta por una transición de entrada, una curva circular central y una transición de salida de longitud igual a la de entrada.

También se usan para unir curvas circulares compuestas.

c.1 Para efectuar las transiciones se empleara la clotoide o espiral de Euler, y está dada por:

$RcLe = k^2$, donde:

Rc = Radio de la curva circular, en metros.

Le = Longitud de la espiral de transición, en metros.

$K2$ = Parámetro de la espiral, en m².

Longitud mínima de la espiral para carreteras tipo A de 2 carriles y de 4 carriles en cuerpos separados, B y C estará dada por:

$$Le \text{ min} = 8VS, \text{ donde}$$

V = Velocidad de proyecto en Km/h

S = Sobre elevación de la curva circular.

Los factores que determinan la longitud de una curva espiral son:

- a) Longitud mínima para el desarrollo de la sobre elevación
- b) Longitud mínima por confort dinámico y seguridad para el usuario
- c) Longitud mínima por confort óptico

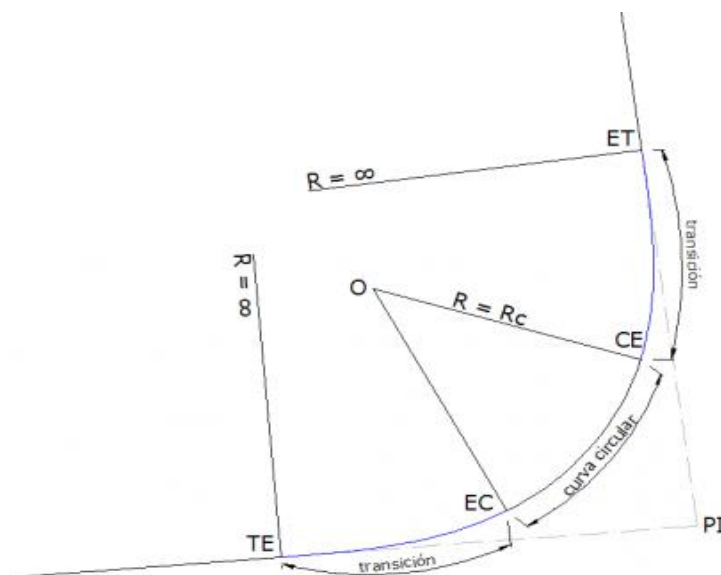
Las curvas espirales de transición se utilizarán exclusivamente en carreteras tipo A, B y C y solo cuando la sobre elevación de las curvas circulares sea del 7 % o mayor.

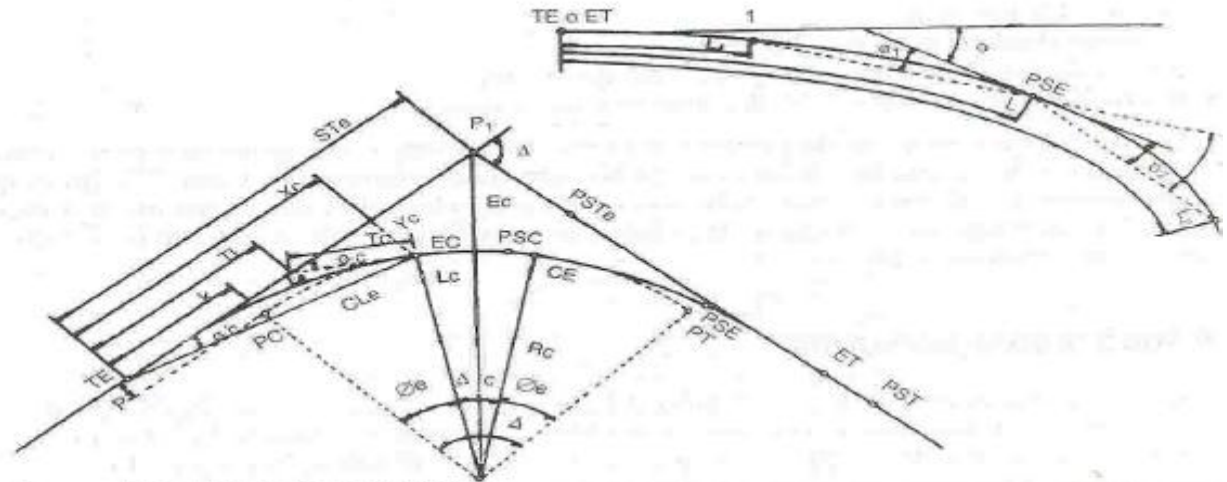
El diseño de las curvas espirales de transición está determinado por el radio (R_c) y la velocidad de proyecto, ya que cuanto menor es el radio de la curva circular y mayor la velocidad es necesario hacer uso de estas curvas.

Una curva espiral diseñada adecuadamente proporciona una trayectoria natural y fácil de seguir por los conductores, de tal manera que la fuerza centrífuga crece o decrece gradualmente, a medida que el vehículo entra o sale de una curva horizontal.

La longitud de la espiral se emplea para realizar la transición del peralte y la del sobre ancho entre la sección transversal en línea recta y la sección transversal completamente peraltada y con sobre ancho de la curva.

Fig.3.4.c.1 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	Ángulo de flexión de las tangentes	
Δ_c	Ángulo central de la curva circular	$\Delta_c = \Delta - 2\theta_e$
θ_e	Deflexión de la espiral en el EC o CE	$\theta_e = GcLe/40$
θ	Deflexión de la espiral en un PSE	$\theta = (L/Le)^3 \theta_e$
θ'_c	Ángulo de la cuerda larga	$\theta'_c = \theta_e/3$
ϕ_1	Ángulo entre la tang. a un PSE y una cuerda atrás	$\phi_1 = (L-L_1)(2L+L_1)\theta_e/(3Le^2)$
ϕ_2	Ángulo entre la tang. a un PSE y una cuerda adelante	$\phi_2 = (L_2-L_1)(2L+L_2)\theta_e/(3Le^2)$
ϕ	Ángulo entre dos cuerdas de la espiral	$\phi = (L_2-L_1)(L+L_1+L_2)\theta_e/(3Le^2)$
X_c	Coordenadas del EC o del CE	$X_c = (Le/100)(100 - 0.00305\theta_e^2)$
Y_c	Coordenadas del PC o del PT (desplazamiento)	$Y_c = (Le/100)(0.582\theta_e - 0.0000126\theta_e^3)$
k		$k = X_c - Rc \text{ sen } \theta_e$
p		$p = Y_c - Rc \text{ sen ver } \theta_e$
STe	Subtangente	$STe = k + (Rc+p) \text{ tang } (\Delta/2)$
TL	Tangente larga	$TL = X_c - Y_c \text{ cot } \theta_e$
TC	Tangente corta	$TC = Y_c \text{ csc } \theta_e$
CLe	Cuerda larga de la espiral	$CLe = (X_c Y_c)^{1/2}$
Ec	Externa	$Ec = (Rc+p) \text{ sec } (\Delta/2) - Rc$
Rc	Radio de la curva circular	$Rc = 1145.92/Gc$
L	Longitud de la espiral a un PSE	
Le	Longitud de la espiral al EC o CE	$Le = 8VS$ (mínima)
Lc	Longitud de la curva circular	$Lc = 20\Delta_c/Gc$
LT	Longitud total de la curva circular con espirales	$LT = Le + 20\Delta/Gc$

Fig. 3-10 Elementos de la curva circular con espirales.

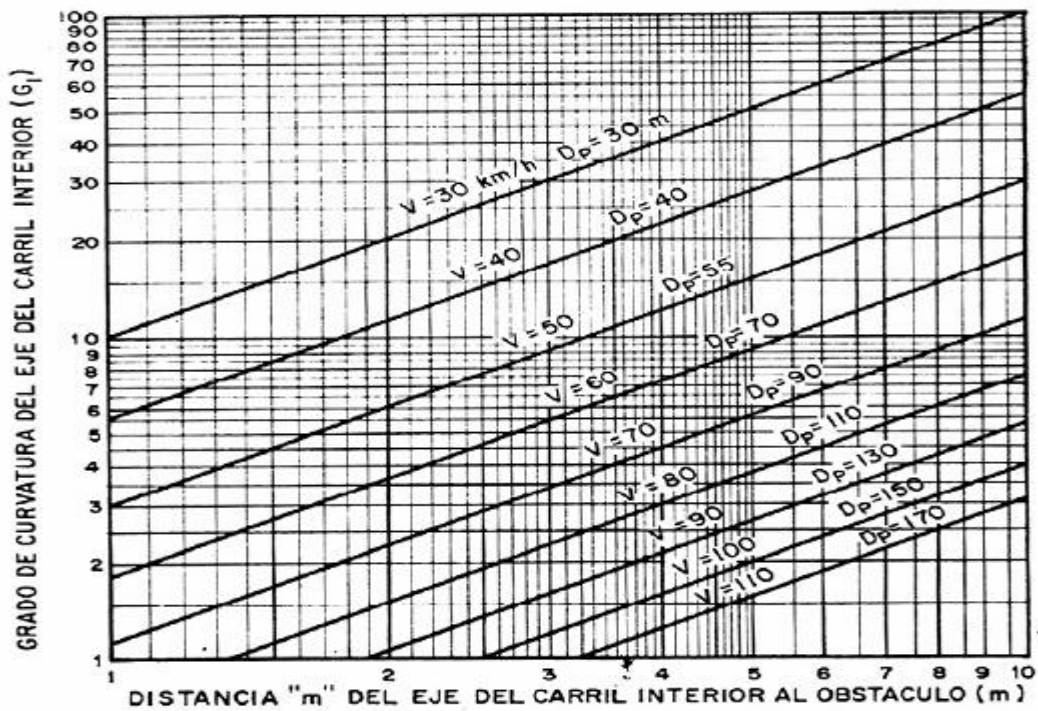
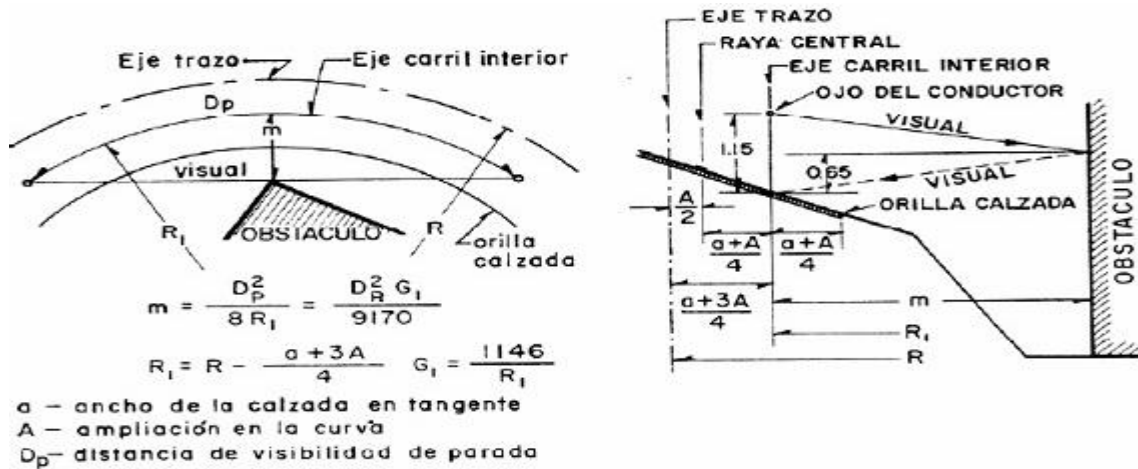
Fig.3.4.c.2 Elementos de curva circular con espirales

Visibilidad. Toda curva horizontal deberá satisfacer la distancia de visibilidad de parada, para una velocidad de proyecto y grado de curvatura dados. Para ello, cuando exista un obstáculo en el lado interior de la curva, la distancia "m" mínima que debe haber entre él y el eje del carril interior de la curva, estará dada por la expresión:

$D_p^2 = m \cdot 8 R_1$, donde

D_p = Distancia de visibilidad de parada.

m = distancia del obstáculo al eje de la curva. R_1 = Radio de la curva al eje de la vialidad.



Grafica 3.4.c.3 Distancia "m," a obstáculos para dar la distancia de visibilidad de parada.

3.5 ALINEAMIENTO VERTICAL. Es la proyección del eje horizontal de una vialidad en un plano vertical, sus elementos son tangentes y curvas verticales.

Tan importante como para el alineamiento horizontal, es determinante en el alineamiento vertical al relieve del terreno, con el objeto de no encarecer los costos de construcción y operación.

El alineamiento vertical y horizontal debe ser consistente y balanceado de forma tal que sus parámetros correspondan. Lo ideal es la obtención de rasantes largas con un ajuste óptimo de curvas verticales y horizontales a las condiciones de tránsito y a las características del terreno.

a) Tangentes. Las tangentes verticales estarán definidas por su longitud y su pendiente.

a.1 Longitud de la tangente vertical. Es la distancia medida horizontalmente entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente.

a.2 Longitud crítica de una tangente vertical. La máxima longitud sobre la cual un camión cargado puede operar, sin ver reducida su velocidad por debajo de un valor prefijado. Para establecer estos valores, es necesario considerar el vehículo de proyecto en los siguientes aspectos:

Relación peso/potencia de los vehículos pesados.

Pendiente óptima para estos vehículos.

Velocidad con la cual se inicia el ascenso.

Velocidad mínima aceptada en la pendiente.

Además del vehículo de proyecto, para la determinación de la longitud crítica de una pendiente vertical intervienen la configuración del terreno, el volumen y la composición del tránsito.

b) Pendiente de una tangente vertical. Es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

b.1 Pendiente Gobernadora. Es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea sub-rasante para dominar un desnivel determinado, en función de las características del tránsito y la configuración del terreno. La mejor pendiente gobernadora para cada

caso, será aquella que al conjugar estos conceptos, permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación; sirve de guía a la serie de pendientes que se deban proyectar para ajustarse en lo posible al terreno.

b.2 Pendiente máxima. Es la mayor pendiente que se permite en el proyecto. Queda determinada por el volumen y la composición de tránsito previsto y la configuración del terreno.

La pendiente máxima se empleara, cuando convenga desde el punto de vista económico, para salvar ciertos obstáculos locales tales como cantiles, fallas y zonas inestables, siempre que no se rebase la longitud crítica.

La tabla siguiente muestra los valores para pendientes gobernadoras y para las pendientes máximas de las tangentes de las curvas verticales.

CARRETERA TIPO	PENDIENTE GOBERNADORA (%)			PENDIENTE MAXIMA (%)		
	TIPO DE TERRENO			TIPO DE TERRENO		
	PLANO	LOMERIO	MONTAÑOSO	PLANO	LOMERIO	MONTAÑOSO
E	—	7	9	7	10	13
D	—	6	8	6	9	12
C	—	5	6	5	7	8
B	—	4	5	4	6	7
A	—	3	4	4	5	6

Tabla3.5.b.1 Valores máximos de pendientes gobernadora y de las pendientes máximas.

b.3 Pendiente mínima. La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje pluvial. En los terraplenes puede ser nula; en los cortes se recomienda 0.5 % como mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas; en ocasiones debido a la longitud de los cortes y a la precipitación pluvial de la zona podrá llevar a aumentar esa pendiente mínima.

c) Curvas verticales. Las curvas verticales son parábolas de eje vertical y están definidas por su longitud y por la diferencia algebraica de las pendientes de las tangentes verticales que une.

Las curvas verticales enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que en su longitud se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la de la tangente de salida. Deben de dar por resultado un camino de operación segura y confortable, apariencia agradable y con características de drenaje adecuadas.

Para la operación segura de vehículos al circular sobre curvas verticales, especialmente si son en cresta deben obtenerse distancias de visibilidad adecuadas, como mínimo iguales a las de parada.

Curvas verticales.

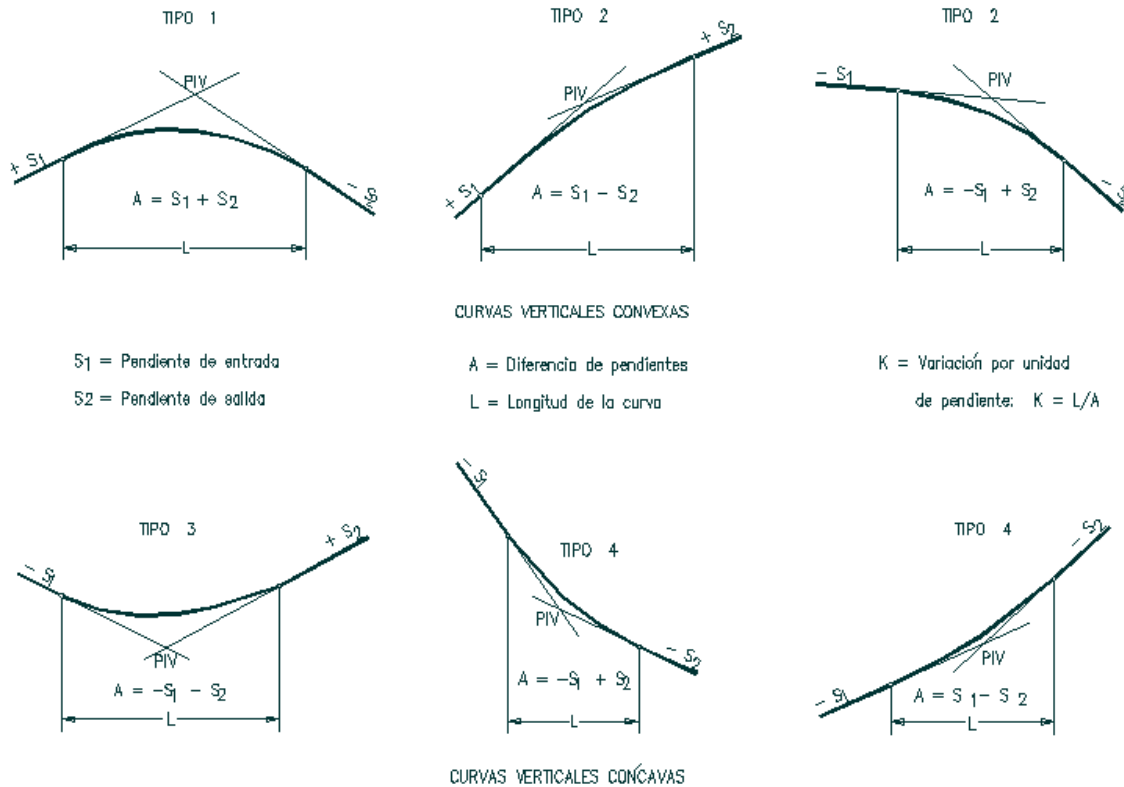


Fig.3.5.c.1 Curvas verticales en cresta y columpio.

Existen cuatro factores para determinar la longitud de las curvas verticales.

Factor de comodidad. Se aplica al diseño de curvas verticales en cresta, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma al peso propio del mismo. Generalmente queda englobado siempre por el factor de seguridad.

Factor de operación. Se aplica al diseño de curvas verticales con visibilidad completa, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente.

Factor de drenaje. Se aplica al diseño de curvas en cresta o en columpio, cuando están alojadas en corte. Para advertir al diseñador la necesidad de modificar las pendientes longitudinales de las cunetas.

Factor de seguridad. Se aplica al diseño de curvas en cresta o en columpio. La longitud de la curva debe ser tal, que en toda la curva la distancia de visibilidad sea mayor o igual a la de parada. En algunos casos, el nivel de servicio deseado puede obligar a diseñar curvas verticales con la distancia de visibilidad de rebase.

c.1 Curvas Verticales en Cresta. Para que cumplan con la distancia de visibilidad necesaria su longitud deberá calcularse a partir del parámetro K, que se obtiene con la expresión:

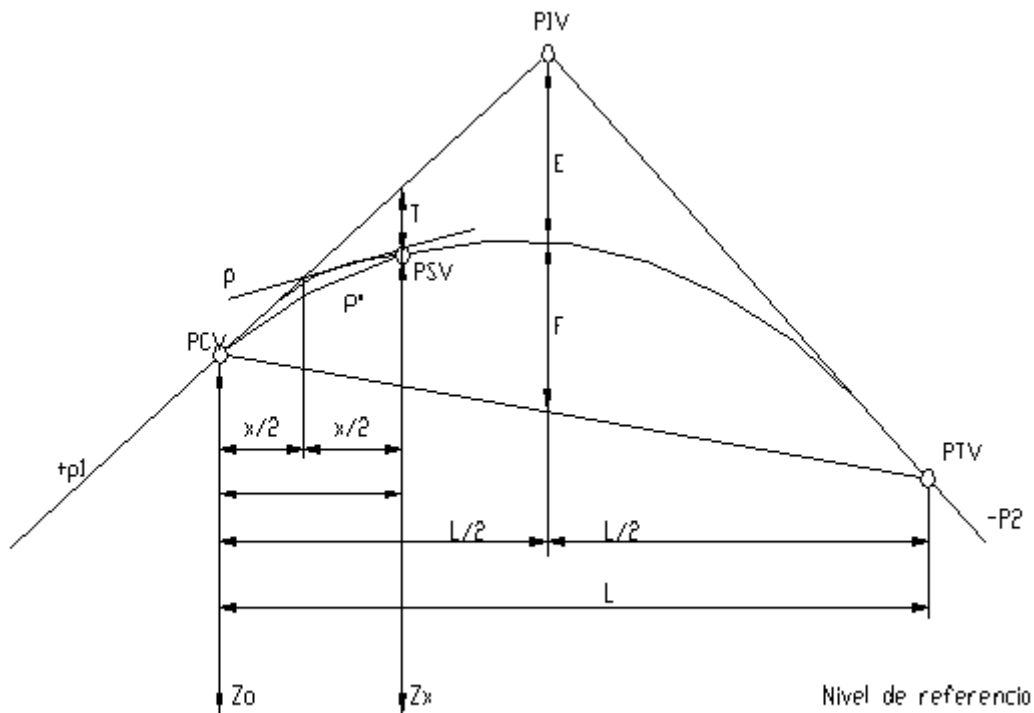
$$K = \frac{D^2}{2(\sqrt{H} + \sqrt{a})^2}, \text{ donde:}$$

D = Distancia de visibilidad en metros.

H = Altura del ojo del conductor (1.14 m)

a = Altura del objeto (0.15 m).

Fig.3.5.c.2 Elementos de una curva vertical en cresta.



PIV Punto de intersección de las tangentes verticales

PCV Punto en donde comienza la curva vertical

PTV Punto en donde termina la curva vertical

PSV Punto cualquiera sobre la curva vertical
p1 Pendiente de la tangente de entrada, en m/m
p2 Pendiente de la tangente de salida, en m/m
A Diferencia algebraica de pendientes
L Longitud de la curva vertical, en metros
K Variación de longitud por unidad de pendiente (parámetro)
x Distancia del PCV a un PSV, en metros
p Pendiente en un PSV, en m/m
p´ Pendiente de una cuerda, en m/m
E Externa, en metros
F Flecha, en metros
T Desviación de un PSV a la tangente de entrada, en metros
Zo Elevación del PCV, en metros
Zx Elevación de un PSV, en metros

Nota: Si X y L se expresan en estaciones de 20 m la elevación de un PSV puede calcularse con cualquiera de las expresiones:

$$Zx = Zo + (20 p1 - (10AX/L)) X$$

$$Zx = Zx - 1 + 20 p1 - (10A/L) (2X - 1)$$

$$A = P1 - (-P2)$$

$$K = L / A$$

$$P = P1 - A (X/L)$$

$$P' = \frac{1}{2} (P1 + P)$$

$$E = (AL) / 8$$

$$F = E$$

$$T = 4E (X / L) ^2$$

$$Zx = Zo + [P1 - (AX/2L)] X$$

c.2 Curvas Verticales en columpio. Para que cumplan con la distancia de visibilidad necesaria, longitud deberá calcularse a partir del parámetro K que se obtiene con la expresión:

$$K = \frac{D^2}{2(TD + H)} , \text{ donde:}$$

D = Distancia de visibilidad en metros.

T = Pendiente del haz luminoso de los faros (0.0175).

H = Altura de los faros (0.61 m).

Requisitos de visibilidad de las curvas verticales.

La distancia de visibilidad de parada deberá proporcionarse en todas las curvas verticales, este requisito esta tomado en cuenta en el valor del parámetro K.

La distancia de visibilidad de encuentro deberá proporcionarse en las curvas verticales en cresta de las carreteras tipo “E”.

La distancia de visibilidad de rebase solo se proporcionara cuando así lo indiquen las especificaciones de proyecto y/o lo ordene la secretaria.

Velocidad de proyecto (km/h)	Valores del parámetro K (m/%)			Longitud mínima aceptable (m)
	Curvas en cresta		Curvas en columpio	
	Carretera tipo E	D,C,B,A	Carretera tipo E,D,C,B,A	
30	4	3	4	20
40	7	4	7	30
50	12	8	10	30
60	23	12	15	40
70	36	20	20	40
80	-	31	25	50
90	-	43	31	50
100	-	57	37	60
110	-	72	43	60

Tabla.3.5.c.1 Valores mínimos del parámetro K y de la longitud mínima aceptable de la curvas verticales.

Velocidad de proyecto en km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110
-------------------------------	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----

Parámetro K para rebase en m/%	18	32	50	73	99	130	164	203	245
--------------------------------	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----

Tabla.3.5.c.2 Valores del parámetro K para distancia de visibilidad de rebase.

c.3 Longitud de las curvas verticales.

Longitud mínima. La longitud mínima de las curvas verticales se calculara con la expresión:

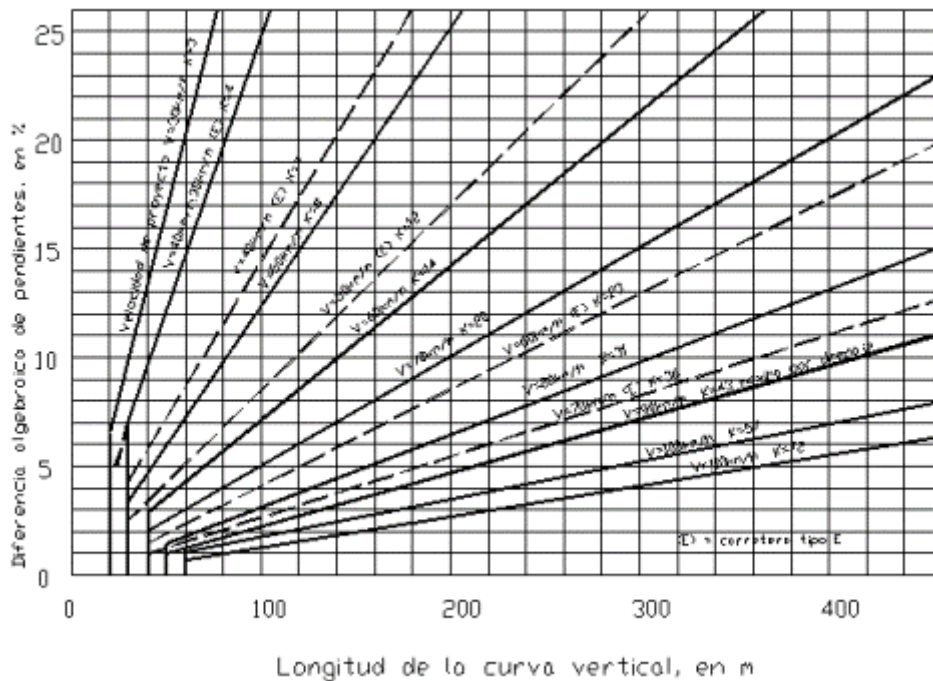
$L = KA$, donde:

L = Longitud mínima de la curva vertical en metros.

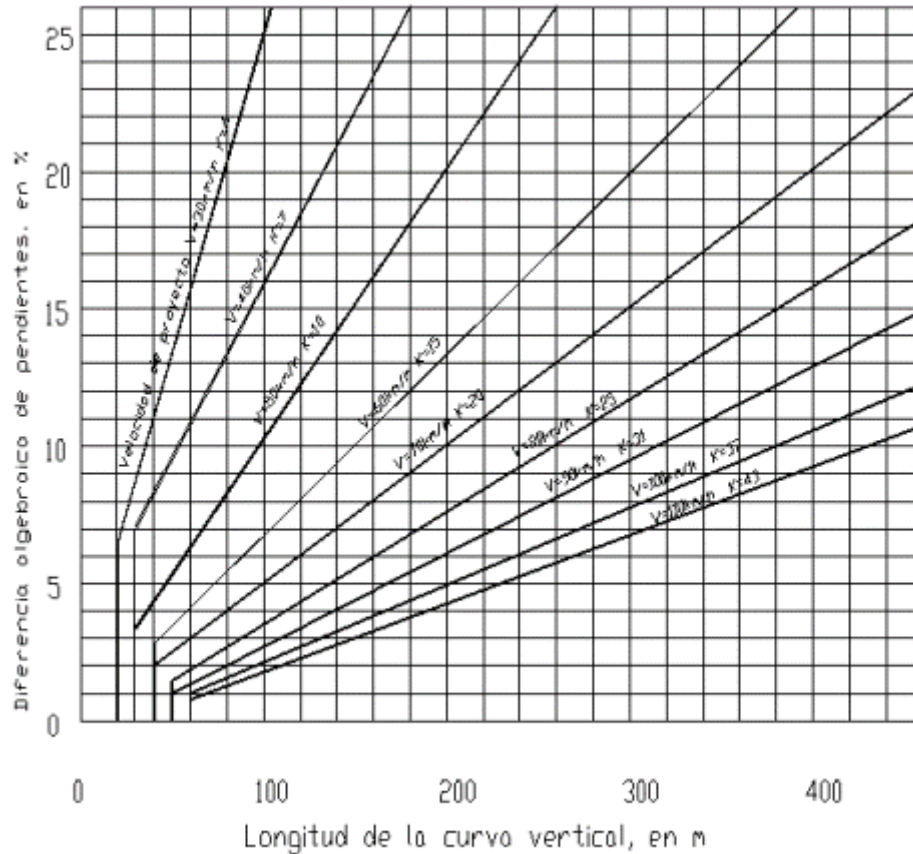
K = Parámetro K de la curva.

A = Diferencia algebraica de las pendientes de las tangentes verticales en %

La longitud mínima de las curvas verticales en ningún caso deberá ser menor a lo indicado en la Tabla 3.5.c.1, Graf.3.5.c.1 y Graf.3.5.c.2



Grafica 3.5.c.1 Longitud mínima de curvas verticales en cresta.



Gráfica 3.5.c.2 Longitud mínima de curvas verticales en columpio.

Longitud máxima. No existirá límite de longitud máxima para las curvas verticales. En caso de curvas verticales en cresta con pendiente de entrada y salida de signos contrarios, se deberá de revisar el drenaje cuando a la longitud de la curva proyectada corresponda un valor del parámetro K superior a 43.

3.6 SECCION TRANSVERSAL. La sección transversal de una carretera en un punto de ésta, es un corte vertical normal al alineamiento horizontal, el cual permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman la carretera en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

a) La sección transversal está definida por la corona, los taludes, las cunetas, las contra cunetas, las partes complementarias y el terreno comprendido dentro del derecho de vía.

a.1 Corona. La corona está definida por la calzada y los acotamientos con su pendiente transversal, y en su caso la faja separadora central.

En tangentes del alineamiento horizontal el ancho de la corona para cada tipo de carretera y de terreno deberá ser especificado.

En curvas y transiciones del alineamiento horizontal el ancho de la corona deberá ser la suma de los anchos de la calzada, de los acotamientos y en su caso, de la faja separadora central.

a.2 Calzada. El ancho de la calzada deberá ser:

En tangentes del alineamiento horizontal el especificado.

En curvas circulares del alineamiento horizontal, el ancho en tangente mas una ampliación en el lado interior de la curva circular cuyo valor debe especificarse.

En curvas circulares de alineamiento horizontal, la sobreelevación de la corona deberá ser:

De diez por ciento (10%) para el grado máximo de curvatura correspondiente a cada velocidad de proyecto.

Igual a valores especificados para grados de curvatura inferiores al grado máximo correspondiente a cada velocidad de proyecto.

En curvas espirales de transición y en transiciones mixtas, el ancho en tangente más una ampliación variable en el lado interior de la curva espiral o en el de transición mixta, cuyo valor esta dado por:

$$A = \frac{L}{L_e} A_c, \text{ donde:}$$

A = Ampliación del ancho de calzada en un punto de la curva espiral o de transición mixta, en metros.

L = Distancia del origen de la transición al punto cuya ampliación se desea determinar, en metros.

L_e = Longitud de la curva espiral o de la transición mixta, en metros.

A_c = Ampliación total del ancho de la calzada correspondiente a la curva circular, en metros.

En curvas espirales de transición y en transiciones mixtas, la sobreelevación de la corona en un punto cualquiera de las curvas estará dada por:

$$S = \frac{L}{L_e} S_c, \text{ donde:}$$

S = Sobre elevación de la corona en un punto cualquiera de la curva espiral de transición o de la transición mixta en por ciento.

L = Distancia del origen de la transición al punto considerado en el que se desea determinar la sobre elevación de la corona, en metros.

Le = Longitud de la curva espiral de transición o de la transición mixta, en metros.

Sc = Sobre elevación de la corona correspondiente al grado de curvatura en por ciento.

Para el desarrollo de la sobre elevación de la corona se utilizara la longitud de la espiral de transición o de la transición mixta.

En los extremos de las curvas espirales de transición o de las transiciones mixtas se harán los ajustes indicados en la fig. c.02 para ligar la sobre elevación con el bombeo.

La longitud mínima de las transiciones mixtas y de las espirales de transición será la especificada.

En todos los casos la transición mixta deberá proyectarse considerando un medio de su longitud sobre la tangente del alineamiento horizontal y el medio restante dentro de la curva circular.

En tangentes y curvas horizontales para carreteras tipo "E".

El ancho de la calzada en carreteras tipo "E", no requerirá de ampliación por curvatura horizontal.

Por requisitos operacionales será necesario ampliar el ancho de la calzada, formando libraderos, para permitir el paso simultáneo a dos vehículos. El ancho de la calzada en la zona del libraderos será el correspondiente al de la carretera tipo "D".

La longitud de los libraderos será de veinte (20) metros más dos transiciones de cinco (5) metros cada una.

Los libraderos se espaciaran a una distancia de doscientos cincuenta (250) metros, o menos, si así lo requiere la visibilidad entre ellos.

a.3 Acotamientos. El ancho de los acotamientos deberá ser para cada tipo de carretera y de terreno. Según lo especificado.

a.4 Pendiente transversal. En tangentes de alineamiento horizontal el bombeo de la corona deberá ser:

De menos dos por ciento (-2 %) en carreteras tipo A, B, C y D pavimentadas.

De menos tres por ciento (-3 %) en carreteras tipo D y E revestidas.

a.5 Faja separadora central. La faja separadora central deberá proyectarse únicamente en carreteras tipo A de cuatro carriles.

Cuando la sección transversal esté formada por un solo cuerpo el ancho mínimo de la faja separadora central deberá ser de un (1.00) metro.

Cuando la sección transversal este formada por dos cuerpos separados en ancho mínimo de la faja separadora central deberá ser de ocho (8) metros.

Tipo de carretera		Anchos de				
		Corona (m)	Calzada (m)	Acotamientos (m)		Faja separadora central (m)
E		4.00	4.00	--		--
D		6.00	6.00	--		--
C		7.00	6.00	0.50		--
B		9.00	7.00	1.00		--
(A2)		12.00	7.00	2.50		--
A	(A4)	22.00 mínimo	2 x 7.00	EXT	INT	1.00 mínimo
				3.00	0.50	
	(A4S)	2 x 11.00	2 x 7.00	3.00	1.00	8.00 mínimo

Tabla 3.6.a.1 Anchos de corona, de calzada, de acotamientos y de la faja separadora central.

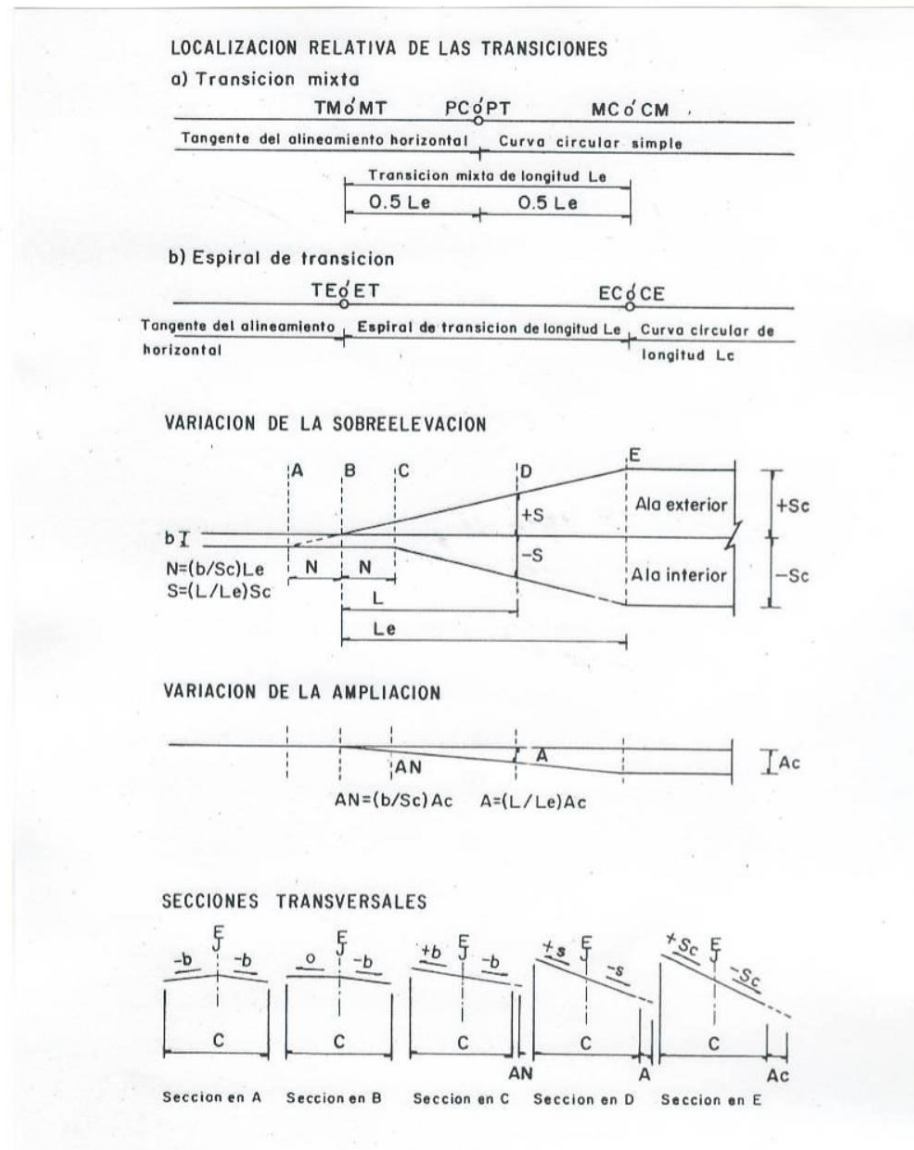


Fig.3.6.a.1 Desarrollo de la sobre elevación y la ampliación.

a.6 Taludes. Los taludes estarán definidos por su inclinación expresada numéricamente por el recíproco de su pendiente.

En terraplén. El talud de la sección transversal en terraplén deberá ser de uno y medio a uno (1.5:1) pudiendo tener una inclinación diferente si así lo especifica la secretaría.

En corte. El talud de la sección transversal en corte deberá ser el que especifique la secretaria.

a.7 Cunetas. Las cunetas serán de forma triangular y están definidas por su ancho y sus taludes.

Ancho. El ancho de la cuneta, medido horizontalmente entre el hombro de la corona y en fondo de la cuneta, deberá ser de un metro (1.00), pudiendo ser mayor si por capacidad hidráulica así se requiere.

a.8 Contra cunetas. Las contra cunetas serán, generalmente, de forma trapezoidal y están definidas por su ancho de plantilla, su profundidad y sus taludes. Su utilización, ubicación y dimensiones estarán sujetas a los estudios de drenaje y geotécnicos, o a lo que especifique la secretaría.

a.9 Obras complementarias. Las obras complementarias de la sección transversal, tales como guarniciones, bordillos, lavaderos, banquetas, defensas y dispositivos para el control del tránsito, deberán considerarse en el proyecto cuando así lo especifique la secretaría.

a.10 Derecho de vía. El derecho de vía está definido por su ancho y su longitud. El ancho del derecho de vía es variable. Para su determinación, es conveniente tomar en cuenta la recomendación que al respecto se indica en el capítulo 005 de la SCT.

Recomendaciones generales de la SCT capítulo 005.

De la clasificación y características de las carreteras.

En relación al TPDA.

En relación al tipo de terreno.

En relación a la distancia de visibilidad.

En relación a las características geométricas.

Alineamiento Horizontal.

Alineamiento vertical.

En relación a la combinación del alineamiento horizontal con el alineamiento vertical.

En relación con la sección transversal.

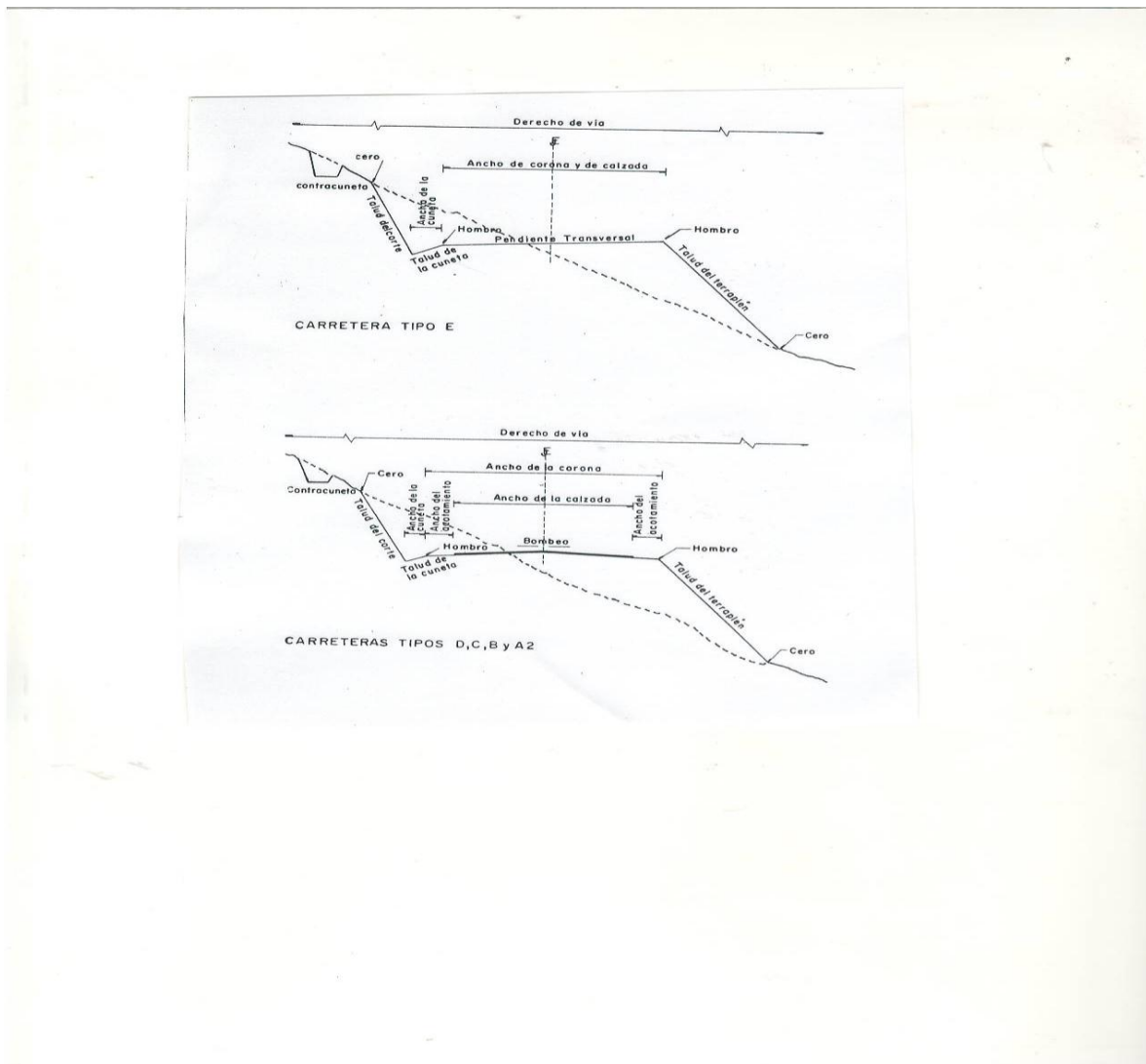


Fig.3.6.a.3 Sección transversal en tangente del alineamiento horizontal para carreteras

Tipos E, D, C, B y A2.

3.7 PROYECTO GEOMETRICO DE LA SUB- RASANTE ECONOMICA. Los elementos que definen el proyecto de la sub-rasante económica son los siguientes:

- a) Condiciones topográficas.
- b) Condiciones geotécnicas.
- c) Sub-Rasante mínima.
- d) Costo de terracerías.

a) Condiciones topográficas. De acuerdo a la configuración del terreno se consideran los siguientes tipos:

a.1 Plano

a.2 Lomerío

a.3 Montañoso

Estos conceptos están íntimamente ligados con las características que cada uno de ellos imprime al proyecto, tanto en los alineamientos vertical y horizontal como en el diseño de la sección de construcción.

a.1 Terreno Plano. Es aquel cuyo perfil presenta pendientes longitudinales uniformes y de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula.

En terreno plano el proyecto de la sub-rasante será generalmente en terraplén, sensiblemente paralelo al terreno, con una altura suficiente para quedar a salvo de la humedad propia del suelo y de los escurrimientos laminares en él, así como para dar cabida a las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel. En este tipo de configuración la compensación longitudinal o transversal de las terracerías, estarán formados con material producto de préstamo ya sea lateral o de banco. El proyecto de tramos con visibilidad de rebase generalmente no presentan ninguna dificultad, tanto del alineamiento horizontal como vertical.

a.2 Terreno en Lomerío. Terreno cuyo perfil longitudinal, presenta en sucesión cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor a 25° .

En un terreno considerado como lomerío el proyecto de la sub-rasante se definirá considerando las pendientes especificadas, obteniendo un alineamiento vertical ondulado, que en general permitirá aprovechar el material producto de los cortes, para formar los terraplenes continuos, el proyecto de la sub-rasante en este tipo de suelo tiene como características:

Proyecto de la sub-rasante a base de contrapendientes.

Compensación longitudinal de las terracerías en tramos de longitud considerable.

No presenta problemas de espacio vertical, para alojar alcantarillas, puentes y pasos a desnivel.

Cuando es necesario considerar la distancia de visibilidad de rebase en el proyecto del alineamiento vertical, se ocasiona un incremento en el volumen de movimiento de tierras.

a.3 Terreno Montañoso. Este tipo de terreno se caracteriza por tener pendientes transversales mayores de 25° , así como accidentes topográficos notables y cuyo perfil obliga a fuertes movimientos de tierra.

En el terreno montañoso, como consecuencia de la configuración topográfica, la formación de las terracerías se obtiene mediante la excavación y acarreo de grandes volúmenes.

El proyecto de la sub-rasante queda generalmente condicionado a la pendiente transversal del terreno y al análisis de las secciones transversales en zonas críticas o en balcón.

Cuando a causa de la excesiva pendiente transversal del terreno haya necesidad de alojar en firme la corona del camino, la elevación de la sub-rasante debe estudiarse considerando la construcción de muros de contención, con el objeto de obtener el menor costo en el tramo. En ocasiones el proyecto de un túnel puede ser la solución conveniente.

Son características del terreno montañoso:

El empleo frecuente de las especificaciones máximas tanto en el alineamiento horizontal como en el alineamiento vertical.

Facilidad de espacio vertical para alojar alcantarilla y puentes.

La presencia en el diagrama de masas de una serie de desperdicios interrumpidos por la presencia de pequeños tramos compensados.

Frecuencia de zonas críticas.

Los grandes volúmenes de tierra a cortar y mover.

La necesidad de proyectar alcantarillas de alivio.

Alto costo de construcción resultante, si se quiere considerar en el proyecto la distancia de visibilidad de rebase.

Debido a la liga que existe entre el alineamiento horizontal y vertical en todos los casos antes descritos, especialmente en el último, es necesario que al proyectar el alineamiento horizontal se tome en cuenta los problemas que afectan el estudio económico de la sub-rasante.

b) Condiciones Geotécnicas. La calidad de los materiales que se encuentran en la zona donde se localiza el camino, es factor muy importante para lograr el proyecto de la sub-rasante económica, ya que además del empleo que tendrán en la formación de las terracerías, servirán de apoyo al camino.

c) Sub-Rasante Mínima. La elevación mínima correspondiente a puntos determinados del camino, a los que el estudio de la sub-rasante económica debe sujetarse, define en esos puntos el proyecto de la sub-rasante mínima.

Los elementos que fijan estas elevaciones mínimas son:

c.1 Obras menores.

c.2 Puentes.

c.3 Zonas de inundación.

c.4 Intersecciones.

c.1 Obras menores. Con el fin de obtener la sub-rasante económica y no alterar el buen funcionamiento del drenaje, es necesario que en el estudio se respete la elevación mínima que requiere el proyecto de las alcantarillas. Esto es determinante en terrenos planos, ya que en terrenos considerados como de lomerío y montañosos, solamente en casos aislados habrá que tomar en cuenta la elevación mínima, ya que el proyecto de la sub-rasante estará obligado por las condiciones de configuración topográfica y por lo tanto habrá espacio vertical suficiente para las obras de drenaje.

La metodología para encontrar la elevación a la cual debe sujetarse la sub-rasante estará en función de las características propias de las obras de drenaje, su pendiente, ángulo de esviajamiento, altura de la obra hasta su nivel de corona, ancho de corona y las pendientes longitudinal y transversal de la obra.

c.2 Puentes. En los cruces de corrientes se hace necesaria la construcción de puentes, la elevación definitiva de la sub-rasante será conocida hasta que se proyecte la estructura, es necesario tomar en cuenta los elementos que intervienen para definir la elevación mínima, con el objeto de que el proyecto de alineamiento vertical se aproxime lo más posible a la cota que se requiere.

Para lograr anterior se debe contar con lo siguiente:

Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME)

Sobre elevación ocasionada por el estrechamiento de la sección hidráulica que origina el puente en el cauce.

Espacio libre vertical necesario para dar paso a los cuerpos flotantes.

Peralte de la superestructura.

La suma de los valores de estos elementos determina la elevación mínima de la rasante para alojar el puente, de la cual habrá que deducir el espesor del pavimento para obtener la elevación de la sub-rasante.

En caminos de poco tránsito localizado en zonas en donde las avenidas máximas extraordinarias se presentan con poca frecuencia y duración, el proyecto de vados suele suplir al de puentes.

La elección del tipo de obra está supeditada por el régimen de la corriente, así como al estudio comparativo de costos de las alternativas que se presenten.

c.3 Zonas de inundación. El paso de una obra vial por zonas de inundación obliga a guardar cierta elevación de la sub-rasante que se fija de acuerdo con el NAME, con la sobre elevación que presentaran las aguas a la vialidad por obstáculos a su paso, y por la necesidad de asegurar la estabilidad de las terracerías y del pavimento.

En estos casos se recomienda que la elevación de la sub-rasante sea como mínimo un metro por encima de NAME.

Intersecciones. Los cruces que una vialidad tiene con otras vías de comunicación terrestres, dan lugar a intersecciones que pueden ser a nivel o a desnivel. En este caso el proyecto de la subrasante deberá considerar la vía terrestre que se cruce.

En las intersecciones a desnivel, se hará un estudio económico para determinar si conviene sea inferior o superior el paso del camino el cual se está proyectando.

d) Costo de terracerías. Al proyectar un camino no solo es suficiente ajustar lo indicado en las especificaciones sobre pendientes, curvas verticales, curvas horizontales, sobre elevaciones y sobre anchos por curvatura, drenaje, etc., para obtener un resultado satisfactorio sino que también es importante conseguirlo al menor costo posible. Este costo se logra efectuando excavaciones y rellenos solo lo indispensable, y realizando acarreos a la menor distancia posible y de preferencia cuesta abajo.

Este estudio de las cantidades de excavaciones y rellenos, su compensación y movimiento se lleva a cabo mediante un diagrama curva masa o diagrama de masas.

d.1 La curva masa. Es un diagrama dibujado gráficamente en ejes cartesianos, en donde las ordenadas representan los volúmenes acumulativos de las terracerías y en las abscisas el cadenamiento respectivo.

Ordenada de la curva masa. La ordenada de la curva masa en una estación determinada es la suma algebraica de los volúmenes de terraplén y de corte, afectados por su coeficiente de variación volumétrica, considerados los volúmenes desde un origen hasta la estación determinada. Se establece que los volúmenes de corte son positivos y los volúmenes de terraplén negativos.

Estas ordenadas se utilizan para dibujar el diagrama de curva masa en un sistema de coordenadas rectangulares.

d.2 Propiedades de la curva masa. Las principales propiedades son las siguientes:

d.2.1 El diagrama es ascendente cuando predominan los volúmenes de corte sobre los de terraplén descendente en caso contrario.

d.2.2 El diagrama presenta un máximo cuando se pasa de corte a terraplén y un mínimo en caso contrario.

d.2.3 Una línea horizontal cualquiera, implica una compensación entre el corte y el terraplén entre sus límites. A esa línea horizontal se le llama distribuidora o compensadora.

d.2.4 Si el diagrama, queda arriba de la línea compensadora, el movimiento del material se ejecutara de izquierda a derecha, es decir hacia adelante.

d.2.5 Si el diagrama, queda debajo de la línea compensadora, el movimiento del material se ejecutara de derecha a izquierda, es decir hacia atrás.

d.2.6 La diferencia de ordenadas, entre dos puntos con relación a una horizontal, nos define el volumen de corte o terraplén disponible entre ellos.

d.2.7 Cuando la línea original se interrumpe y se continúa con un movimiento ascendente con una compensadora auxiliar, el volumen comprendido entre ambas compensadoras será un desperdicio.

d.2.8 Cuando la compensadora original se interrumpe y se continúa con un movimiento descendente con una compensadora auxiliar, el volumen comprendido entre ambas compensadoras será un préstamo.

d.2.9 El acarreo más económico es el que se tiene cuando en la curva masa los volúmenes de corte son iguales a los volúmenes de terraplén.

d.2.10 La posición de la línea compensadora mas económica es aquella que corta la mayor numero de veces la curva masa.

d.2.11 El área comprendida entre la curva masa y la línea compensadora representa el volumen total de acarreo de material entre los puntos de cruce.

La línea compensadora generalmente no puede ser una línea horizontal a través de una distancia muy grande, por lo que tendrá entonces, una sucesión de líneas compensadoras que abarcan tramos reducidos.

Por lo anterior, la economía en construcción de caminos es función directa del movimiento de terracerías, y naturalmente de la forma en que se ejecute.

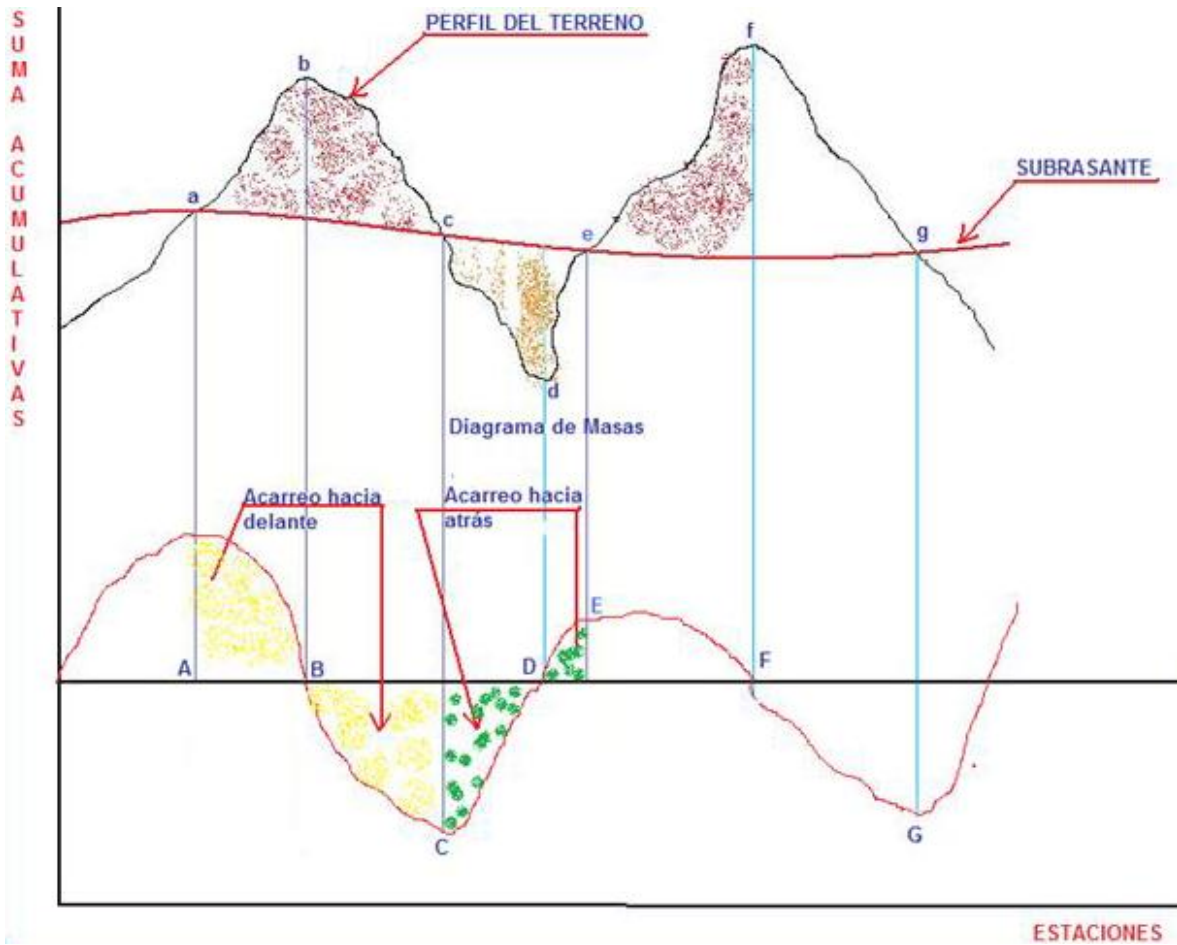


Fig. d.1 Curva Masa.

d.3 Objetivos de la Curva Masa. Los objetivos fundamentales que se buscan al proyectar la curva masa son los siguientes:

d.3.1 Compensar volúmenes.

d.3.2 Fijar el sentido de los movimientos del material.

d.3.3 Fijar los límites del acarreo libre.

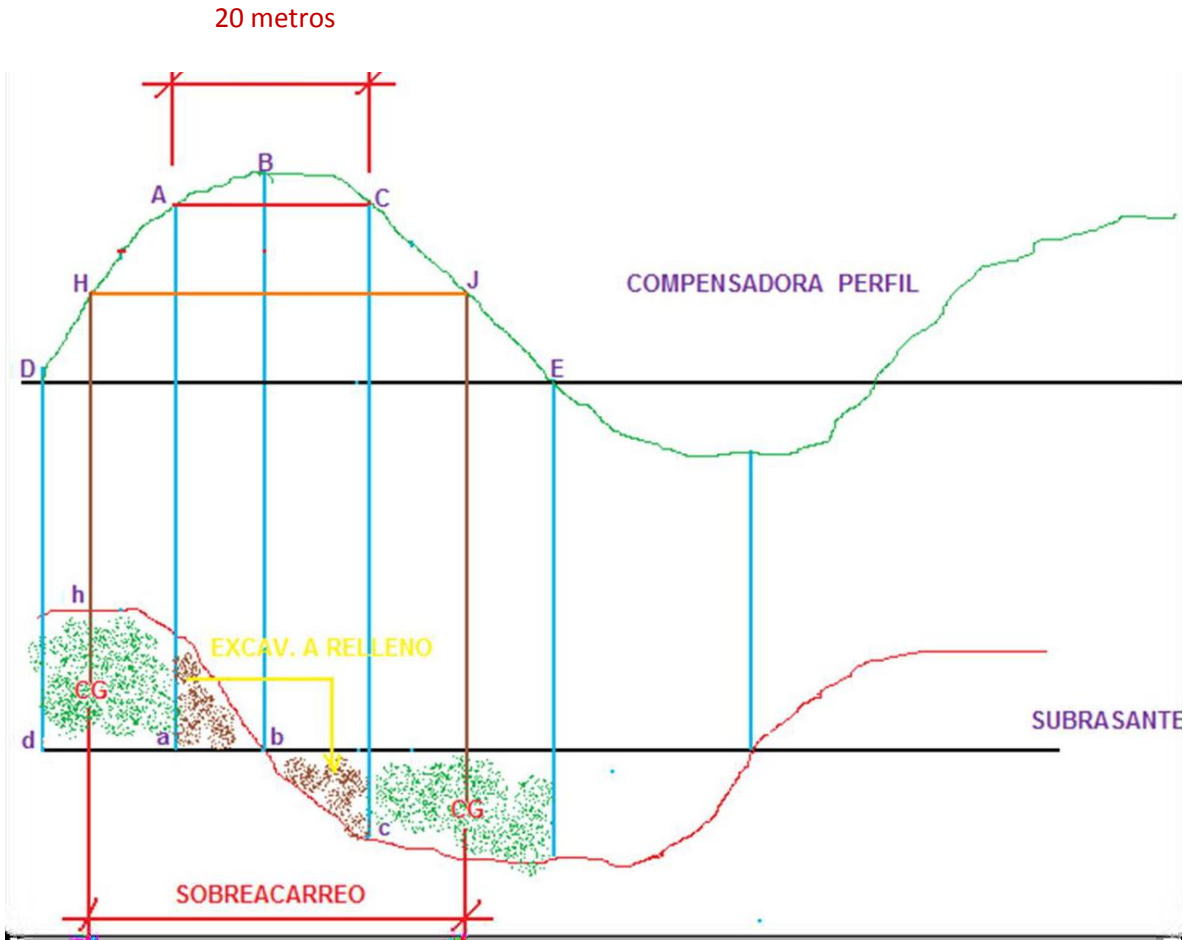
d.3.4 Calcular los sobre acarreos.

d.3.5 Controlar los desperdicios y préstamos.

d.3.1 Compensar volúmenes. Cualquier línea horizontal que corte una cima o un columpio de la curva masa, marca los límites de corte y terraplén que se compensan.

d.3.2 Fijar el sentido del movimiento del material. Los cortes que en la curva masa quedan arriba de la línea de compensación se mueven hacia adelante y los cortes que quedan debajo de la línea de compensación se mueven hacia atrás.

d.3.3 fijar los límites del acarreo libre. Es la distancia máxima a la que se mueve el material, estando el precio de esta operación incluido en el precio del corte o excavación. Este acarreo se mueve a una distancia de una estación (20 metros) y es efectuado por el equipo que ejecuta el corte, está representado en la curva masa por una línea horizontal en la zona inmediata a los máximos.



Distancia media de acarreo

Fig. d.2 Curva masa, acarreo libre y sobre acarreo.

d.3.4 Calcular los sobre acarreos. El sobre acarreo es el que se efectúa a partir del acarreo libre (20 metros) y cuyo precio se establece de acuerdo a la longitud acarreada, la cual se conoce como distancia media de acarreo.

Distancia media de acarreo. Es la distancia para transportar mas allá de la distancia del acarreo libre el material producto de corte o préstamo para la formación de terraplenes y para depositar el material de desperdicio.

La distancia media de acarreo entre un corte y en terraplén a formar, es la distancia entre los centros de gravedad de dicho corte y el terraplén sin considerar la distancia de acarreo libre.

Esta distancia se obtiene al dividir el área de la curva masa delimitada por la línea compensadora y la del acarreo libre entre la diferencia de ordenadas "h" (volumen) restando los 20 metros de acarreo libre.

Debido a su longitud y para efectos de pago, el sobre acarreos se dividen en:

Sobre acarreos en m^3 -est., Cuando la distancia de los centros de gravedad está comprendida entre 20 y 120 metros. Unidad: m^3 -est.

Sobre acarreos en m^3 -hectometros. Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 120 y 520 metro. Unidad: m^3 -hm.

Sobre acarreos en m^3 – kilometro. Cuando la distancia entre los centros de gravedad excede los 520 metros. Unidad: m^3 – km.

d.3.5 Controlar los desperdicios y préstamos. En algunos casos parte de los volúmenes de corte deben desperdiciarse, para lo cual se transportaran a lugares convenientes fuera del camino.

Los préstamos se originan por exceso del volumen de terraplén y son:

Prestamos laterales. Son excavaciones ejecutadas dentro de fajas ubicadas paralelamente al eje del camino de un lado o de ambos lados, y cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de terraplenes contiguos. El límite exterior de cada faja se fija en la actualidad a una distancia máxima de cien metros, contados a partir del eje del camino.

Prestamos de banco. Son las excavaciones ejecutadas en una distancia mayor a los cien metros indicados en el punto anterior, y cuyos materiales se utilizan en la formación de terraplenes.

De acuerdo con lo anterior, en terrenos de lomerío generalmente conviene tratar de compensar los volúmenes de corte con los volúmenes de relleno con lo que se logra la rasante económica. En terrenos montañosos, resulta difícil lograr la compensación y además el acarreo de los materiales a distancias medias es costoso, por lo que en estos casos se opta por desperdiciar y prestar en zonas que presenten los menores costos (prestamos laterales).

e) Capas que integran las terracerías para dar nivel de la Sub-Rasante.

Terracerías. Se definen como los volúmenes que sirven de relleno en la construcción de un camino y la forman las siguientes capas:

e.1 Cuerpo del terraplén. Es la capa que se construye a partir del nivel de terreno natural, después de su correspondiente tratamiento con volúmenes que pueden ser de corte, préstamo lateral o préstamo de banco según sea el caso.

La finalidad del cuerpo del terraplén es, alcanzar la altura necesaria para satisfacer principalmente las especificaciones geométricas (sobre todo en lo relativo a la pendiente longitudinal).

Función del cuerpo del terraplén

Resistir las cargas de tránsito transmitidas por las capas superiores.

Distribuir los esfuerzos a través de su espesor para transportarlos en forma adecuada al terreno natural.

Los materiales utilizados en el cuerpo del terraplén deben cumplir las siguientes especificaciones:

Por normatividad no se acepta material tipo MH, OH y CH.

LL= 80 %

VRS = 5 %, mínimo.

Grado de compactación 90 %

e.2 Capa Sub-Rasante. Capa inmediata superior al cuerpo del terraplén, se presentó oficialmente en las especificaciones mexicanas en 1957.

Función de la capa Sub-Rasante. Las principales funciones de la capa sub-rasante son:

Recibir y resistir las cargas del tránsito que le son transmitidas por el pavimento.

Transmitir y distribuir de modo adecuado las cargas del tránsito al cuerpo del terraplén.

Evitar que los materiales finos plásticos que formen el cuerpo del terraplén contaminen el pavimento. El tamaño de las partículas debe estar entre las finas correspondientes al cuerpo del terraplén y las granulares del pavimento.

Evitar que las imperfecciones de la cama de los cortes se reflejen en la superficie de rodamiento.

Economizar espesores de pavimento, en especial cuando los materiales de las terracerías requieren de un espesor grande.

Los materiales utilizados en la capa sub-rasante deben cumplir con las siguientes especificaciones:

Espesor mínimo de 30 cms.

Tamaño máximo 7.5 cm (3 ")

VRS = 15 % como mínimo.

Expansión máxima = 5 %

Grado de compactación 95 %, del PVSM.

3.8 PROYECTO DE PAVIMENTO. Es la estructuración de las capas que conforman un pavimento.

a) Pavimento. Se llama pavimento al conjunto de capas de material seleccionado que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten a los estratos inferiores, proporcionando una superficie de rodamiento, la cual debe funcionar de manera eficiente.

Las condiciones necesarias para un adecuado funcionamiento son:

Proyecto geométrico definido por TPDA y Velocidad de Proyecto.

Resistencia adecuada a las cargas para evitar fallas y agrietamientos.

Adherencia adecuada entre el vehículo y el pavimento aun en condiciones húmedas.

Resistencia adecuada a los esfuerzos por tránsito.

Resistencia a los elementos del medio ambiente por intemperismo.

Resistencia a los efectos del agua.

Deberá presentar una vista agradable para no causar fatigas.

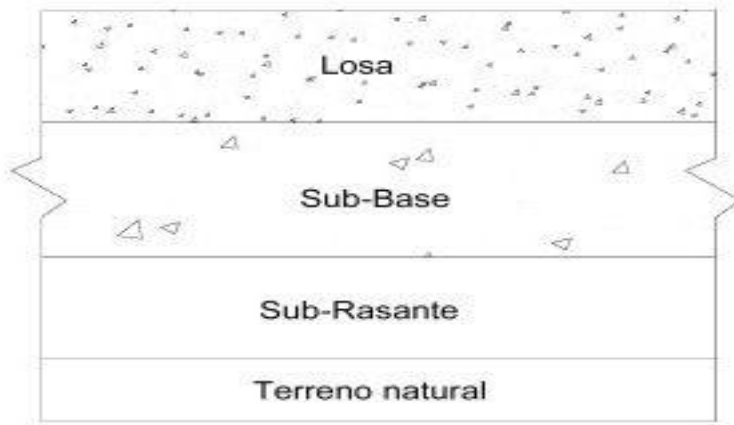
Dado que los esfuerzos de un pavimento decrecen con la profundidad, se utilizarán materiales de mayor capacidad de carga en las capas superiores, siendo de menor calidad los materiales que conforman la terracerías.

La división de capas que se hace en un pavimento obedece a un factor económico, ya que cuando se determina el espesor de una capa el objetivo es darle el espesor mínimo que reduzca los esfuerzos sobre la capa inmediata inferior. La resistencia de las diferentes capas no solo dependerá del material que la constituye, también resulta de gran influencia el procedimiento constructivo; siendo factores de importancia la compactación y la humedad, ya que cuando un material no se compacta adecuadamente, éste se consolida por efecto de las cargas produciendo deformaciones permanentes.

b) Tipos de Pavimento.

b.1 Pavimentos Rígidos. Estos pavimentos se conforman por la sub-base y losas de concreto hidráulico, que en algunas ocasiones presenta un armado de acero, y tiene un costo inicial más alto

que el pavimento flexible, su periodo de vida varía entre 20 y 40 años; el mantenimiento que requiere es mínimo y solo se efectúa generalmente en las juntas de las losas.



Sección de Pavimentos Rígidos

Fig.3.8.b.1 Capas pavimento rígido.

b.1.1 Esfuerzos en Pavimentos Rígidos. El cálculo del espesor se lleva a cabo tomando en cuenta los esfuerzos a que están sometidos y son:

Esfuerzos debidos al tránsito.

Esfuerzos debidos a la temperatura.

Esfuerzos debidos al apoyo.

Esfuerzos debidos al tránsito. Se estudian en tres posiciones de las llantas, y son:

Cuando la huella de una llanta es tangente en forma simultánea a dos orillas, la llanta está en una esquina de la losa. De esta manera la losa trabaja en cantiléver y los esfuerzos principales de tensión se presentan en un ángulo de 45° respecto a las orillas y en la parte superior. Los esfuerzos por el tránsito se calculan con la siguiente expresión:

$$\sigma_c = \frac{3 * P}{d^2} \left[1 - \left(\frac{a}{\tau} \right)^{1.2} \right]$$

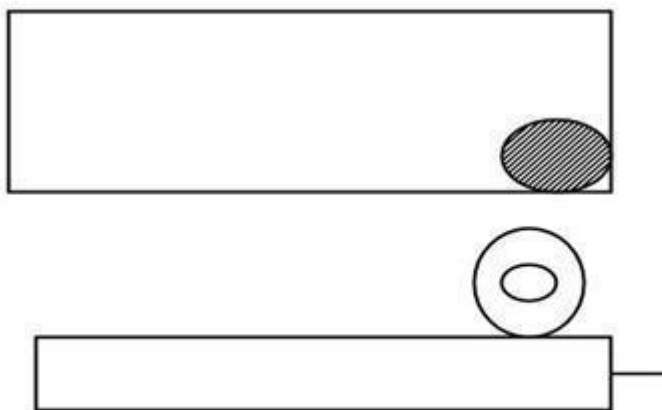


Fig.3.8.b.2

Cuando la huella de la llanta es tangente solo a una orilla de la losa, el esfuerzo principal de tensión es paralelo a la orilla y se presenta en la parte inferior. Estos esfuerzos se calculan con la siguiente expresión.

$$\sigma_c = \frac{0.572 * P}{d^2} \left[4 * \log 10 \left(\frac{\tau}{b} \right) + 0.359 \right]$$

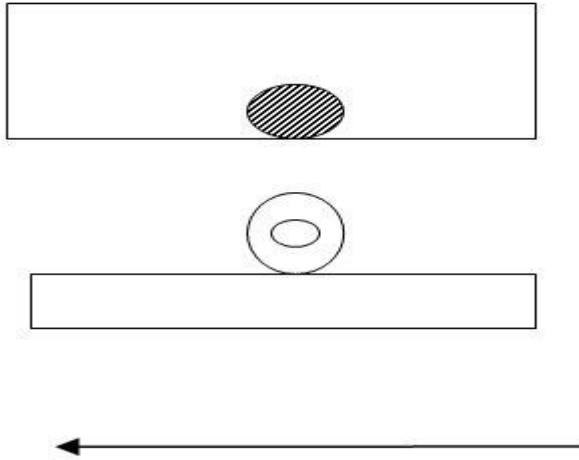


Fig.3.8.b.3

Cuando la huella de la llanta esta en el centro de la losa, los esfuerzos máximos de tensión se desarrollan en el lecho inferior de la losa y en forma radial. Su valor se obtiene con la siguiente expresión.

$$\sigma_c = \frac{0.316 * P}{d^2} \left[4 * \log 10 \left(\frac{\tau}{b} \right) + 1.0690 \right]$$

$$b = \sqrt{1.6 * a^2 + d^2} - 0.675 * d$$

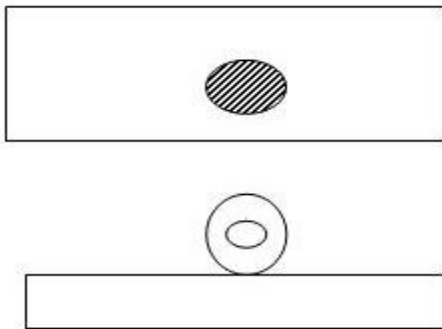


Fig.3.8.b.4

Donde para estas expresiones:

$$\tau = \sqrt[4]{\frac{Ed^3}{12(1-\mu^2)k}}$$

P = Carga transmitida a la losa a través de la llanta (lb)

a, b = semiejes de la elipse que representa la huella de la llanta

a = eje paralelo a la orilla o junta (pulg)

d = espesor de la losa (pulg)

E = módulo de elasticidad del concreto (lb/pulg)

μ = relación de Poisson del concreto = 0.15

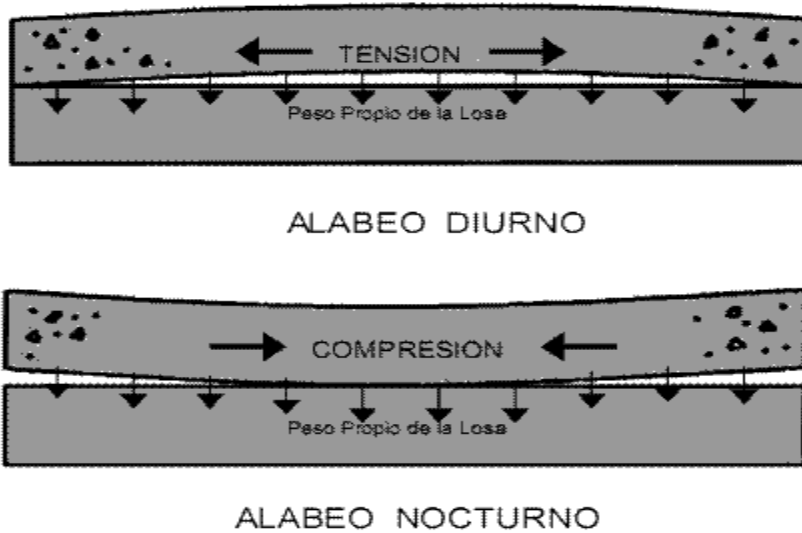
k = módulo de reacción (lb/pulg³)

τ = radio de rigidez relativa (pulg)

Esfuerzos debidos a la temperatura. Cuando el cambio de temperatura es igual en la parte superior e inferior de la losa, se presentan los fenómenos de dilatación y contracción; pero si se encuentra en forma simultánea a diferentes temperaturas, hay un gradiente que provoca la presencia de alabeos.

Si la temperatura de la superficie es mayor en la parte inferior, el alabeo es hacia abajo; o sea la superficie de rodamiento se torna convexa, también para este caso los esfuerzos producidos por la temperatura no son de importancia cuando no se agrieta la losa; sin embargo, los esfuerzos debidos al tránsito se modifican, pues como en el caso anterior la losa no está apoyada en forma continua y aparecen los esfuerzos de tensión en la parte inferior. Este esfuerzo de alabeo se presenta durante el día.

Si la temperatura de la superficie es menor en la parte inferior, el alabeo es hacia arriba; o sea la superficie de rodamiento se torna cóncava, en este caso los esfuerzos producidos por la temperatura no son importantes siempre que no se agriete la losa; sin embargo, los esfuerzos debidos al tránsito se modifican, pues la losa no está apoyada en forma continua y aparecen los esfuerzos de tensión en la parte superior. Este esfuerzo de alabeo se presenta durante la noche.



Figs.3.8.b.5 Alabeos en losa de pavimento rígido.

Esfuerzos debidos al apoyo. Los esfuerzos debidos al apoyo resultan de la fricción desarrollada entre la losa y la sub-base, y se presentan al disminuir la libertad de movimiento de la losa, y haber esfuerzos de tensión, los cuales están dados por:

$$F = Wc * \frac{L}{2}$$

Donde:

W = peso de la losa por unidad de superficie (kg/m^2)

L = longitud de la losa en metros.

c = coeficiente de fricción = 1.5

b.1.2 Pruebas de resistencia para pavimentos rígidos.

El parámetro de resistencia que se acostumbra usar para el concreto hidráulico en pavimentos rígidos es el modulo de ruptura (MR), obtenido de la prueba de tensión por flexión. Esta consiste en llevar a la ruptura una viga curada durante 28 días, con una sección transversal de 225 cm^2 (15 cm por lado) y una longitud de 60 cm; la carga se proporciona en dos puntos de apoyo en la parte superior de la viga (en los tercios) y otros dos en la parte inferior, el modulo de ruptura varía de acuerdo a valores de $40 \leq \text{MR} \leq 50$, y esta dado por:

$\text{MR} = \frac{PL}{bd^2}$ en kg/cm , donde:

P = carga de ruptura

L = distancia entre apoyos inferiores

b = ancho de la viga

d = peralte de la viga

En relación a la resistencia los valores varían de, $0.10 f'c \leq MR \leq 0.17 f'c$

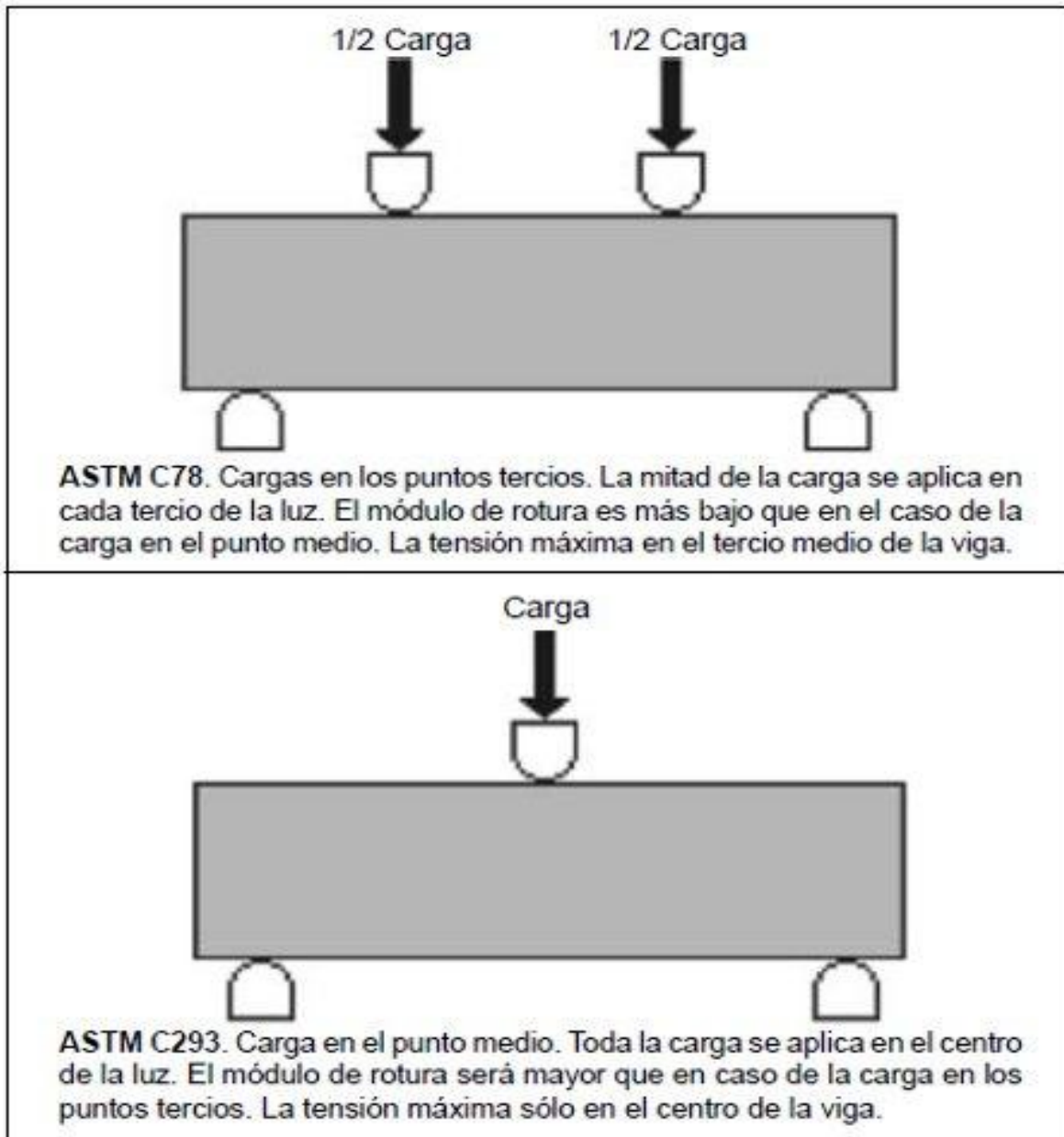


Fig.3.8.b.6 Cargas para las prueba de tensión por flexión pavimento rígido.

Resistencia de las capas de apoyo. Se utiliza la prueba de placa con la que se obtiene el modulo de reacción (k), esta prueba se realiza colocando una serie de placas sobre la capa sub-rasante. La cantidad de placas se requiere para que la inferiores no sufran flexiones y la presión que reciba el terreno sea uniforme.

Sobre la placa superior, se coloca una carga tal que la presión que transmita la placa inferior sea de 0.7 kg/cm^2 ; en esta placa se colocan cuando menos tres extensómetros para medir la deflexión producida. El modulo de reacción es igual a la relación de la presión proporcionada, entre el promedio de las deflexiones medidas, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$k = \frac{P}{\delta} = \frac{0.7 \text{ kg}}{\delta \text{ cm}^3}$$

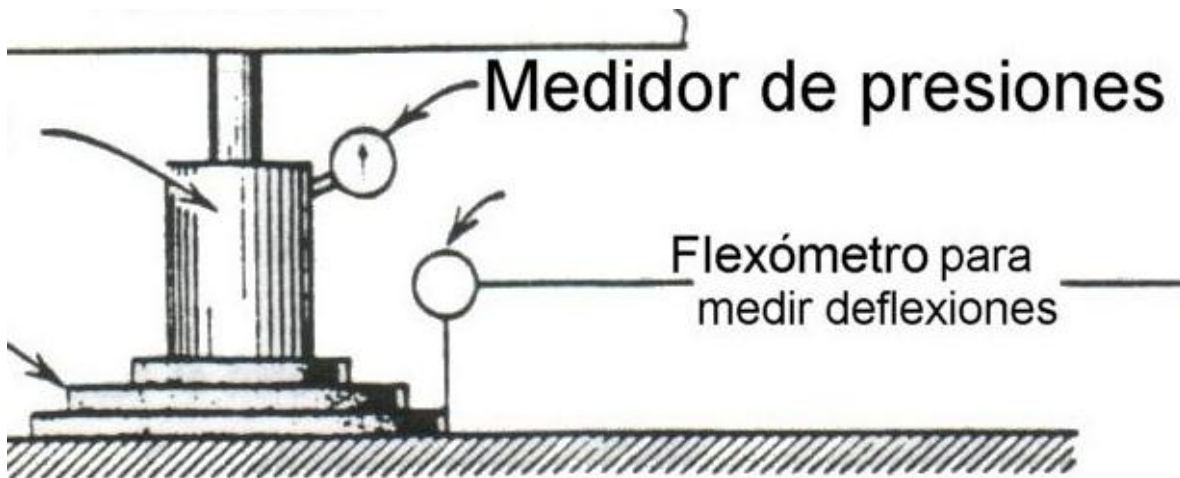


Fig.3.8.b.7 Prueba de placa en sub-base pavimento rígido.

El modulo de reacción de la sub-rasante se corrige de acuerdo con el espesor y la calidad de la sub-base, en las siguientes formas:

Cuando la sub-base se construye con materiales naturales.

Cuando la sub-base se construye estabilizada con cemento portland, al rigidizar la sub-base estabilizando con cemento el valor de k aumenta de un modo considerable.

b.1.3 Las principales funciones de la Sub-base en un pavimento rígido son:

Proporcionar apoyo uniforme a las losas de concreto.

Incrementar la capacidad de valor soporte de los suelos de apoyo, con relación a las terracerías y capa sub-rasante.

Reducir al mínimo las consecuencias de los cambios volumétricos que puedan originarse en el suelo que forme las terracerías y la capa sub-rasante.

Reducir al mínimo los efectos de la congelación en los suelos de las terracerías o la capa sub-rasante.

Evitar el bombeo.

Además de las funciones descritas anteriormente, se define como material ideal para ésta, uno con características de granulometría uniforme y con un grado de compactación del 100 % pvsm.

Cuando este tipo de material no se tenga en disposición, ha de tenerse en cuenta su estabilización sobre todo con cemento, lo cual mejora su comportamiento, especialmente respecto al bombeo, susceptibilidad a los cambios volumétricos, además de conformar una superficie uniforme y proporcionar una adecuada resistencia.

Dentro de los defectos provocados por una inadecuada construcción de un pavimento rígido, se tiene el bombeo, el cual es un efecto especial en este tipo de pavimentos, sumamente indeseable, pero muy común cuando no se toman las precauciones adecuadas. Este efecto se produce cuando la carga del tránsito pasa sobre una junta o grieta de la losa, esta desciende y transmite presión al material bajo ella, si el suelo está húmedo o saturado, la mayor presión la tomara el agua que tendera a escapar por la junta o grieta. Después de pasar la carga la losa se recupera y levanta, este movimiento produce una succión que ayuda al movimiento del agua bajo la losa. Si el agua tiene capacidad de arrastrar partículas finas de la sub-base, esta saldrá sucia originando progresivamente un vacío bajo la losa, originando la ruptura de la losa por falta de sustentación. Debido a lo anteriormente descrito es muy importante la cumplir con la especificación del porcentaje de finos en materiales que conforman la sub-base, así como I_p y L_l .

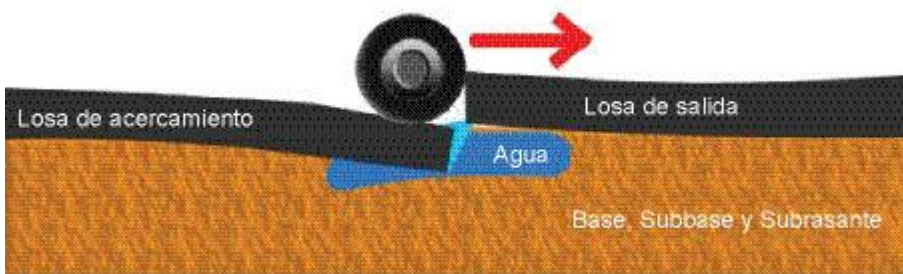


Fig.3.8.b.6 Bombeo el pavimentos rígidos.

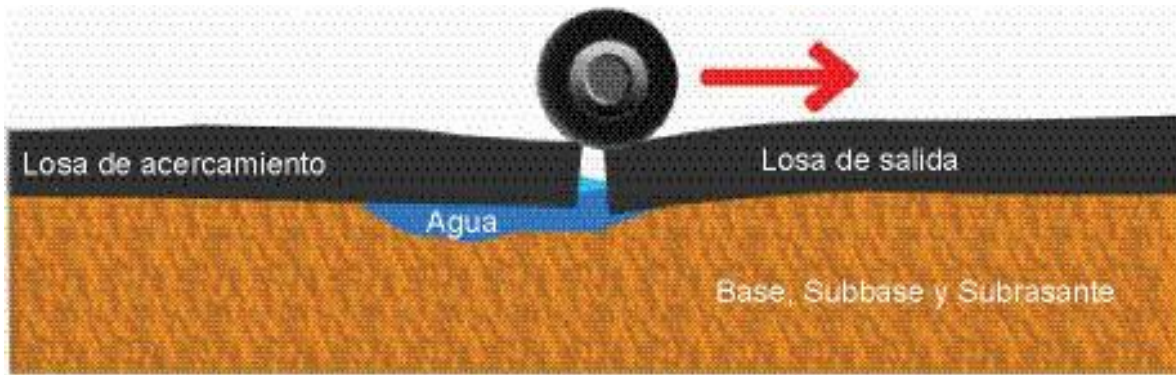


Fig.3.8.b.7 Bombeo en pavimentos rígidos.

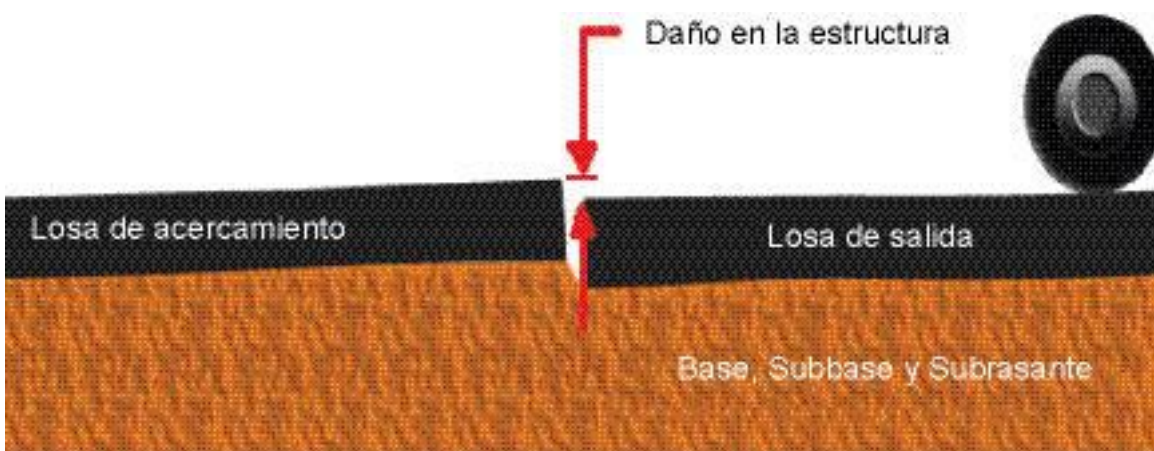


Fig.3.8.b.8 Daño por efectos del bombeo en pavimentos rígidos.

b.1.4 Drenaje en pavimentos. Prácticamente ningún pavimento cumple la vida de servicio establecida en el diseño, una de las principales causas es el agua atrapada en las base y sub-base, porque en condiciones de inundación interna se anula su función estructural, produciendo fallas.

La tecnología vial o conjunto de conocimientos propios del arte de construir carreteras data de varios miles de años y en la antigüedad tuvo su esplendor durante el Imperio Romano, cuya excelente red de caminos de 80,000 km fue base fundamental de su gran poderío.

Las vías romanas, que aun existen 2300 años después de construidas, permiten verificar que los constructores de la época conocían los efectos nocivos del agua atrapada. Para evitarlos, constru-

yeron sus vías como estructuras de drenaje libre y así garantizaban el rápido retiro de la totalidad del agua que ingresaba e impedían su acumulación indeseable.

Sección transversal de una vía Romana

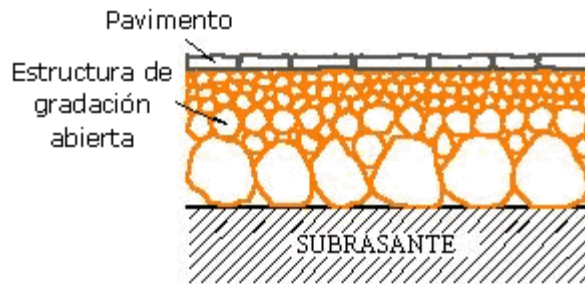


Fig.3.8.b.9 Estructuración de vía romana.

Este sano criterio se aplicó hasta finales de la década de los años cincuenta del siglo pasado, cuando se reemplazó por un nuevo principio, según el cual, las estructuras bajo los pavimentos en lugar de contar con adecuadas condiciones de drenaje interno, debían de presentar alta resistencia mecánica e impermeabilidad. En otras palabras, se impuso la idea de aumentar la densidad de los materiales utilizados en la construcción de sub-bases y bases, e impedir mediante el uso de pavimentos impermeables el ingreso del agua a la estructura.

Con este criterio se diseñan los pavimentos hoy en día y, sin embargo, muchos fallan prematuramente porque su análisis descansa en supuestos que van en contra de lo que debería enseñar el verdadero estado de desarrollo del arte de la construcción de vías.

Investigaciones de campo han permitido establecer que el agua atrapada en la estructura de un pavimento, acelera las tasas de daño y que la mayor fuente de entrada de agua en al menos el 90 % de los casos es la infiltración a través del pavimento.

El investigador norteamericano Harry R. Cedergren, autor de libros sobre drenaje geotécnico y de pavimentos, realizó en 1973 una extensa investigación de los daños causados por el agua en los pavimentos de Estados Unidos, para la Administración Federal de Carreteras y para el Cuerpo de Ingenieros del Ejército, en la que concluyó que los pavimentos bien drenados duran tres o cuatro veces más que los pobremente drenados. Dado que es imposible impedir una cierta infiltración de agua a través del pavimento, es indispensable adoptar medidas efectivas para drenarla rápidamente.

El pavimento es una estructura formada por capas sucesivas de materiales que recibe las cargas del tránsito y las distribuye en áreas mayores a medida que se profundizan, de manera tal, que la presión actuante sobre el suelo de la sub-rasante resulte menor a la resistente.

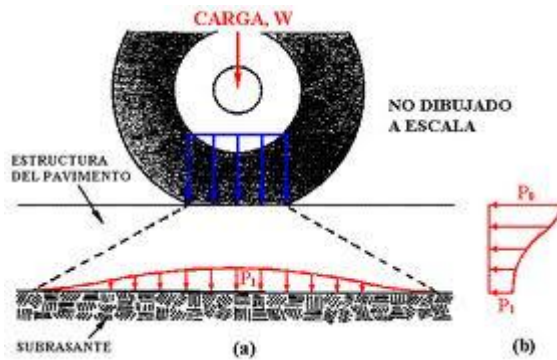


Fig.3.8.b.10 Distribución de presiones en la estructura de un pavimento.

Para lograr la adecuada distribución de cargas en los pavimentos, generalmente se usan capas de materiales granulares, cuya capacidad estructural está dada por las fuerzas de contacto de las partículas que los componen, en ocasiones se mejora su resistencia mediante la estabilización con cemento.

Los materiales granulares sin estabilizar están compuestos por partículas sueltas de diferentes tamaños que se tocan entre sí y que interactúan unas con otras gracias a las fuerzas que se generan en los puntos de contacto de partículas adyacentes.

La distribución de cargas aplicadas se desarrolla porque toda partícula en la superficie de la capa granular, al ser sometida a una fuerza vertical descendente, trata de hundirse entre las partículas adyacentes, ejerciendo fuerzas normales y tangenciales en los contactos con sus vecinas, partículas que a su vez tratan de desplazarse y ejercen el mismo tipo de fuerzas sobre las que las rodean, dando como resultado que la fuerza inicialmente aplicada sobre una sola partícula en la superficie se transmite a muchas partículas en el fondo de la capa.

Este principio permite afirmar que la presión ejercida por la rueda de los vehículos en la superficie del pavimento se abre, siguiendo una distribución tronco-cónica. Así en la corona del tronco del cono se ejerce la presión de inflado de la llanta, aplicada en la superficie de contacto de la rueda con el pavimento y, en su base, surge la presión de contacto con la capa subyacente, ya distribuida en un área mayor. La capa subyacente recibe esa presión y la distribuye en un área mayor y así sucesivamente.

Si la resistencia al esfuerzo cortante del material aumenta, las cargas se distribuyen con más eficacia, de manera que, mejorando la resistencia del material, se puede disminuir el espesor de la capa sin sacrificar su capacidad estructural.

Al igual que toda estructura, la del pavimento debe ser capaz de conservar su integridad ante las cargas. Si la fricción desarrollada en los contactos entre partículas es suficientemente fuerte, y estas a su vez cuentan con la resistencia necesaria para no sufrir roturas, la capa estructural con-

serva su capacidad de soportar la carga y cumplir con su función de distribuirla, garantizando que el suelo de soporte no falle.

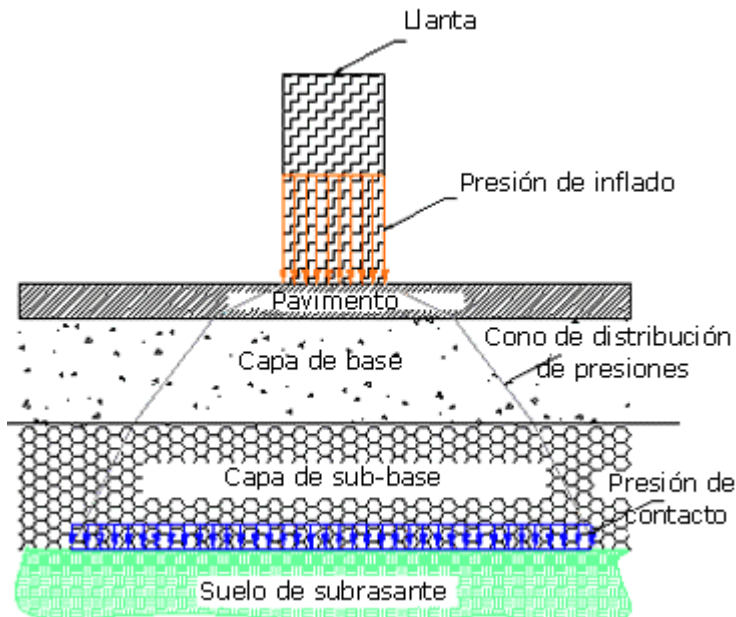


Fig.3.8.b.11 Distribución de presiones tronco-cónica en la estructura de un pavimento.

Debe tomarse en cuenta que al determinar los parámetros de resistencia VRS, aun cuando la muestra se encuentra saturada el agua drena libremente al aumentar la carga, lo que no sucede en la realidad en una estructura de un pavimento.

Sea que se establezcan o no, e independientemente del tipo de material usado y de la cantidad de energía aplicada para su compactación, las capas constitutivas del pavimento presentan poros intercomunicados que, idealmente, están llenos de aire. El aire es altamente compresible y en consecuencia no se opone al libre movimiento de las partículas minerales, permitiendo la deformación requerida para el desarrollo de las fuerzas de contacto entre las partículas y conduciendo a la adecuada distribución de las presiones aplicadas sobre la capa.

Si los poros y sus interconexiones están llenos de agua, la capa se transforma en un conjunto de dos materiales, el material granular que debe deformarse para distribuir las presiones y el agua, que por ser incompresible prácticamente no se deforma ante las cargas.

Bajo condiciones de saturación, como las cargas viajan sobre el pavimento a una velocidad muy superior a la que puede alcanzar el agua dentro de la estructura, es imposible que el agua fluya

libremente y consecuentemente las cargas del tránsito se transforman en un aumento de la presión de poros que se transmite sin ningún alivio y en todas direcciones.

Dicho de otra forma, para que dos materiales puedan trabajar en conjunto ayudándose entre sí, es necesario que presenten una curva esfuerzo- deformación similar, es decir que tengan comportamientos elásticos similares. De lo contrario cada material trabaja independientemente, y el primero en hacerlo es aquel que sea menos deformable.

Como resultado de las diferencias elásticas de los materiales, cuando el agua llena los espacios vacíos entre las partículas minerales, la presión viaja a través de la estructura y se transmite sin ningún alivio hasta llegar a la capa sub-rasante, lo que impide a las capas de base y sub-base cumplir su función estructural de diseño.

Por lo tanto en la capa sub-rasante recibe a través del agua una presión actuante muy superior a la resistente y falla presentando deformaciones excesivas e irreversibles que se reflejan presentando fallas en las capas del pavimento.

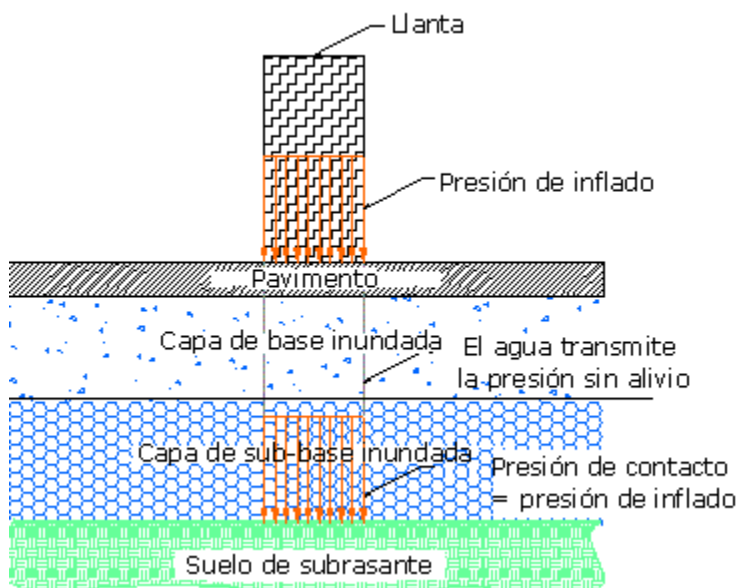


Fig.3.8.b.12 La capacidad de distribución de presiones desaparece cuando la estructura se inunda.

En los pavimentos rígidos ante las grandes presiones originadas por el tránsito, el agua sale a presión a través de las juntas rompiendo los sellos y arrastrando los materiales finos de la base presentando el fenómeno de bombeo. Una vez que se han perdido los sellos de las juntas, se infiltra más agua y el bombeo se incrementa, originando que el pavimento se deteriore más rápidamente.



Foto 3.8.b.1 Bombeo en pavimento rígido.

Cuando el material de la base o sub-base a sido estabilizado presenta un daño mayor, ya que las cargas del tránsito son dinámicas y se desplazan permanentemente, generando en el agua atrapa-da ondas de presión que viajan en todas direcciones rompiendo la cohesión entre las partículas, lo que ocasiona que se eliminen las características mecánicas de las capas originando daños considerable en el pavimento.



Foto 3.8.b.2 Aumento de daño por bombeo.

Al suponer que los pavimentos son impermeables, resulta fácil creer que el agua que ingresa a la estructura de un pavimento tiene su origen única y exclusivamente subterráneo. Está demostrado, que en la mayoría de los casos, la principal fuente de agua que ingresa en las capas estructurales es la infiltración a través de los pavimentos y zonas aledañas. En algunos casos como en las vías terraplenadas la infiltración es la única fuente de agua que puede ingresar a la estructura.

Por lo anterior al diseñar un pavimento es muy importante considerar un drenaje eficiente que garantice evitar los efectos del bombeo.

b.1.5 Juntas en losas de pavimentos rígidos. Debido a los cambios volumétricos ocasionados por temperatura y a los sistemas constructivos de los pavimentos rígidos, para garantizar que las losas trabajen en conjunto al aplicárseles las cargas, se presenta la necesidad de la construcción de juntas o uniones de las losas del pavimento las cuales se clasifican de la forma siguiente:

Con respecto a su ubicación respecto al eje del pavimento.

Longitudinales

Transversales

Con respecto a su función.

Juntas transversales de contracción. Construidas transversalmente al eje central del pavimento para controlar el agrietamiento provocado por los efectos cambios de temperatura, humedad y la fricción de la losa con la sub-base, así como para la transferencia de cargas. Estas juntas se forman por corte una vez que el concreto haya endurecido lo suficiente, para evitar la desintegración del concreto durante este proceso. La longitud, posición y separación del pasa juntas deberá ser diseñada para conseguir una adecuada transferencia de cargas entre las losas.

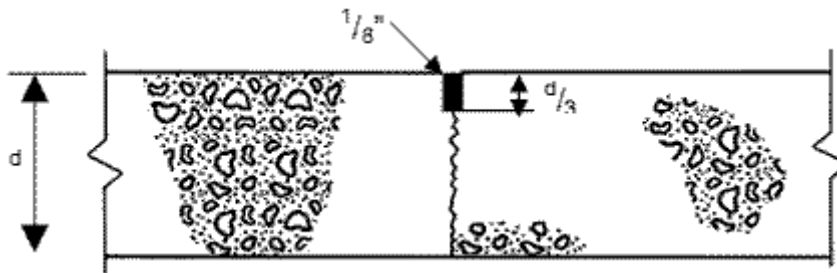


Fig.3.8.b.13 Junta transversal de contracción sin pasajuntas relación de largo a ancho ≤ 1.25

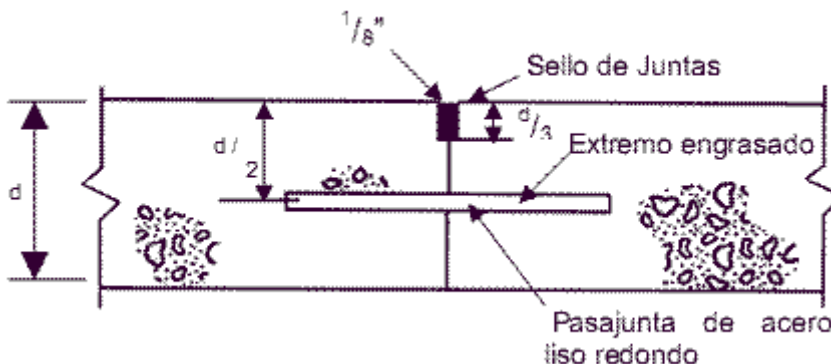


Fig.3.8.b.14 Junta transversal de contracción con pasajuntas, $1.25 \leq$ relación de largo a ancho ≤ 1.4

Juntas transversales de construcción. Son las juntas colocadas al final de la jornada, o por cualquier otra interrupción. Se deben localizar en la posición de una junta de contracción transversal, cuando esto no es posible su colocación deberá hacerse dentro del tercio medio de la longitud de una losa. Son juntas a tope por lo que se requieren la instalación de pasa juntas según el criterio manejado para juntas transversales de contracción.

Juntas transversales de expansión. Por lo regular este tipo de juntas solo se utilizan en carreteras con pavimentos de concreto, en la colindancia con estructuras fijas tales como puentes y en las intersecciones con otros pavimentos. Estas juntas permiten el movimiento del pavimento sin dañar las estructuras adyacentes, y son más utilizadas en vialidades.

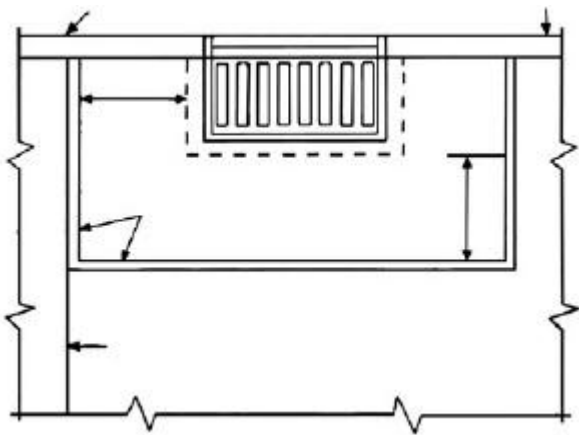


Fig.3.8.b.15 Junta de expansion drenaje pluvial.

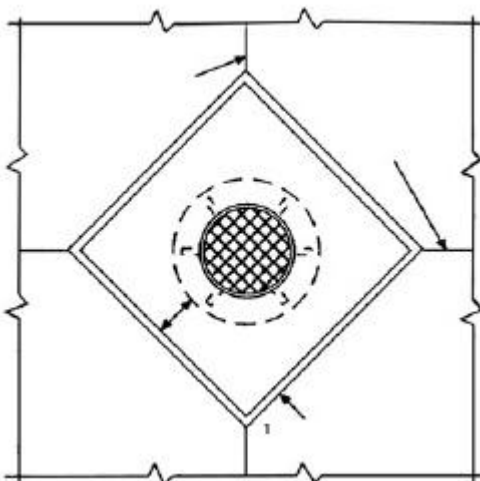


Fig.3.8.b.16 Junta de expansion drenaje sanitario.

Existen dos tipos de juntas de expansión, dependiendo de la necesidad o no de elementos de carga:

Junta de expansión sin dispositivo de transferencia de carga. En este tipo de juntas se incrementa gradualmente el espesor de la losa para reducir los esfuerzos en los extremos de estas, por lo general se utilizan cuando se prevea la prolongación futura del pavimento, para aislar estructuras o cimentaciones en las orillas de plataformas y patios con tránsito de vehículos.

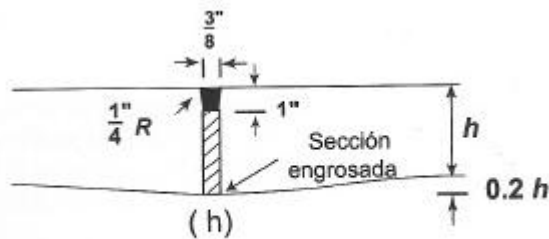


Fig.3.8.b.17 Junta de expansión sin dispositivo de transferencia de carga.

Junta de expansión con dispositivo de transferencia de carga. Es la junta con barras lisas para la transferencia de carga, cada está provista en uno de sus extremos con un capuchón metálico, el que permite que las barras se muevan libremente por expansión y contracción, para lo cual debe de proveerse un espacio libre.

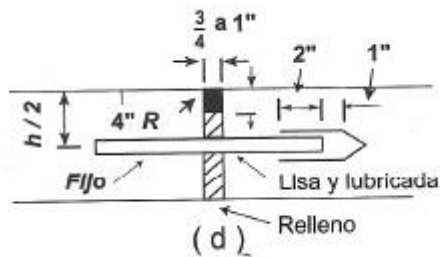


Fig.3.8.b.18 Junta de expansión con dispositivo de transferencia.

Junta longitudinal de contracción. Son las juntas que dividen a los carriles en la dirección longitudinal, o las ejecutadas en donde se construyen dos o más anchos de carriles al mismo tiempo. Su función es controlar el agrietamiento producido por los cambios de temperatura, por la fricción con la sub-base y para la transferencia de carga.

Junta longitudinal de construcción. Son las juntas existentes entre dos carriles construidos en diferentes etapas, su función es la mencionada en las juntas longitudinales de contracción.

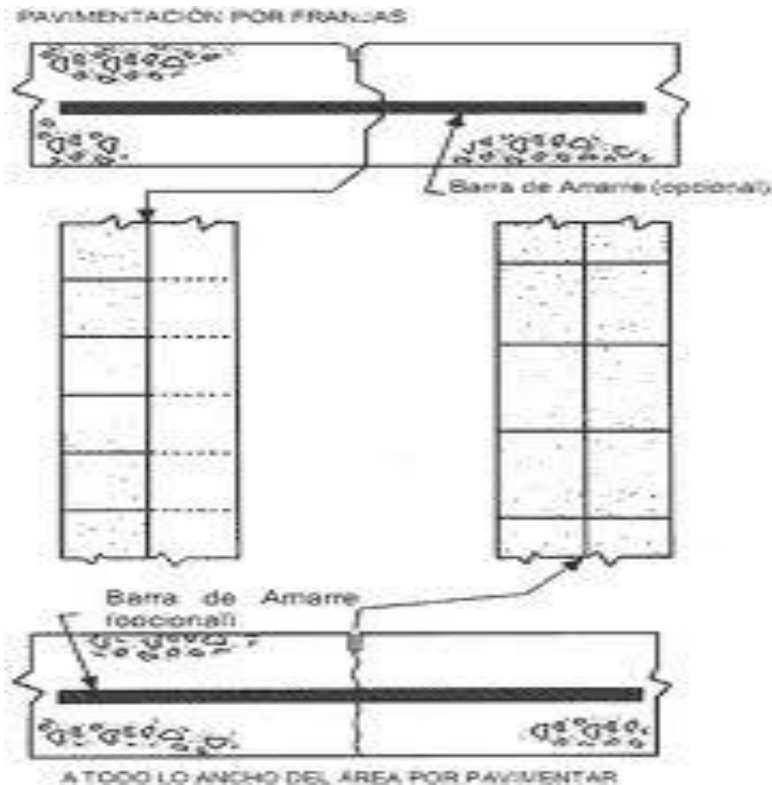


Fig.3.8.b.19 Juntas longitudinales de contracción y construcción.

Carga en las juntas de pavimentos rígidos. La vida útil de los pavimentos depende de los esfuerzos desarrollados en las juntas. Por esto, cualquier cosa que se haga para disminuir los esfuerzos en los bordes de las losas tiene como consecuencia un incremento en la vida útil del pavimento.

Los esfuerzos son, ocasionados por el alabeo de las losas por cambios de temperatura entre la zona superior e inferior y las deformaciones debidas al tránsito de vehículos. Por tanto es necesario dotar a las losas de un mecanismo que transmita movimientos verticales sin que se restrinjan los horizontales.

Eficiencia de las juntas. Es la capacidad de transmitir la carga entre las losas del pavimento y está dada por:

$$E = \frac{2 D_d}{D_d + D_c} \times 100, \text{ donde:}$$

E = eficiencia de la junta, en porcentaje.

D_d = deflexión de la losa en el lado descargado.

D_c = deflexión de la losa en el lado cargado.

Existen tres formas de transferencia de cargas y son:

La trabazón de agregados.

La instalación de un sistema de transferencia de cargas.

Elevar el modulo de reacción de la sub-rasante (k), colocando una sub-base estabilizada.

La trabazón de agregados. La transferencia de cargas se hace a través de los agregados, y se incrementa debido a:

Incremento del espesor del pavimento.

Disminución de la longitud de la losa.

Cuando existe confinamiento lateral (bermas, cunetas, etc.)

Cuando la base de soporte es drenante.

Cuando existen obras de drenaje superficial.

El ancho de la junta no debe ser de 1.3 mm a 1.4 mm.

La instalación de un sistema de transferencia de cargas. Este sistema es usado por lo general en volúmenes de tránsito pesado, donde la transferencia de cargas se da por los agregados y el pasa juntas.

Elevar el modulo de reacción de la sub-rasante (k), colocando una sub-base estabilizada. Se puede decir que este no es un sistema de transferencia de cargas, sin embargo cualquier procedimiento para disminuir la deflexión de las losas implica una disminución en los esfuerzos desarrollados. Debido a lo anterior se puede considerar a las sub-bases estabilizadas como un elemento de transferencia de cargas.

Las bases estabilizadas tienen un coeficiente k mucho más alto que las bases granulares, por lo tanto la deflexión de las losas es menor, lo que ocasiona un mejor comportamiento de las juntas.



Foto 3.8.b.3 Armado de sistema de transferencia de cargas con pasa juntas.

b.1.6 Métodos de diseño de pavimentos rígidos.

Método de la Portland Cement Association (PCA).

Método de la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO).

Método de la oficina de la Administración Federal de Aeropuertos (FAA).

Método de la Portland Cement Association (PCA). Tiene como base varias teorías de pavimentos como Westertergaard, Picket and Raya si como la de elementos finitos. También la experiencia en el comportamiento de varias pruebas e investigaciones como la Arlington Test y diversos proyectos de la misma PCA.

Parte del método fue desarrollado interpretando los resultados del modelo de elementos finitos basados en el comportamiento de una losa de espesor variable y dimensiones finitas (180 x 144

pulgadas) a la cual se le aplicaron cargas al centro, de borde y de esquina, considerando diferentes condiciones de apoyo y soporte.

El método de diseño de la PCA considera dos criterios de evaluación en el procedimiento de diseño y son:

Criterio de erosión de la sub-base por debajo de las losas.

Criterio de la fatiga del pavimento de concreto.

Criterio de erosión de la sub-base por debajo de las losas. Este criterio reconoce que el pavimento puede fallar por:

Excesivo bombeo.

Erosión del terreno de soporte.

Diferencias de elevaciones en las juntas.

Criterio de la fatiga del pavimento de concreto. Reconoce que el pavimento puede fallar presentando agrietamiento derivado de excesivas repeticiones de carga.

Este método fue desarrollado para un rango de valores de $50 \text{ psi} \leq k \leq 700 \text{ psi}$ (Mpa/m). Considera el tráfico real que estima circulara por el pavimento sin convertirlo en Ejes Sencillos Equivalentes.

Las variables que intervienen en el diseño son:

Espesor inicial del pavimento.

Modulo de reacción k de la sub-rasante.

Trafico.

Trasferencia de carga y soporte lateral.

Propiedades del concreto.

Modulo de ruptura (considera una reducción del 15 % por seguridad).

Modulo de elasticidad fijo = 4, 000,000 psi.

Modulo de Poisson fijo = 0.15

Método de la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). Está basado en los resultados obtenidos de la prueba de carreteras concebida y promovida por la AASHTO para estudiar el comportamiento de estructuras de pavimento de espesores conocidos, bajo cargas móviles de magnitudes y frecuencias conocidas, bajo el efecto del medio ambiente.

La planeación del proyecto inicio en 1956 muy cerca de Ottawa, Illinois. El tráfico controlado de la prueba se aplico de octubre de 1958 a noviembre de 1960 y el método estuvo listo en 1961.

El objetivo principal de las pruebas consistió en determinar relaciones significativas entre el comportamiento de varias secciones de pavimento y las cargas aplicadas sobre ellas o bien entre un número de repeticiones de ejes con cargas, de diferente magnitud y disposición, colocadas en suelos de características conocidas.

En total se examinaron 368 secciones de pavimento rígido y 468 secciones de pavimento flexible. Las mediciones físicas de las secciones de prueba se trasladaron a formulas para dar valores numéricos de capacidad de servicio. Estos valores graficados contra las aplicaciones de carga forman una historia de comportamiento para cada sección de prueba que permiten la evaluación de cada diseño.

Aproximadamente después de un año de terminar la prueba AASHO para 1961 salió publicada la primer "Guía AASHO para Diseño de Pavimentos Rígidos y Flexibles". Posteriormente para 1972 se hizo una revisión y se publicó como la "Guía AASHTO para Diseño de Estructuras de Pavimento-1972". Para 1981 se hizo una revisión al capítulo III, correspondiente al Diseño de Pavimentos de Concreto con cemento portland. En 1986 se publico una revisión de la "Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimento". En 1993 se realizo una revisión del Diseño de sobre carpetas del Pavimento. Para 1998 se publico un método alternativo para diseño de pavimentos, que corresponde a un "Suplemento a la Guía de Diseño de Estructuras de Pavimento".

Variables de diseño de pavimentos rígidos. Las variables que intervienen constituyen la base de diseño del pavimento y son:

Espesor.

Servicio inicial y final.

Trafico (ejes equivalentes).

Transferencia de carga.

Propiedades del concreto (MR y E)

Resistencia de la sub-rasante (k).

Drenaje.

Confiabilidad (confiabilidad y desviación estándar).

b.2 Pavimentos flexibles. Este tipo de pavimentos lo conforman la carpeta asfáltica, base y sub-base.



Fig.3.8.b.20 Sección de pavimento flexible.

b.2.1 Carpeta asfáltica. Es una capa de material pétreo cementado con asfalto, estos materiales deben cumplir con ciertas características.

Características de los agregados.

Granulometría

Dureza.

Forma de la partícula.

Adherencia con el asfalto.

El contenido óptimo de asfalto para una carpeta, es la cantidad de asfalto que se necesita para formar alrededor de la partícula una membrana con un espesor suficiente para resistir los elementos del intemperismo para que el asfalto no se oxide. El espesor no debe ser muy grande porque se pierde resistencia y estabilidad.

Se recomienda no utilizar agregados en forma de laja o aguja, ya estos son frágiles y al romperse afectan la granulometría y la resistencia. La granulometría es de mucha importancia y debe satisfacer las normas correspondientes, ya que los materiales pétreos se cubren por completo con el asfalto, si la granulometría cambia, entonces cambia la superficie a cubrir, por lo tanto en la construcción de carpetas asfálticas es necesario mencionar la granulometría y la tolerancia correspondiente.

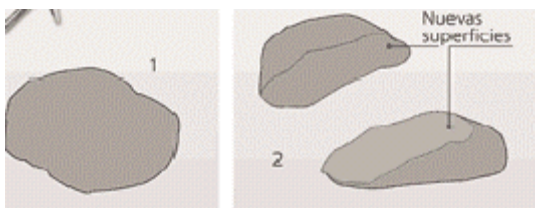


Fig.3.8.b.21 Forma de la partícula, un agregado en forma de laja que se parte aumenta la superficie de cubrimiento.

Para determinar la adherencia con el asfalto se puede utilizar cualquiera de las siguientes pruebas:

Prueba de desprendimiento por fricción.

Prueba de pérdida de estabilidad por inmersión en agua.

Prueba inglesa.

Asfalto. Es un material bituminoso de color negro, constituido principalmente por asfáltenos, resinas y aceites, elementos que proporcionan características de consistencia, aglutinación y ductibilidad; es sólido o semisólido y tiene propiedades cementantes a temperaturas ambientales normales. Al calentarse se ablanda gradualmente hasta alcanzar una consistencia líquida.

Los materiales asfálticos se emplean en la elaboración de carpetas, mezclas, morteros, riegos y estabilizaciones, ya sea para aglutinar los materiales pétreos utilizados, para ligar o unir diferentes capas del pavimento; o bien para estabilizar bases o sub-bases. También se pueden usar para impermeabilizar estructuras tales como algunas obras complementarias de drenaje. Los materiales asfálticos se clasifican dependiendo del vehículo que se emplee para su incorporación o aplicación de acuerdo con la norma de la SCT N-CMT-4-05-001/06 en:

Cementos asfálticos. Tienen como vehículo para su aplicación el calor, y se utilizan en la elaboración en caliente de carpetas, mezclas, morteros y estabilizaciones, así como elemento base para la fabricación de emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados.

Los cementos asfálticos son los que se obtienen del proceso de destilación del petróleo para eliminar solventes volátiles y parte de sus aceites. Su viscosidad varía con la temperatura y entre sus componentes, las resinas producen adherencia con los materiales pétreos, siendo excelentes

ligantes, pues al ser calentados se licuan, lo que les permite cubrir totalmente las partículas de material pétreo.

Según su viscosidad dinámica a sesenta (60) grados Celsius, los clasifican como lo indica la norma N-CMT-4-05-001/6 Tabla 3.8.b.1 donde se señalan los usos más comunes y la zona para donde se aplican.

Clasificación	Viscosidad a 60°C	Usos más comunes
AC – 5	50 ± 10 (500±100)	<ul style="list-style-type: none"> – En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como zona 1. – En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen para riegos de impregnación, de liga y pòreo con arena, así como en estabilizaciones.
AC – 10	100 ± 20 (1000±200)	<ul style="list-style-type: none"> – En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como zona 2. – En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezclas en frio, así como en carpetas por el sistema de riegos dentro de las regiones indicadas como zona 1.
AC – 20	200 ± 40 (2000±400)	<ul style="list-style-type: none"> – En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como zona 3. – En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezclas en frio, así como en carpetas por sistemas de riegos dentro de las regiones indicadas como zona 2
AC – 30	300 ± 60 (3000±600)	<ul style="list-style-type: none"> – En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como zona 4. – En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezclas en frio, así como en carpetas por sistemas de riegos dentro de las regiones indicadas como zonas 3 y 4. – En la elaboración de asfaltos rebajados en general, para utilizarse en carpetas de mezcla en frio, así como en riegos de impregnación.

Tabla 3.8.b.1, N- CMT -4 -05 -001/ 6. Clasificación de los cementos asfálticos según su viscosidad dinámica.

Emulsiones asfálticas. El vehículo para su aplicación es el agua, y se utilizan en la elaboración en frío de carpetas, mezclas, morteros, riegos y estabilizaciones.

Las emulsiones asfálticas son materiales líquidos asfálticos estables, constituidos por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de cemento asfáltico. Se denominan emulsiones asfálticas **aniónicas** cuando el agente emulsificante confiere polaridad electronegativa a los glóbulos y **cationicas** cuando les confiere polaridad electropositiva.

Las emulsiones asfálticas pueden ser de los siguientes tipos:

De rompimiento rápido. Generalmente se utilizan para riegos de liga y carpetas por sistema de riegos, a excepción de la emulsión ECR-60, que no se debe utilizar en la elaboración de estas últimas.

De rompimiento medio. Normalmente se emplean para carpetas de mezcla en frío elaboradas en planta, especialmente cuando el contenido de finos en la mezcla es igual que dos (2) por ciento o menor, así como en trabajos de conservación tales como bacheos, re nivelaciones y sobre carpetas.

De rompimiento lento. Comúnmente se utilizan para carpetas de mezcla en frío elaboradas en planta y para estabilizaciones asfálticas.

Para impregnación. Particularmente se utilizan para impregnaciones de sub-bases y/o bases hidráulicas.

Superestables. Principalmente se emplean en estabilizaciones de materiales y en trabajos de recuperación de pavimentos.

Según su contenido de cemento asfáltico en masa, su tipo y polaridad las emulsiones asfálticas se clasifican de acuerdo a la tabla 3.8.b.2, 3 N- CMT -4 -05 -001/ 6.



Foto 3.8.b.4 Riego de liga con emulsión asfáltica



Foto 3.8.b.5 Riego de impregnación.

Clasificación	Contenido de cemento asfáltico en masa en %	Tipo	Polaridad
EAR-55	55	Rompimiento rápido	Anionica
EAR-60	60		
EAM-60	60	Rompimiento medio	
EAM-65	65		
EAL-55	55	Rompimiento lento	
EAL-60	60		
EAI-60	60	Para impregnación	
ECR-60	60	Rompimiento rápido	Cationica
ECR-65	65		
ECR-70	70		
ECM-65	65	rompimiento medio	
ECL-65	65	rompimiento lento	
ECI-60	60	Para impregnación	
ECS-60	60	Sobre estabilizada	

Tabla 3.8.b.2, 3 N- CMT -4 -05 -001/ 6. Clasificación de las emulsiones asfálticas.

Asfaltos rebajados. El vehículo para su aplicación son los solventes, y se utilizan en la elaboración en frío de carpetas y para la impregnación de sub-bases y bases hidráulicas.

Los asfaltos rebajados, que regularmente se utilizan para la elaboración de carpetas de mezcla en frío, así como en impregnaciones de bases y sub-bases hidráulicas, son los materiales asfálticos líquidos compuestos por cemento asfáltico y un solvente clasificados según su velocidad de fraguado como se indica en la tabla 3.8.b.3, 4 N- CMT -4 -05 -001/ 6.

Clasificación	Velocidad de fraguado	tipo de solvente
FR-3	Rápida	Nafta, Gasolina
FM-1	Lenta	Queroseno

Tabla 3.8.b.3, 4 N- CMT- 4 – 05/6. Clasificación de los asfaltos rebajados.

Tipos de carpetas asfálticas. Formas de elaboración de carpetas asfálticas.

Mezclas asfálticas en caliente. Son las elaboradas en caliente, utilizando **cemento asfáltico** y materiales pétreos, en una planta mezcladora estacionaria o móvil, provista de lo necesario para calentar los componentes de la mezcla, y se clasifican como sigue:

Mezcla asfáltica de granulometría densa. Es la mezcla en caliente, uniforme y homogénea, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos bien graduados, con tamaño nominal entre 37.5 mm (1 ½ in) y 9.5 mm (3/8 in), que satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la clausula D. de la norma N-CMT-4-04, Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. Normalmente se utiliza en la construcción de carpetas asfálticas de pavimentos nuevos en los que se requiere una alta resistencia estructural, o en re nivelaciones y refuerzo de pavimentos existentes.

Mezcla asfáltica de granulometría abierta. Es la mezcla en caliente, uniforme, homogénea y con un alto porcentaje de vacíos, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos de granulometría uniforme, con tamaño nominal entre 12.5 mm (1/2 in) y 6.3 mm (1/4 in), que satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la clausula E. de la norma N-CMT-4-04, Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. Estas mezclas normalmente se utilizan para formar capas de rodadura, no tienen función estructural y generalmente se construyen sobre una capa de granulometría densa, con la finalidad principal de satisfacer los requerimientos de calidad de rodamiento del tránsito, al permitir que el agua de lluvia sea desplazada por las llantas de los vehículos, ocupando los vacíos de la carpeta, con lo que se incrementa la fricción de las llantas con la superficie de rodadura, se minimiza el acuaplano, se reduce la cantidad de agua que se impulsa sobre los vehículos adyacentes y se mejora la visibilidad del señalamiento horizontal. Las mezcla asfálticas de granulometría abierta no deben colocarse en zonas susceptibles al congelamiento ni donde la precipitación sea menor de seiscientos (600) mm por año.



Foto 3.8.b.6 Planta de asfalto para elaboración de mezclas asfálticas en caliente.

Mezclas asfálticas en frío. Son las elaboradas en frío, en una planta mezcladora móvil, utilizando **emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados** y materiales pétreos. Las mezclas asfálticas en frío se clasifican en:

Mezcla asfáltica de granulometría densa. Es la mezcla en frío uniforme y homogénea elaborada con **emulsión asfáltica o asfalto rebajado** y materiales pétreos con tamaño nominal entre 37.5 mm (1 ½ in) y 9.5 mm (3/8 in), que satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la clausula D. de la norma N-CMT-4-04, Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. Normalmente se utiliza en los casos en que la intensidad del tránsito (ΣL) es igual a (1) millón de ejes equivalentes o menor, en donde no se requiera de una alta resistencia estructural, para la construcción de carpetas asfálticas de pavimentos nuevos y en carpetas para refuerzos de pavimentos existentes, así como en la reparación de baches.

Mortero asfáltico. Es la mezcla en frío, uniforme y homogénea elaborada con **emulsión asfáltica o asfalto rebajado**, agua y arena con tamaño máximo de 2.36 mm (Nº 8), que satisfaga los requisitos de calidad establecidos en la clausula F. de la norma N-CMT-4-04, Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. Normalmente se coloca sobre una base impregnada o una carpeta asfáltica, como capa de rodadura.

Las mezclas asfálticas en frío se pueden elaborar en una planta para mezclas en caliente, prescindiendo para ello del sistema de calefacción para secado de los áridos y del calentamiento de las emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados.

También se pueden elaborar in situ, es decir en el mismo lugar donde va a ser aplicada para lo cual se utiliza una moto niveladora para su mezclado.

Para ambos casos la mezcla, aplicación y compactación se llevan a cabo en frío (condiciones ambientales).

Carpetas asfálticas por el sistema de riegos. Son las que se construyen mediante la aplicación de uno o dos riegos de un material asfáltico, intercalados con una, dos o tres capas sucesivas de material pétreo triturado de tamaños decrecientes que, según su denominación, satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la cláusula G. de la norma N-CMT-4-04, Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas. Las carpetas por el sistema por el sistema de riegos se clasifican en carpetas de uno, de dos y de tres riegos. Las carpetas de un riego o la última capa de las carpetas de dos o tres riegos, pueden ser premezcladas o no. Normalmente se colocan sobre una base impregnada o una carpeta asfáltica, nueva o existente, como capa de rodadura con el objeto de proporcionar resistencia al derrapamiento y al pulimento.

b.2.2 Esfuerzos en pavimentos flexibles. Desde el punto de vista de diseño los pavimentos flexibles, están formados por una serie de capas y la distribución de la carga está determinada por las características propias del sistema de capas.

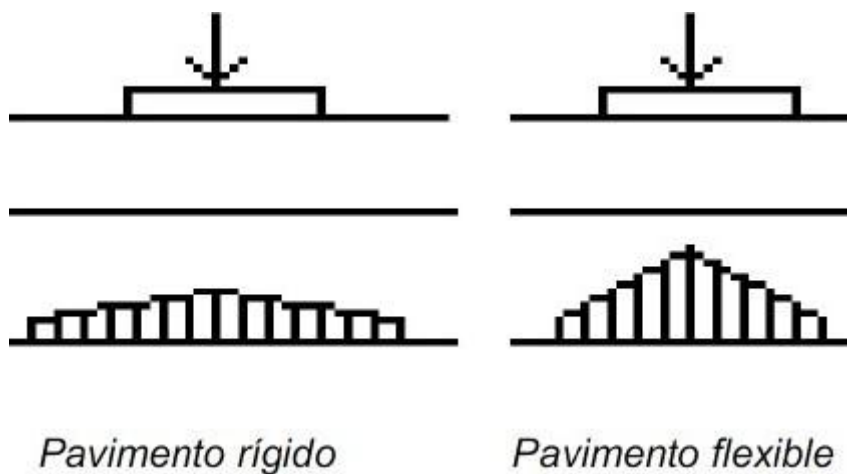


Fig.3.8.b.22 Cargas en pavimentos.

Como primer análisis para determinar la distribución de esfuerzos en un pavimento se aplicó el modelo propuesto por Boussinesq en 1885, estado de esfuerzos de una masa de suelo a cualquier

profundidad ; basado en una sola carga concentrada actuante en la superficie horizontal de un medio semi-infinito homogéneo, isótropo y linealmente elástico, el cual está dado por:

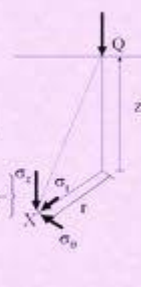
$$\begin{aligned}
 \sigma_z &= \frac{3Q}{2\pi z^2} \left\{ \frac{1}{1+(r/z)^2} \right\}^{5/2} \\
 \sigma_r &= \frac{Q}{2\pi} \left\{ \frac{3r^2 z}{(r^2+z^2)^{5/2}} - \frac{1-2\nu}{r^2+z^2+z(r^2+z^2)^{3/2}} \right\} \\
 \sigma_\theta &= -\frac{Q}{2\pi} (1-2\nu) \left\{ \frac{z}{(r^2+z^2)^{3/2}} - \frac{1}{r^2+z^2+z(r^2+z^2)^{3/2}} \right\} \\
 \tau_{rz} &= \frac{3Q}{2\pi} \left\{ \frac{rz}{(r^2+z^2)^{5/2}} \right\}
 \end{aligned}$$


Fig.3.8.b.23 Esfuerzos en un punto de una masa de suelo originada por una carga concentrada.

Como puede apreciarse, el modulo de elasticidad (E) no tiene influencia en ninguno de los esfuerzos, que por lo tanto son independientes de los parámetros elásticos.

Tomando como base el modelo de Boussinesq para cuando una carga se aplica sobre un área circular, los valores críticos de esfuerzo, deformación y deflexión ocurren en el eje de simetría bajo el centro del área circular. La carga aplicada a un pavimento por un neumático es similar a una placa flexible con radio "a" y presión de contacto uniforme "q".

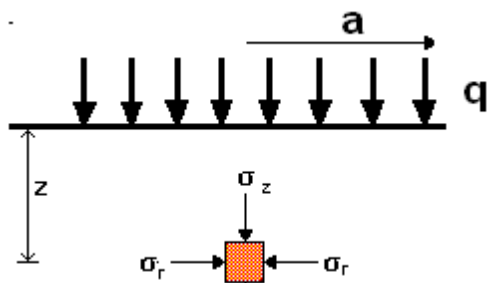


Fig.3.8.b.24 Representación de una carga generada por un neumático.

Los esfuerzos bajo en centro de la placa están dados por:

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right]$$

$$\sigma_r = q \left[1 + 2\mu - \frac{2(1+\mu)z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right]$$

σ_z es independiente de E y μ , σ_r es independiente de E.

Las deformaciones bajo el centro de la placa están dadas por:

$$\varepsilon_z = \frac{(1+\mu)q}{E} \left[1 - 2\mu + \frac{2\mu z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right]$$

$$\varepsilon_r = \frac{(1+\mu)q}{2E} \left[1 - 2\mu - \frac{2(1-\mu)z}{(a^2 + \mu^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2 + \mu^2)^{1.5}} \right]$$

Las deflexiones bajo el centro de la placa son:

$$\delta = \frac{(1 + \mu) qa}{E} \left\{ \frac{a}{(a^2 + z^2)^{0.5}} + \frac{(1 - 2\mu)}{a} \left[(a^2 + z^2)^{0.5} - z \right] \right\}$$

Si $z=0$

$$\delta_o = \frac{2(1 - \mu^2) qa}{E}$$

Los pavimentos flexibles se estructuran al considerar que los módulos de elasticidad de las capas que los constituyen tienen un valor menor, a medida que se localizan a mayor profundidad, el estudio con base en teorías de suelos estratificados o doble capa.

El estudio de doble capa fue hecho por Burmister (1943,1945), que consta de un estrato superior de espesor finito, apoyado en un estrato siguiente de espesor infinito; ambos se extienden de modo indefinido en sentido lateral. Se supone que entre las dos capas existe un contacto continuo, siendo la frontera plana entre ellas perfectamente rugosa.

El sistema de dos capas está basado en las siguientes consideraciones:

- Los esfuerzos y deflexiones dependen de la relación modular de las capas (E_1 / E_2) y de la relación del espesor h_1 / a
- El esfuerzo vertical decrece con el incremento de la relación modular
- Para una determinada presión de contacto, el esfuerzo vertical aumenta con el radio de contacto y con la disminución del espesor de la capa superior.

En la fig.3.8.25 se muestran las curvas de influencia de la carga superficial, circular y uniformemente distribuida, en lo referente a los esfuerzos verticales bajo en centro del área cargada, suponiendo que el radio del círculo de carga es igual al espesor de la primera capa. Las curvas mostradas se refieren a distintas relaciones E_1 / E_2 en materiales cuya relación de Poisson se fijo en el valor de 0.5 para ambas capas.

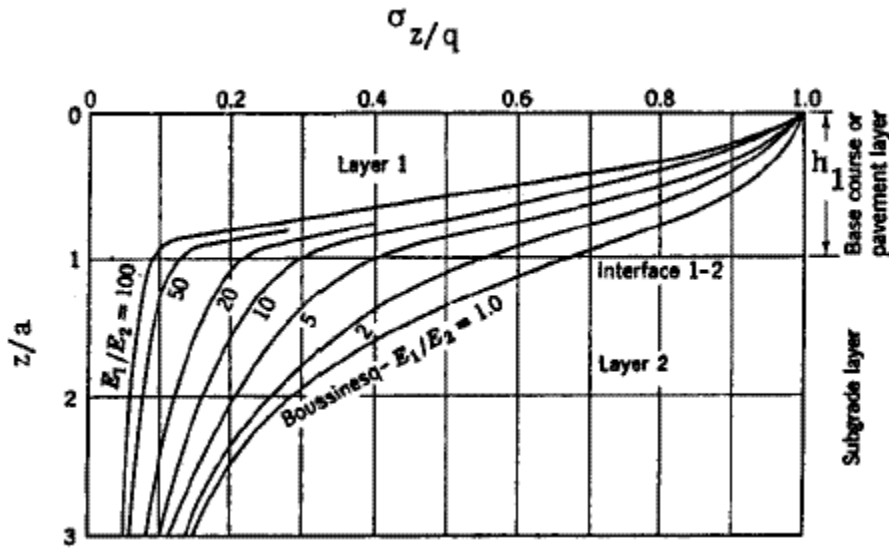


Fig.3.8.b.25 Curvas de influencia de esfuerzos en sistemas de dos capas (D. M. Burmister)

Según el análisis teórico efectuado por Burmister, el desplazamiento vertical elástico de la superficie del sistema está dado por:

- Deflexión vertical en la superficie bajo placa flexible

$$\Delta_s = 1.5 \frac{pa}{E_2} * F_2$$

- Deflexión vertical en la interfaz

$$\Delta_i = \frac{pa}{E_2} * F$$

F_2 = Factor de deflexión superficial: $f(E_1/E_2, h_1/a)$, Burmister

F = Factor de deflexión en la interfaz: $f(E_1/E_2, h_1/a)$, Huang

Donde:

Δ_s = desplazamiento vertical en la superficie.

F_2 = factor adimensional de desplazamiento de la relación E_1/E_2 y de la relación h_1/a .

P = presión uniforme en el área circular.

a = radio del círculo cargado.

E_2 = modulo de Elasticidad de la segunda capa semi-infinita.

La fig. a.4.4 muestra la grafica para obtener los valores de F_2 para diferentes relaciones de las que tal factor depende.

Para el uso de esta grafica es preciso primero determinar primeramente los valores numéricos de E_1 y E_2 , lo cual se logra por medio de pruebas de placa.

En caso de que la placa transmisora de las cargas sea idealmente rígida (pavimento de concreto) la deflexión vertical de la superficie del sistema está dada por

$$\Delta s = 1.18 \frac{pa}{E_2} F_2$$

Donde el valor de F_2 está dado también por la grafica de la fig.3.8.b.26

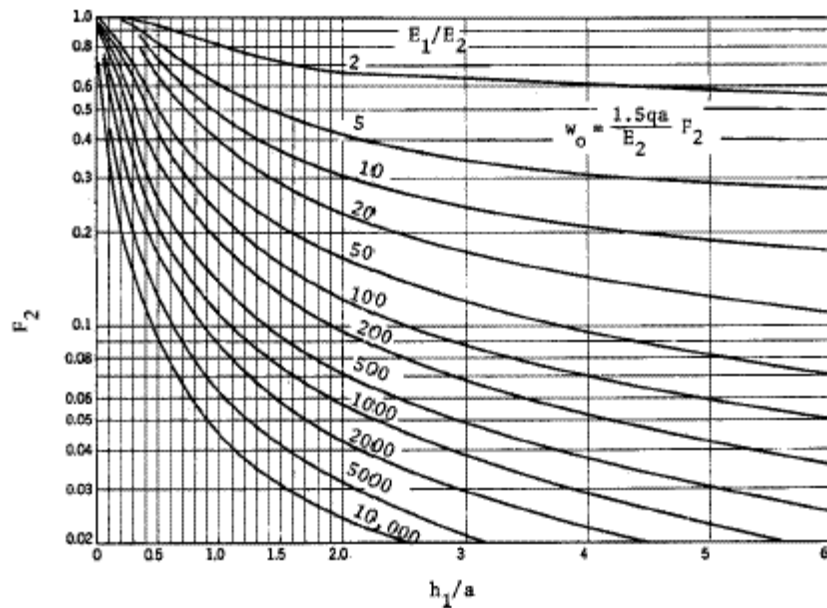


Fig.3.8.b.26 Factores de deflexión superficial para sistema de dos capas (D. M. Burmister)

El factor F correspondiente a la interfaz esta dado por la grafica de la fig.3.8.b.27

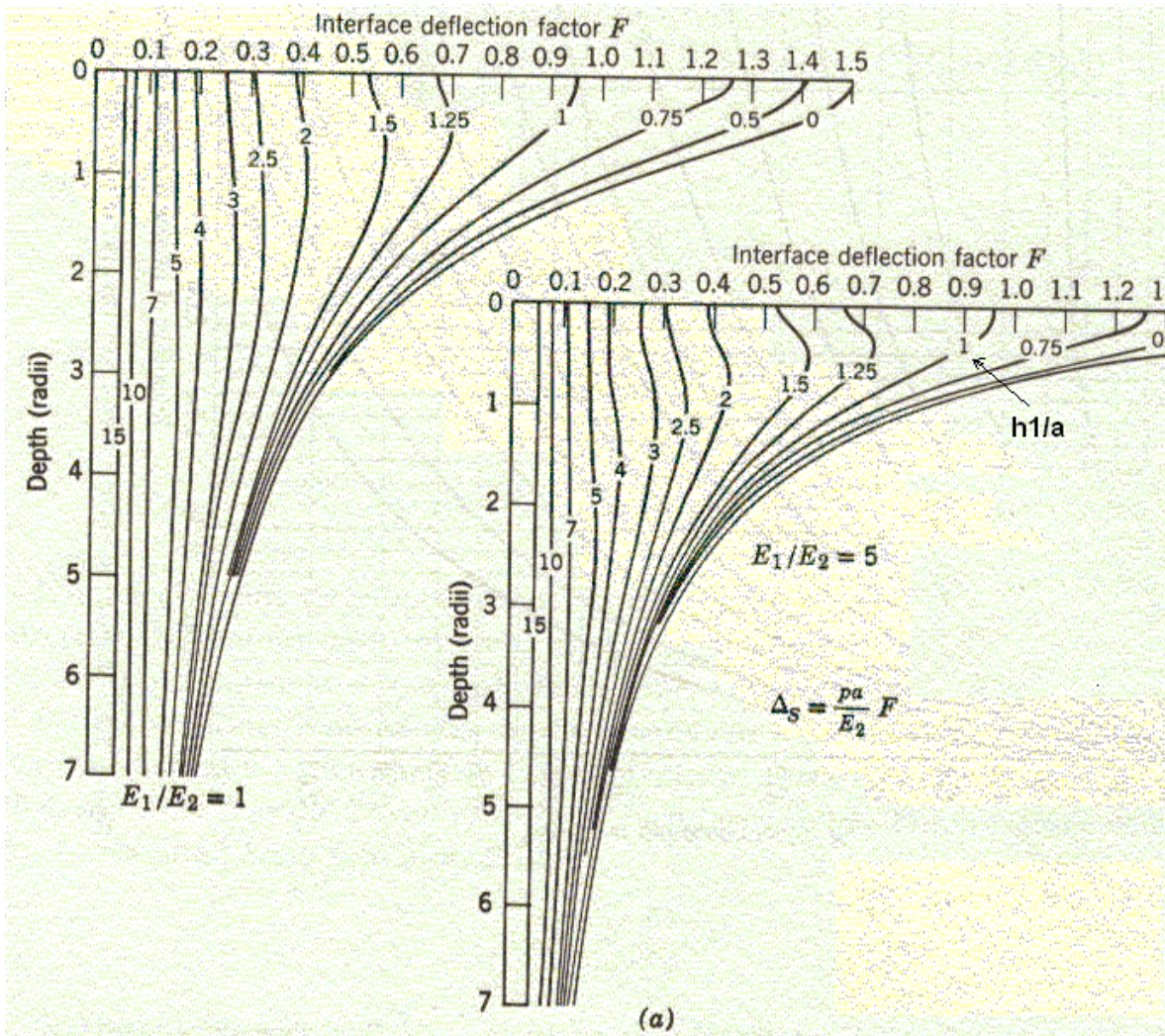


Fig.3.8.b.27 Factor de deflexión (F) de la interfaz para el sistema de dos capas (HUANG).

Puede notarse que en la frontera, y para el caso $E_1/E_2 = 1$, que corresponde al planteamiento de Boussinesq, el esfuerzo vertical σ_z es del 70 % de pa presión " p " aplicada a la superficie, mientras que si $E_1/E_2 = 100$, dicho valor se reduce a solo un 10 % de la presión superficial.

De esto puede deducirse que mientras más rígida sea la capa 1, las cargas se disipan en torno a ella, y por lo tanto, casi no llega esfuerzo a la capa 2, generalmente de menos rigidez por tratarse de un terreno natural poco o nada compactado. Esta disipación también se acentúa si el estrato 1 es muy profundo.

El criterio utilizado en el diseño de pavimentos se fundamenta en las consideraciones anteriores, los cuales generalmente son muy resistentes ya que normalmente no sufren fallas por esfuerzo sino por no considerar en sus terracerías las condiciones óptimas de drenaje para evitar la saturación del terreno.

En la siguiente figura se muestra una comparación de las distribuciones del esfuerzo vertical en un medio homogéneo y en un sistema de dos capas en el cual $E_1 / E_2 = 10$, la relación de Poisson $\mu = 0.5$ y $r/h = 1$. La figura nos muestra los esfuerzos en cualquier punto de la masa de suelo y no solo en la línea vertical bajo el centro del área cargada.

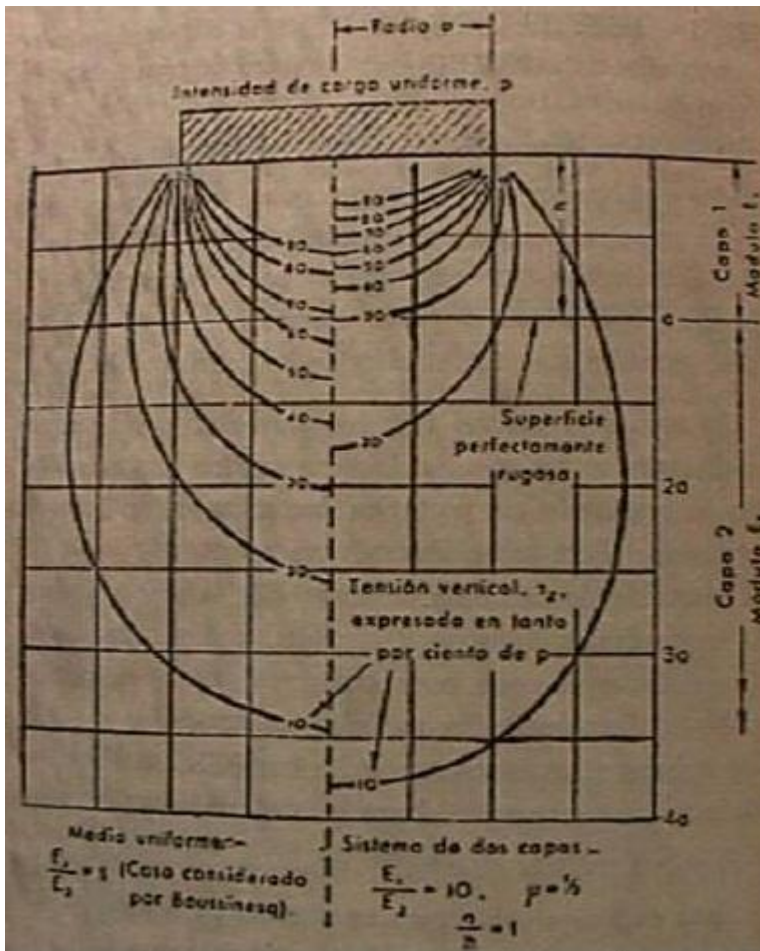


Fig.3.8.b.28 Comparación de la distribución de esfuerzos verticales en un medio homogéneo y un sistema de dos capas.

Sistemas de tres capas.

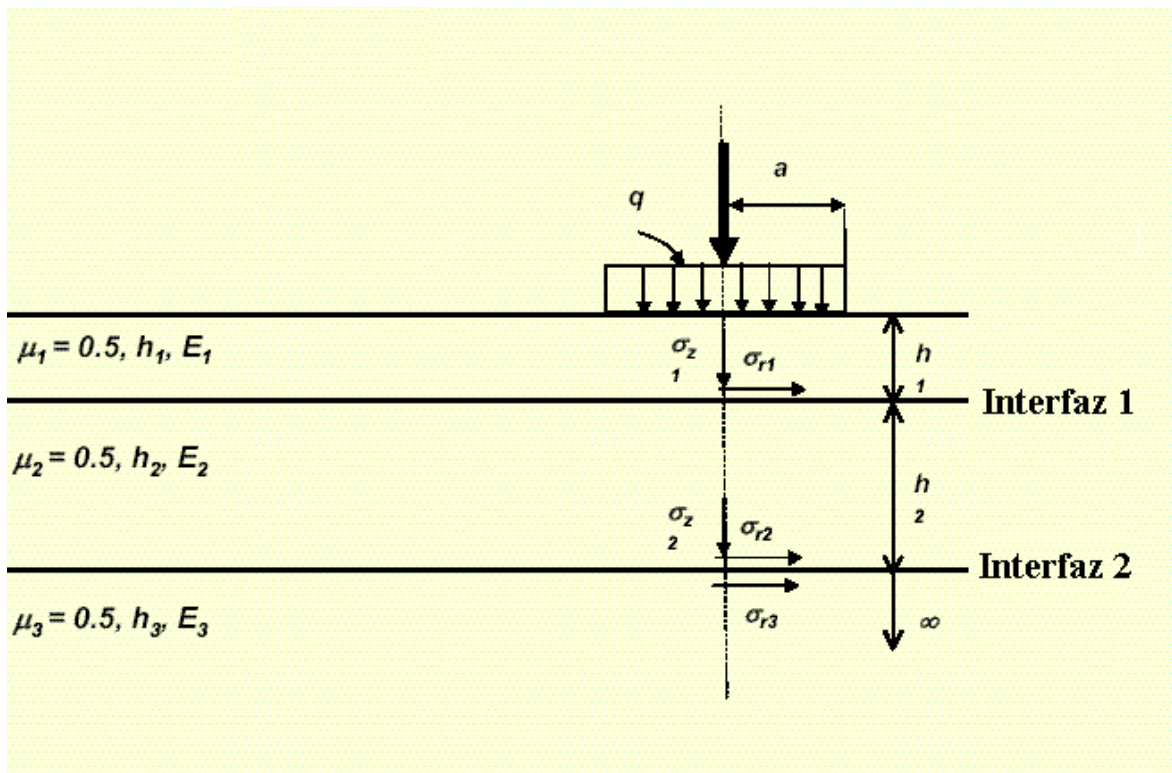


Fig.3.8.b.29 Sistema de tres capas pavimento flexible.

Para este sistema.

- Existen soluciones tabulares para el cálculo de esfuerzos horizontales (Jones, 1962)
- Existen soluciones graficas para el cálculo de los esfuerzos verticales, elaboradas a partir de Jones (Peattie, 1962).
- Las tablas y figuras de desarrollan para $\mu = 0.5$ en todas las capas.

Las soluciones gráficas
y tabulares requieren
el uso de los siguientes
parámetros:

$$K_1 = E_1 / E_2$$

$$A_1 = a / h_2$$

$$K_2 = E_2 / E_3$$

$$H = h_1 / h_2$$

Las deformaciones se pueden calcular con las ecuaciones generales de la teoría de la elasticidad.

Las tablas de Jones suministran valores de factores de esfuerzos como diferencia de esfuerzos

$(ZZ1-RR1)(ZZ2-RR2)(ZZ2-RR3)$, con los cuales se pueden

Calcular los esfuerzos horizontales:

$$\sigma_{z1} - \sigma_{R1} = q^*(ZZ1-RR1)$$

$$\sigma_{z2} - \sigma_{R2} = q^*(ZZ2-RR2)$$

$$\sigma_{z2} - \sigma_{R3} = q^*(ZZ2-RR3)$$

Conociendo σ_{R1} y σ_{z1} se puede determinar la deformación horizontal en el fondo de la capa 1.

$$\epsilon_{R1} = (\sigma_{R1} - \sigma_{z1}) / 2E1$$

Para $\mu = 0.5$

Ejemplo de tabla de Jones para cálculo de esfuerzos horizontales.

H	K1	A	K2 = 2				K2 = 30				K2 = 300			
			ZZ1	ZZ2	(ZZ1-RR1)	(ZZ2-RR2)	ZZ1	ZZ2	(ZZ1-RR1)	(ZZ2-RR2)	ZZ1	ZZ2	(ZZ1-RR1)	(ZZ2-RR2)
0.1	0.1	0.42590	0.00000	0.70622	0.01716	0.00759	0.00000	1.81178	0.01862	0.01481	0.00149	0.00259	0.00000	
	0.2	0.74424	0.00000	0.97906	0.06607	0.00799	0.01470	3.70020	0.00003	0.01491	0.02142	0.00402	0.01840	
	0.4	0.88040	0.13667	0.70670	0.21551	0.70670	0.10000	5.04787	0.21660	0.01018	0.00129	0.004135	0.01286	
	0.8	0.99434	0.36032	0.23139	0.63003	1.02238	0.10001	3.43631	0.60043	0.73685	0.27142	0.27780	0.45208	
	1.0	0.99364	0.72115	-0.10002	0.97307	0.80060	0.00104	1.31211	0.77046	0.00205	0.07910	25.33638	0.90061	
0.125	0.1	0.36022	0.00000	0.58016	0.01457	0.00447	0.00182	1.88064	0.02085	0.01305	0.00128	0.00200	0.00000	
	0.2	0.70622	0.00000	0.80000	0.03000	0.00700	0.01000	3.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
	0.4	0.87900	0.00000	0.50000	0.10000	0.50000	0.00000	4.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
	0.8	0.97000	0.10000	0.00000	0.80000	1.00000	0.00000	3.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
	1.0	0.99000	0.30000	0.00000	0.99000	1.00000	0.00000	2.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
0.250	0.1	0.15000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
	0.2	0.40000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
	0.4	0.70000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
	0.8	0.90000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
	1.0	0.99000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	

$\sigma_{z1} = q (ZZ1)$

$\sigma_{z2} = q (ZZ2)$

$\sigma_{z1} - \sigma_{r1} = q (ZZ1 - RR1)$

$\sigma_{z2} - \sigma_{r2} = q (ZZ2 - RR2)$

Tabla 3.8.b.4 Tablas de Jones.

Las graficas de Peattie suministran valores de factores de esfuerzos ($ZZ1$ y $ZZ2$) con los cuales se calculan los esfuerzos verticales.

$$\sigma_{z1} = q^*(ZZ1)$$

$$\sigma_{z2} = q^*(ZZ2)$$

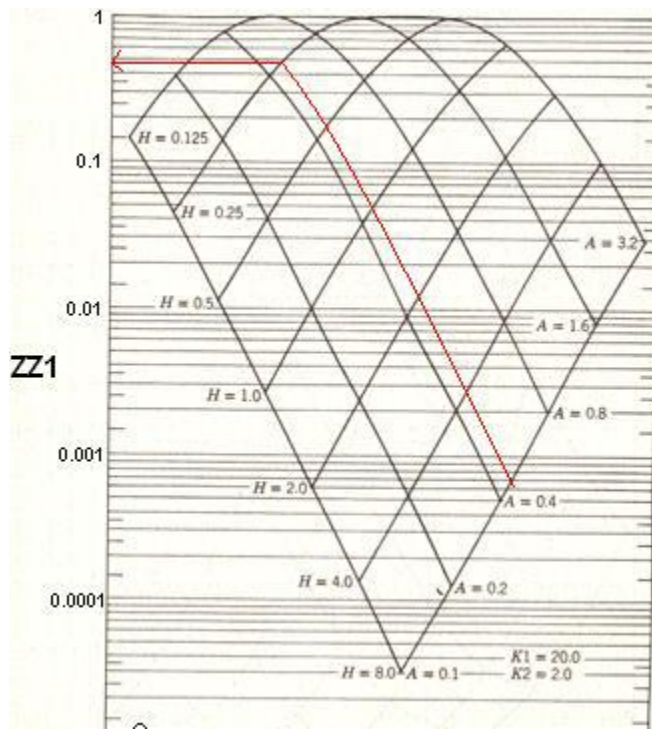


Fig.3.8.b.30 Grafica de Peattie

Posteriormente al sistema tricapa, se generaliza el modelo multicapa propuesta por Westgaard, este modelo describe el funcionamiento en el cual, la presión ejercida por un neumático “q” puede ser muy alta para ser soportada por el suelo natural; la estructura del pavimento reparte la carga para llevarla lo más reducida posible a la sub-rasante que es la capa de soporte del pavimento; entonces la solución consiste en determinar a una profundidad “z” que cantidad de esfuerzo se ha disipado.

La siguiente figura muestra la difusión de los esfuerzos verticales.

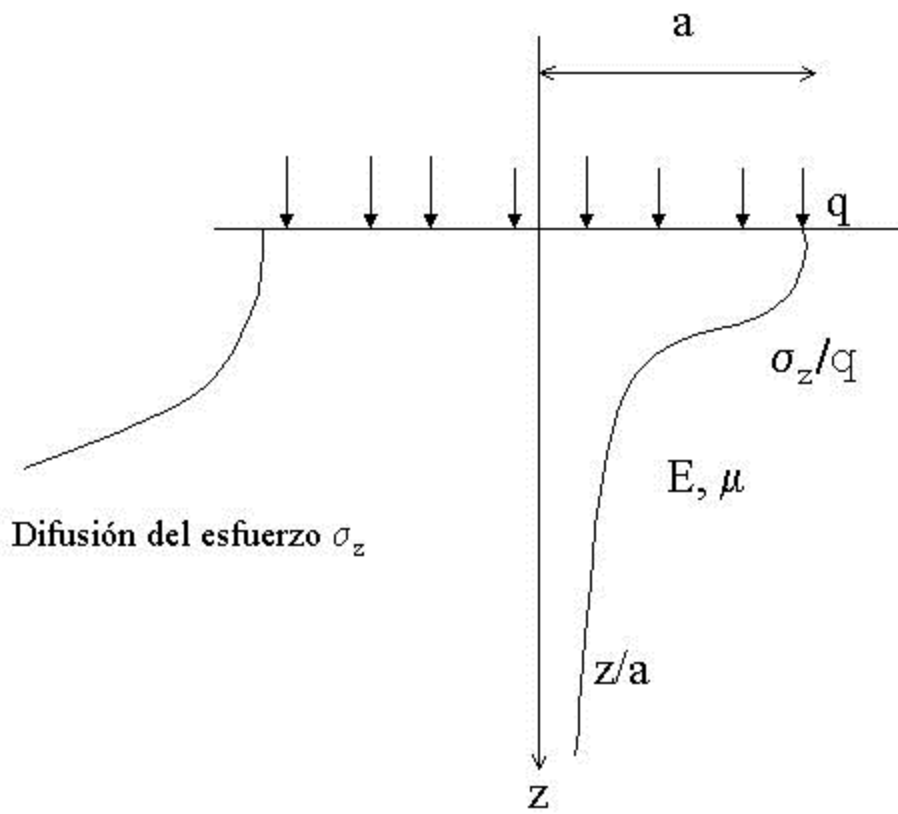


Fig.3.8.b.31 Grafica de difusión de esfuerzo vertical en un sistema de pavimento.

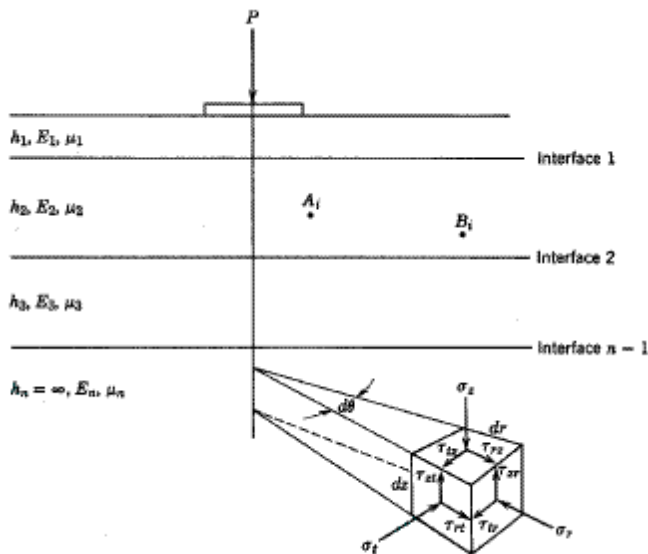


Fig.3.8.b.32 Sistema multicapa de un pavimento.

b.2.3 Las suposiciones en las que se basa la teoría elástica no se cumplen a cabalidad en los materiales y en las estructuras de los pavimentos, las diferencias son:

TEORIA ELASTICA	REALIDAD
CARGA ESTATICA	CARGA DINAMICA
CONTINUIDAD EN LOS MATERIALES	DISCONTINUIDAD EN LOS MATERIALES
HOMOGENEIDAD	NO HOMOGENEIDAD
ISOTROPIA	ANISOTROPIA
RELACION LINEAL ESFUERZO DEFORMACION	RELACION COMPLEJA ESFUERZO DEFORMACION
DEFORMACIONES ELASTICAS	DEFORMACIONES ELASTICAS, PLASTICAS, VISCO-SAS Y VISCO-ELASTICAS.

b.2.4 Otros métodos de análisis de esfuerzos y deformaciones son:

- Modelos elásticos no lineales
- Modelos visco-elásticos
- Elementos finitos
- Elementos discretos

b.2.5 Pruebas para pavimentos flexibles.

Pruebas de clasificación de productos asfálticos.

De destilación

De penetración

De viscosidad

De punto de encendido

De asentamiento

De miscibilidad con cemento portland

De demulsibilidad

De acidez y de carga de la partícula.

Pruebas control de calidad a la carpeta asfáltica.

De compactación.

Índice de perfil.

Resistencia a la fricción.

De permeabilidad.

b.2.6 Drenaje en pavimentos asfálticos. Drenar eficiente y rápidamente el agua superficial es de suma importancia en una estructura de pavimento, esto es de suma importancia debido a que:

Reduce el acluaplaneo, haciendo más segura la circulación de los vehículos.

Reduce la erosión que genera el flujo en la capa de rodadura.

Reduce la infiltración a la capa del pavimento y que ataque químicamente los materiales constitutivos del pavimento.

Reduce la infiltración a capas inferiores y con ello se evita el fenómeno llamado bombeo, el cual origina fallas en el pavimento.

Clasificación del drenaje en pavimentos asfálticos.

Drenaje superficial. Drenaje por pendiente superficial, cunetas, bordillos, alcantarillas, etc.

Drenaje interno. Capa drenante en la estructura del pavimento, drenaje longitudinal en zanjas en los extremos del pavimento.

b.2.7 Métodos de diseño Pavimentos Asfálticos. Dentro del gran número de factores para el análisis estructural y diseño de pavimentos, el tránsito vehicular es uno de los más importantes, su

caracterización adecuada es fundamental para poder diseñar estructuras de pavimento que sean capaces de ofrecer altos desempeños en términos de durabilidad.

Vehículos considerados para diseño. Son cinco tipos de vehículos de carga, cuyo tipo y peso (W) por eje son:

VEHICULO	W EJE DE-LANTERO	W EJE TRASERO	W EJE TRASERO	W EJE TRASERO	W EJE TRASERO	W TOTAL
C2	6.5	11				17.5
C3	6.5	18				24.5
T3-S2	6.5	18	17			41.5
T3-S3	6.5	18	23.5			48
T3.S2-R4	6.5	18	17	17	17	75.5

Tabla 3.8.b.5 Tipos de vehículos para diseño de pavimentos y peso (W) por eje en Ton.



Foto3.8.b.7 Vehículo tipo C2



Foto 3.8.b.8 Vehículo Tipo C3



Foto 3.8.b.9 Vehículo Tipo T3 – S2



Foto 3.8.b.10 Vehículo Tipo T3 – S3



Foto 3.8.b.11 Vehículo Tipo T3 – S2 – R4

Pesos máximos permitidos. De acuerdo con la Norma Oficial Mexicana de Pesos y Dimensiones del 2008, los pesos máximos permitidos para los ejes son:

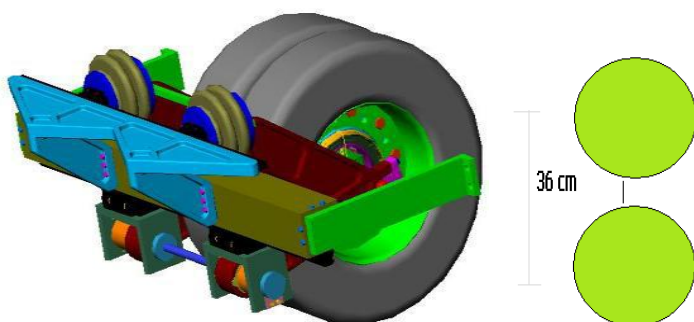


Fig.3.8.b.33 Eje sencillo dual W = 11 Ton.

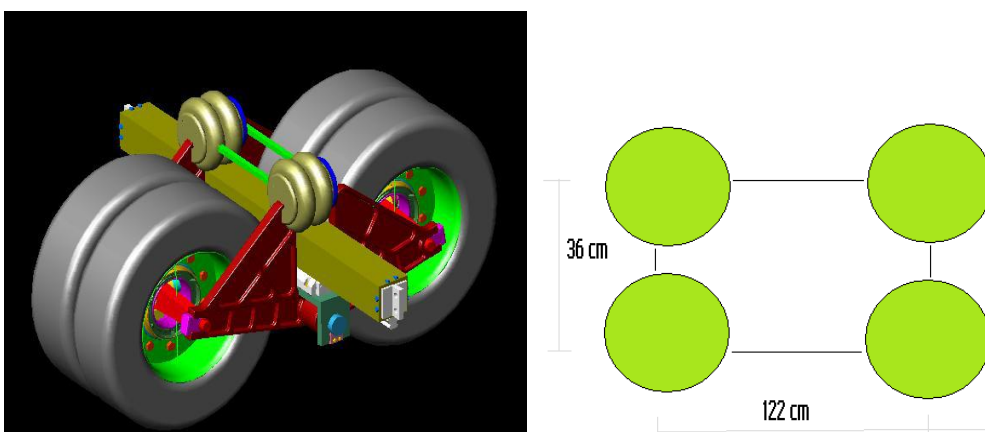


Fig.3.8.b.34 Eje Tandem W = 18 Ton.

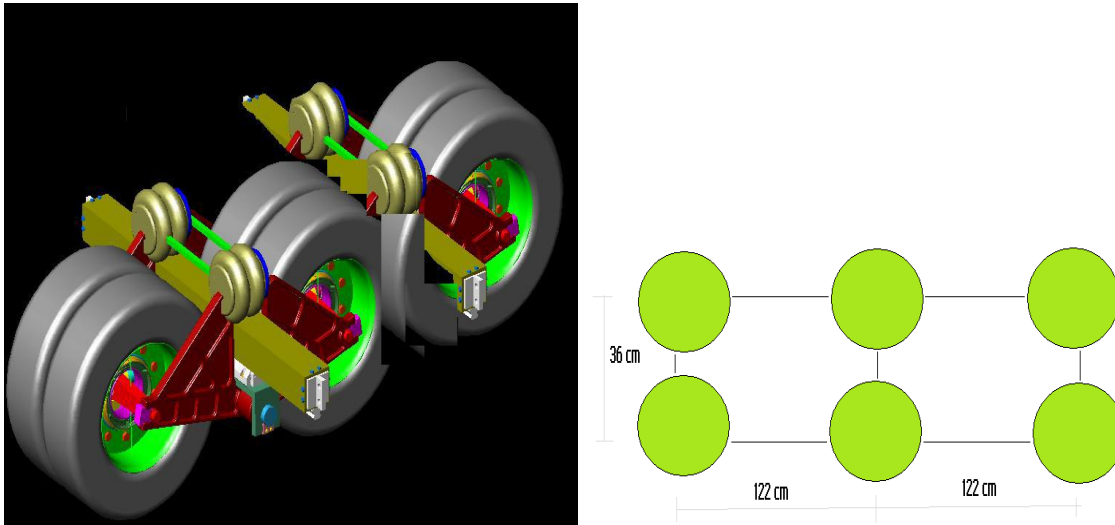


Fig.3.8.b.35 Eje Tridem

Tránsito Promedio diario anual (TPDA). Es el número de vehículos que pasan por una carretera en ambos sentidos durante el periodo de un año dividido entre 365 días, se determina por medio de un aforo, que puede efectuarse durante todo el año o solo en ciertas temporadas y proyectarlas a un año.

Tránsito en el Carril de Diseño. Es el porcentaje de vehículos que usan el carril que se toma como diseño y su valor depende de los carriles que tenga la carretera y puede ir del 40 al 60 %, se considera el carril de baja velocidad que es donde transitan los automotores de mayor peso. Se puede considerar de las siguientes formas.

Tránsito fijo. Se considera al vehículo que daña más la estructura, tomando en cuenta el número de pasadas así como el peso del mismo. Para aplicar este criterio las ruedas de los ejes se convierten en ruedas equivalentes que provoquen en la estructura los mismos esfuerzos o iguales deformaciones. Las ruedas equivalentes se obtienen usando los siguientes métodos.

Método del Departamento de Transportes de Canadá

Método de la Marina de EUA.

Método de Cuerpo de Ingenieros de EUA.

Método del instituto del asfalto EUA

Método del número de clasificación por carga (LCN), PCA pavimentos rígidos.

Método de la Agencia Federal de Aeropuertos, pavimentos rígidos.

Tránsito Mezclado. Se toman las características de todos los vehículos, con el objeto de trabajar con un solo tipo de vehículo, utilizando de esta forma ejes equivalentes y el factor de daño.

Al volumen real mezclado (TPDA) se convierte a tránsito equivalente de ejes sencillos de 8.2 ton., mediante la aplicación adecuada de los coeficientes de daño por tránsito para vehículos tipo.

El factor de daño es la relación del deterioro que un vehículo dado causa a la estructura de un pavimento, con el daño que provoca un vehículo estándar.

Para efectos de diseño con tránsito mezclado, se calcula el total de ejes estándar que usaran la vía durante los (n) años de vida útil, el cual está dado por:

$T_e = TPDA_{et} \times C$, donde:

T_e = volumen de ejes estándar en la vida útil.

C = factor de proyección de tránsito al futuro.

$C = \frac{((1+r)^n - 1)}{r} 365$, donde:

r = es el incremento anual del tránsito que varía de 4 al 12 %.

n = años de vida útil de la obra.

Métodos de diseño de pavimentos flexibles. En general son métodos empíricos y se basan en los siguientes conceptos.

Cumplimiento de las normas de calidad de los materiales y observación de los procedimientos de construcción.

Elección de la pruebas de resistencia.

Correlación de los resultados de la prueba de resistencia con el comportamiento real de los pavimentos.

Obtención de los monogramas o modelos matemáticos del proyecto.

Métodos de diseño de pavimentos flexibles.

Método de Hveem.

Método triaxial de Texas.

Método del VRS (CBR).

Método del Cuerpo de Ingenieros.

Método Porter modificada (Padrón).

Método del Instituto de Ingeniería UNAM.

Método del Instituto del asfalto (EUA), utiliza el módulo de resiliencia de los materiales.

Método de diseño español MOPU.

Método de la AASHTO.

Método del Instituto de Ingeniería UNAM. Método teórico para la estructuración de carreteras, en base a las teorías de distribución de esfuerzos en los suelos, con el cual se obtiene una estructura homogénea en todas sus capas. Este método está presentado en el reporte 444 de este Instituto.

Las graficas del reporte 444 están elaboradas con base al volumen de tránsito acumulado en la vida útil de la obra y el VRS de campo, proponiendo que este valor se obtenga con el método del Cuerpo de Ingenieros, que es muy elaborado y lento, por lo que en la práctica se usa el VRS de la prueba Porter modificada, obteniéndose así espesores menos conservadores. Este método hace énfasis en el uso de datos estadísticos como valores medios, desviaciones estándar (S), coeficientes de variabilidad (V) y niveles de confianza.

Para calcular la media y el coeficiente de variabilidad de los VSR en cada una de las capas; con ello se obtiene un VRS medio para luego obtener el VRS de proyecto (VRS crítico). El dato de tránsito se obtiene de la misma manera de la Porter modificada, es decir, utilizando los coeficientes de daño. Sin embargo, para cada tipo de vehículo se proporciona el factor de daño para diferentes profundidades.

Considera además variables adicionales sobre características del terreno y materiales, así como de climas, nivel freático y precipitación pluvial.

Para obtener los espesores equivalentes de diseño de la sección estructural del pavimento, el método incluye varios monogramas que están en función del nivel de confianza Q_u que se elija, el VRS crítico de cada capa y el tránsito equivalente acumulado en ejes sencillos de 8.2 ton en el carril de proyecto.

Con los monogramas citados, se obtienen espesores equivalentes para cada capa a profundidades Z_n , tomando en cuenta coeficientes de resistencia estructural recomendados a_i , que considera un cm de asfalto equivalente a 2 cm de grava.

a_1D_1 = carpeta, D_1 espesor en cm, a_1 coeficiente de equivalencia.

a_2D_2 = base, D_2 espesor en cm, a_2 coeficiente de equivalencia.

A_nD_n = capa n , D_n espesor en cm, A_n coeficiente de equivalencia.

Los coeficientes de daño utilizados son los presentados por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) en su publicación técnica No. 5, donde se trata con detalle el análisis de los Coeficientes de Daño Unitarios correspondientes a los vehículos de carga autorizados en la red nacional de carreteras mexicanas.

El IMT utiliza la metodología del Instituto de Ingeniería, pero con la diferencia de analizar el daño a los pavimentos desde una profundidad de $Z= 0$, $Z= 15$, $Z= 30$, $Z= 60$, $Z= 80$, $Z= 100$ y hasta llegar a $Z= 120$ cm, para ver el daño en la capas inferiores de la sección estructural de un pavimento flexible.

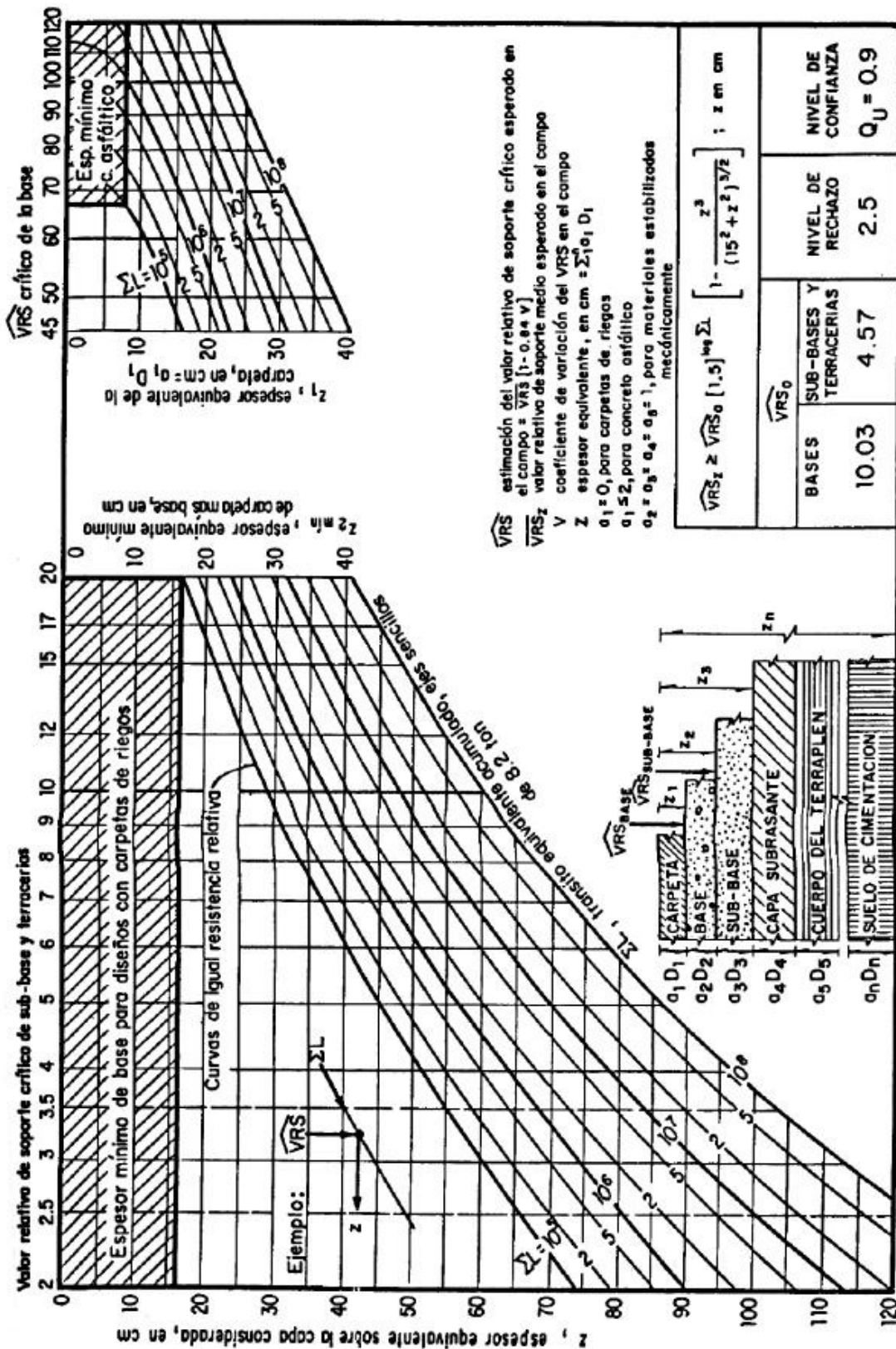


Fig.3.8.b.36 Gráfica para proyecto de espesores de pavimento, Instituto de Ingeniería UNAM.

3.9 PROYECTO DE INSTALACIONES.

- a) Instalación de Red de agua potable.
- b) Instalación de Red drenaje sanitario.
- c) Instalación de Red drenaje pluvial.
- d) Instalación Eléctrica.
- e) Instalación telefónica.
- f) Instalación Cable.
- g) Instalaciones especiales.

3.10 PROYECTO ARQUITECTONICO. Contempla la distribución de usos de los espacios de la vialidad, la elaboración de conjunto de planos con detalles, considerando lo siguiente:

Amplitud de carriles de la vialidad.

Amplitud de banquetas.

Iluminación.

Jardinería.

Detalles arquitectónicos de instalaciones y equipamiento.

3.11 ESPECIFICACIONES. Definen las características y calidades requeridas para un producto. Son la base para la contratación, análisis de costo y la programación de la obra.

a) Norma. Es un documento de aplicación obligatoria que contiene especificaciones técnicas basadas en los resultados de la experiencia y del desarrollo tecnológico. Las normas son el resultado del consenso entre todas las partes interesadas e involucradas en la actividad que es objeto de ella, son aprobadas por un organismo normalizador reconocido.

Las normas contienen en definitiva, criterios precisos que aseguran que los materiales, procesos, productos y servicios están hechos con la calidad necesaria para alcanzar sus objetivos.

En México las dependencias encargadas de la aprobación de las normas para el país son:

Dirección General de Normas (DGN). Organismo del Gobierno Federal de tipo administrativo, que emite normas en base a recomendaciones de instancias de carácter técnico tanto nacional como internacional.

Centro Nacional de Metrología (CENAM). Organismo del Gobierno Federal de tipo técnico, que se encarga de crear los estándares de una norma o en su caso adaptar estándares internacionales aplicados a normatividad mexicana.

Las normas que por Ley existen en México son:

Norma Oficial Mexicana (NOM). Creada en el Art. 3 Frac. XI de la Ley General sobre Metrología y Normalización que dice.

Artículo 3, Fracción XI. Norma Oficial Mexicana: la regulación técnica de observancia obligatoria expedida por las dependencias competentes, conforme a las finalidades establecidas en el artículo 40, que establece reglas, especificaciones, atributos, directrices, características o prescripciones aplicables a un producto, proceso, instalación, sistema, actividad, servicio o método de producción u operación, así como aquellas relativas a terminología, simbología, embalaje, marcado o etiquetado.

Norma Mexicana (NMX). Creada en el Art. 3 Frac. X de la Ley General sobre Metrología y Normalización que dice.

Artículo 3, Frac. X. Norma Mexicana: la que elabore un organismo nacional de normalización, o la Secretaría, en los términos de esta ley, que prevé para un uso común y repetido reglas, especificaciones, atributos, métodos de prueba, directrices, características o prescripciones aplicables a un producto, proceso, instalación, sistema, actividad, servicio o método de producción u operación, así como aquellas relativas a terminología, simbología, embalaje, marcado o etiquetado.

El País cuenta con normas Federales y Estatales, siendo estas una adecuación regional de las Federales.

b) Especificaciones técnicas. Son un conjunto de disposiciones que norman las exigencias sobre los materiales a utilizar, las pruebas de control de calidad en las diferentes etapas de la construcción y las modalidades para la medida y el pago de la obra ejecutada. También incluyen una descripción de los procedimientos constructivos, de manera que éstos se ajusten a los requisitos especificados.

Para el caso del presente trabajo las normas y especificaciones usadas son las de NOM- SCT.

3.12 CATALOGO DE CONCEPTOS Y PRESUPUESTO.

a) Catalogo de conceptos. Es el listado de conceptos a ejecutar por determinada obra, detallando alcance de cada uno de ellos, el cual está dado por las especificaciones, el volumen y su precio unitario.

b) Presupuesto. Es el cálculo anticipado del costo de una obra, puede ser fijo o flexible, y debe cumplirse en un tiempo determinado y bajo ciertas condiciones previstas. Para la determinación de los precios unitarios que integran el presupuesto, se determinan los siguientes conceptos.

b.1 Factor de salario real (Fsr).

DATOS BASICOS PARA EL ANALISIS DEL FACTOR DE SALARIO REAL

DIAS DE CALENDARIO		365.00
DIAS DE VACACIONES		15.00
DIAS POR PRIMA VACACIONAL 6 X 0.25		1.50
(Tdp) TOTAL DIAS PAGADOS		381.50

DIAS DOMINGO	52.00	
DIAS DE VACACIONES	6.00	
DIAS FESTIVOS POR LEY	7.00	
1 DE ENERO		
5 DE FEBRERO		
1 DE MAYO		
16 DE SEPTIEMBRE		
20 DE NOVIEMBRE		
25 DE DICIEMBRE		
DIAS PERDIDOS POR CONDICIONES CLIMATICAS	3.00	
DIAS POR FIESTAS DE COSTUMBRE	7.50	
DIAS SEMANA SANTA	2.00	
DIAS FIESTA SANTO PATRON	1.50	
DIAS DE LOS DIFUNTOS	2.00	
VIRGEN DE GUADALUPE 12 DICIEM- BRE	1.00	
24 DE DICIEMBRE	0.50	
31 DE DICIEMBRE	0.50	
DIAS POR ENFERMEDADES NO PROFESIONALES	3.00	
TOTAL DIAS NO LABORADOS		78.50
(Tdr) T. DIAS REALMENTE LABORADOS 365 - 78.50		286.50

FACTOR $Tdp/Tdr=381.50/286.50=1.3316$ para Fsr

FACTOR SALARIO BASE DE COTIZACION $Tdp/DCAL=381.50/365=1.0452$ p/calculo IMSS

b.2 Prestaciones de mano de obra de personal de campo.

SALARIO MINIMO GENERAL D.F. \$ 62.33

62.33 x 3

3 SMG DF = 186.99

25 SMG DF 25 X 62.33 = 1,558.25

FECHA.-

ENFERMEDADES Y MATERNIDAD

CATEGORIA	Sn	FSBC	SBC	3SGDF	DIF. SBC- C.	FIJA	C. VAR.	P. EN	P.EN	R. DE	INV. Y	C. EDAD AV. Y	INFON.	SUMA		
														PRESTAC. SP		
						1.10	20.40	1.0500	0.7000	7.58875	1.00	2.00	1.75	3.15	5.00	
						N.A.	20.40	1.4250	0.9500	7.58875	1.00	2.00	2.375	4.275	5.00	
1 Sobrestante	350.00	1.045	365.82	178.83		1.967	12.715	3.8411	2.5607	27.7612	3.6582	7.316	6.4019	11.523	18.291	96.0358
2 op. 1a. Eq. S.	300.00	1.045	313.56	126.57		1.392	12.715	3.2924	2.1949	23.7953	3.1356	6.271	5.7873	9.8771	15.678	84.4226
3 op. 1a. Eq. M.	230.00	1.045	240.35	53.36		0.587	12.715	2.5237	1.6825	18.2396	2.4035	4.807	4.2061	7.571	12.018	66.7532
4 chofer camion choF. camione-	230.00	1.045	240.35	53.36		0.587	12.715	2.5237	1.6825	18.2396	2.4035	4.807	4.2061	7.571	12.018	66.7532
5 ta	170.00	1.045	177.65			0.00	12.715	1.8653	1.2436	13.4814	1.7765	3.553	3.1089	5.596	8.8825	52.2225
6 ayte. operador	150.00	1.045	156.75			0.00	12.715	1.6459	1.0973	11.8954	1.5675	3.135	2.7431	4.9376	7.8375	47.5746
7 checador acarr.	150.00	1.045	156.75			0.00	12.715	1.6459	1.0973	11.8954	1.5675	3.135	2.7431	4.9376	7.8375	47.5746
8 ayte. General	145.00	1.045	151.53			0.00	12.715	1.5911	1.0607	11.4992	1.5153	3.031	2.6518	4.7732	7.5765	46.4141

OBLIGACIONES OBREROPATRONALES SP/SBC

	SUMA PRESTAC.	OBLIGACIONES OBREROPATRONALES SP/SBC
1 Sobrestante	96.0358	0.2625
2 op. 1a. Eq. S.	84.4226	0.2692
3 op. 1a. Eq. M.	66.7532	0.2777
4 chofer camion	66.7532	0.2777
5 chof. camioneta	52.2225	0.2940
6 ayte. operador	47.5746	0.3035
7 checador acarr.	47.5746	0.3035
8 ayte. General	46.4141	0.3063

b.3 Prestaciones de mano de obra de personal administrativo.

SALARIO MINIMO GENERAL D.F. \$ 62.33

3 SMG DF 25 SMG DF 25 X 62.33 = 1,558.25

FECHA.-

CATEGORIA	Sn	FSBC	SBC	3SGDF	ENFERMEDADES Y MATERNIDAD					SAR	VIDA	EDAD AV. Y	INFON.	SUMA PRESTAC.	
					DIF. SBC- FIJA	C. VAR.	P. EN	P. EN	R. DE						INV. Y
					1.10	20.40	1.0500	0.7000	7.58875	1.00	2.00	1.75	3.15	5.00	SP
					N.A.	20.40	1.4250	0.9500	7.58875	1.00	2.00	2.375	4.275	5.00	
secretaria	170.00	1.045	177.65		0.00	12.7153	1.8653	1.2436	13.4814	1.7765	3.553	3.1089	5.596	8.8825	52.2225
almacenista	230.00	1.045	240.35	53.36	0.587	12.7153	2.5237	1.6825	18.2396	2.4035	4.807	4.2061	7.571	12.018	66.7532
chofer	170.00	1.045	177.65		0.00	12.7153	1.8653	1.2436	13.4814	1.7765	3.553	3.1089	5.596	8.8825	52.2225
velador	160.00	1.045	167.20		0.00	12.715	1.7556	1.1704	12.6884	1.6720	3.344	2.9260	5.2668	8.3600	49.8982
limpieza	145.00	1.045	151.53		0.00	12.7153	1.5911	1.0607	11.4992	1.5153	3.031	2.6518	4.7732	7.5765	46.4141
				SUMA											
				PRESTAC.											
secretaria				52.2225											0.2940
almacenista				66.7532											0.2777
chofer				52.2225											0.2940
velador				49.8982											0.2984
limpieza				46.4141											0.3063

OBLIGACIONES OBRERO PATRONALES

SP/SBC

b.4 Tabla de salarios reales.

TABLA DE SALARIOS REALES
FECHA.-
PERSONAL DE OBRA.

No.	CATEGORIA	SALARIO	SALARIO			S. REAL	
		NOMINAL DIARIO (Sn)	BASE DE COTIZA CION	Tdp/Tdrl	Ps	Fsr	Sr=Sn x Fsr
1	sobrestante op. 1a. Equipo ma-	350.00	365.82	1.3316	0.2625	1.681	588.410
2	yor	300.00	313.56	1.3316	0.2692	1.690	507.036
3	op. 1a. Equipo medios	230.00	240.35	1.3316	0.2777	1.701	391.328
4	chofer camion	230.00	240.35	1.3316	0.2777	1.701	391.328
5	chofer camioneta	170.00	177.65	1.3316	0.2940	1.723	292.916
6	ayte. operador	150.00	156.75	1.3316	0.3035	1.736	260.363
7	checador acarreo	150.00	156.75	1.3316	0.3035	1.736	260.363
8	ayte. General	145.00	151.53	1.3316	0.3063	1.739	252.225

PERSONAL ADMINISTRATIVO.

No.	CATEGORIA	SALARIO	SALARIO			S. REAL	
		NOMINAL DIARIO (Sn)	BASE DE COTIZA CION	Tdp/Tdrl	Ps	Frs	Sr=Sn x Fsr
1	secretaria	170.00	177.65	1.3316	0.294	1.723	292.916
2	almacenista	230.00	240.35	1.3316	0.2777	1.701	391.328
3	chofer	170.00	177.65	1.3316	0.294	1.723	292.916
4	velador	160.00	167.20	1.3316	0.2984	1.729	276.638
5	limpieza	145.00	151.53	1.3316	0.3063	1.739	252.225

DONDE $Fsr = Ps(Tdp/Tdrl) + (Tdp/Tdrl)$

b.5 Determinación del indirecto.

GASTOS DE OFICINA CENTRAL.	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO ANUAL
1.- GASTOS TECNICOS Y ADTVOS.				
GERENTE	MES	12.00	23,000.00	276,000.00
CONTADOR	MES	12.00	3,800.00	45,600.00
SECRETARIA	MES	12.00	2,921.60	35,059.20
IGUALA ASESORIA LEGAL	MES	1.00	750.00	750.00
DEPARTAMENTO DE COSTOS	MES	12.00	0.00	0.00
DIBUJANTE	MES	12.00	0.00	0.00
COMPRAS	MES	0.00	11,739.84	0.00
CHOFER	MES	0.00	8,787.40	0.00
ALMACENISTA	MES	0.00	11,739.84	0.00
AYTE. ALMACENISTA	MES	0.00	7,566.75	0.00
VELADOR	MES	0.00	8,299.14	0.00
LIMPIEZA	MES	12.00	500.00	6,000.00
MANTENIMIENTO	MES	12.00	250.00	3,000.00
			SUB-TOTAL	366,409.20
2.- ALQUILER Y DEPRECIACION				
RENTA OFICINA	MES	12.00	2,000.00	24,000.00
RENTA ALMACEN	MES	12.00	0.00	0.00
LUZ OFICINA Y ALMACEN	MES	12.00	650.00	7,800.00
TELEFONO OFICINA Y ALMACEN	MES	12.00	250.00	3,000.00
MANTTO. EQ. DE OFICINA Y DEP.	MES	12.00	500.00	6,000.00
MANTTO. EQ. DE TRANSPORTE Y DEP.	MES	12.00	11,197.50	134,370.00
			SUB-TOTAL	175,170.00
3.- OBLIGACIONES Y SEGUROS				
CAMARA NAL. IND. DE LA CONST.	MES	0.00	7,000.00	0.00
SEGURO EQ. DE TRANPORTE	MES	12.00	2,800.00	33,600.00
SEGURO ROBO, INCENDIO OFICINA	MES	1.00	1,750.00	1,750.00
			SUB-TOTAL	35,350.00
4.- MATERIALES DE CONSUMO				
GASOLINA	MES	12.00	5,500.00	66,000.00
PAPELERIA Y COPIAS	MES	12.00	250.00	3,000.00
ART. DE LIMPIEZA	MES	12.00	200.00	2,400.00
VARIOS	MES	12.00	150.00	1,800.00
			SUB-TOTAL	73,200.00
5.- CAPACITACION Y PROMOCION				
CURSOS Y SEMINARIOS	MES	12.00	0.00	0.00
ATENCION A CLIENTES	MES	12.00	1,000.00	12,000.00
CONCURSOS	MES	12.00	0.00	0.00
CELEBRACIONES OFICINA	MES	12.00	200.00	2,400.00
			SUB-TOTAL	14,400.00
			TOTAL \$	664,529.20

GASTOS DE OBRA			COSTO	
	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	MENSUAL
1.- GASTOS TECNICOS Y ADTVOS.				
SUPERINTENDENTE	MES	0.00	17,000.00	0.00
RESIDENTE	MES	1	12,000.00	12,000.00
RESIDENTE ESTIM. Y CONTROL	MES	0.00	14,000.00	0.00
CONTADOR	MES	0.10	12,000.00	1,200.00
SECRETARIA	MES	0.00	8,764.80	0.00
ALMACENISTA	MES	0.00	11,739.84	0.00
CHOFER CAMIONETA	MES	0	8,764.80	0.00
VELADOR	MES	0.00	8,299.14	0.00
AYTE. LIMPIEZA OBRA	MES	0.00	7,566.75	0.00
LABORATORIO CONTROL CALIDAD	MES	1	1,000.00	1,000.00
PRESTACIONES Y BONIF. HONOR.	MES	0.10	3,900.00	390.00
			SUB-TOTAL	14,590.00
2.- TRASLADO PERSONAL DE OBRA.				
TRASLADO PERSONAL MAQ. Y OBRA	MES	0.00	0.00	0.00
GASOLINA	MES	0.25	9,071.25	2,267.81
			SUB-TOTAL	2,267.81
3.- COMUNICACIONES Y FLETES				
TELEFONO OBRA	MES	1	300.00	300.00
RADIOS	MES	0.00	0.00	0.00
FLETES EQUIPO MAYOR	MES	0.125	15,000.00	1,875.00
FLETES EQUIPO MENOR	MES	0.00	0.00	0.00
CAMIONETA MATTO. Y DEPREC.	MES	0.25	8,181.25	2,045.31
AUTOMOVIL MANTTO. Y DEPREC.	MES	0.00	3,500.00	0.00
			SUB-TOTAL	4,220.31
4.- CONSTRUCCIONES PROVISIONALES				
BODEGA	MES	0.00	0.00	0.00
SANITARIOS	MES	1	500.00	500.00
CERCADO	MES	0.00	0.00	0.00
CAMINO DE ACCESO	MES	0.00	0.00	0.00
			SUB-TOTAL	500.00
5.- CONSUMOS VARIOS				
ENERGIA ELECTRICA	MES	0.00	500.00	0.00
CONSUMO DE AGUA	MES	1	500.00	500.00
FOTOGRAFIA	MES	1	100.00	100.00
PAPELERIA Y COPIAS	MES	1	100.00	100.00
LETREROS	MES	0.00	0.00	0.00
SINDICATO	MES	0.00	1,000.00	0.00
VARIOS	MES	1	250.00	250.00
			SUB-TOTAL	950.00
			TOTAL \$	22,528.13

El factor de indirecto y utilidad queda de la siguiente manera.

ANALISIS DE CARGOS POR INDIRECTOS Y UTILIDADES.

DURACION DE LA OBRA 8 MESES

COSTO ANUAL OFICINA CENTRAL(CAOC)	664,529.20
COSTO MENSUAL OFICINA OBRA(CMOO)	22,528.13
COSTO TOTAL OFICINA DE OBRA(CTOO=CMOOX8)	180,225.04
MONTO ANUAL OBRAS COSTO DIRECTO(MA OCD)	10,000,000.00
MONTO TOTAL OBRA COSTO DIRECTO(MTOCD)	2,298,000.00

	%	PAR- CIAL	ACUMULA- DO
COSTO DIRECTO	100.00	1.00	1.00
1. COSTO DE OPERACIÓN CAOC/MAOCD	6.64	0.0664	1.0664
2. GASTOS DE CAMPO CTOO/MTOCD	7.84	0.0784	1.1448
3. IMPREVISTOS 1 % 1.1448X1.01			1.1562
4. FINANCIAMIENTO			0.00
5. UTILIDAD 10 % 1.1562X1.10			1.2718
6. IMPUESTOS ESTATALES			0.00
7. FIANZAS			0.00
TOTAL FACTOR INDI- RECTO Y UTILIDAD			1.27

b.6 Análisis costos horarios.

b.6.1 Retroexcavadora CAT 416D 4x4

COSTO HORARIO DE MAQUINARIA

EQUIPO :	RETROEXCAVADORA CAT 416D 4X4	
MODELO :		

COSTO DE LA MÁQUINA (CM)	1,144,000.00
VALOR DE LAS LLANTAS (PN)	35,000.00
VALOR DE LAS PIEZAS ESPECIALES (PA)	
VALOR DE LA MÁQUINA (VM)	1,109,000.00
HORAS EFECTIVAS AL AÑO (HEA)	1,700.00

CARGOS FIJOS

VIDA ECONÓMICA (V)	5 AÑOS
TASA DE SEGURO (S)	3.00%
% DE MANTENIMIENTO (Ko)	70.00%
% DE RESCATE (R)	20.00%
TASA DE INTERÉS (I)	29.90%

$VR = VM * R$	221,800.00
$VE = V * HEA = 14,400.00$	8,500.00

A) DEPRECIACIÓN: $D = (VM-VR)/VE$	104.38
B) INVERSIÓN: $IM = (VM+VR)*I/2*HEA$	117.03
C) SEGUROS: $SM = (VM+VR)*S/2*HEA$	11.74
D) MANTENIMIENTO: $MN = Ko*D$	73.06

TOTAL DE CARGOS FIJOS	306.21
------------------------------	---------------

CONSUMOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
DIESEL	L	9	9.2	82.8
ACEITE LUBRICANTE	L	0.26	59.58	15.49
LLANTAS 23.5 X 25 L-2	JGO.	0.0006	35,000.00	21
TOTAL DE CONSUMO				119.29

OPERACIÓN

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
OPERADOR DE 1A.	JOR	0.15625	507.03	79.22
AYUDANTE DE MAQUINARIA	JOR			
TOTAL DE OPERACIÓN				79.22

TOTAL DE COSTO HORARIO	504.73
-------------------------------	---------------

b.6.2 Excavadora CAT 320 CL.

EQUIPO :	EXCAVADORA CAT 320CL 138 HP		
MODELO :			

COSTO DE LA MÁQUINA (CM)	2,340,000.00
VALOR DE LAS LLANTAS (PN)	
VALOR DE LAS PIEZAS ESPECIALES (PA)	
VALOR DE LA MÁQUINA (VM)	2,340,000.00
HORAS EFECTIVAS AL AÑO (HEA)	1,700.00

CARGOS FIJOS

VIDA ECONÓMICA (V)	5 AÑOS
TASA DE SEGURO (S)	3.00%
% DE MANTENIMIENTO (K0)	80.00%
% DE RESCATE (R)	15.00%
TASA DE INTERÉS (I)	29.90%

$VR = VM * R$	351,000.00
$VE = V * HEA = 14,400.00$	8,500.00

A) DEPRECIACIÓN: $D = (VM-VR)/VE$	234.00
B) INVERSIÓN: $IM = (VM+VR)*I/2*HEA$	236.65
C) SEGUROS: $SM = (VM+VR)*S/2*HEA$	23.74
D) MANTENIMIENTO: $MN = K0*D$	187.20
TOTAL DE CARGOS FIJOS	681.59

CONSUMOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
DIESEL	L	22.08	9.2	203.136
ACEITE LUBRICANTE	L	0.5452	59.58	32.48
LLANTAS 23.5 X 25 L-2	JGO.		0.00	0
TOTAL DE CONSUMO				235.62

OPERACIÓN

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
OPERADOR DE 1A.	JOR	0.15625	507.03	79.22
AYUDANTE DE MAQUINARIA	JOR			
TOTAL DE OPERACIÓN				79.22

TOTAL DE COSTO HORARIO	996.44
-------------------------------	---------------

b.6.3 Excavadora 320 Cl con líneas para martillo.

COSTO HORARIO DE MAQUINARIA

EQUIPO : **EXCAVADORA CAT 320CL138HP C/KIT**
 MODELO :

COSTO DE LA MÁQUINA (CM)	2,460,000.00
VALOR DE LAS LLANTAS (PN)	
VALOR DE LAS PIEZAS ESPECIALES (PA)	
VALOR DE LA MÁQUINA (VM)	2,460,000.00
HORAS EFECTIVAS AL AÑO (HEA)	1,400.00

CARGOS FIJOS

VIDA ECONÓMICA (V)	5 AÑOS
TASA DE SEGURO (S)	3.00%
% DE MANTENIMIENTO (KO)	80.00%
% DE RESCATE (R)	10.00%
TASA DE INTERÉS (I)	29.90%

$VR = VM * R$	246,000.00
$VE = V * HEA = 14,400.00$	7,000.00

A) DEPRECIACIÓN: $D = (VM-VR)/VE$	316.29
B) INVERSIÓN: $IM = (VM+VR)*I/2*HEA$	288.96
C) SEGUROS: $SM = (VM+VR)*S/2*HEA$	28.99
D) MANTENIMIENTO: $MN = KO*D$	253.03
TOTAL DE CARGOS FIJOS	887.27

CONSUMOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
DIESEL	L	26.5	9.2	243.8
ACEITE LUBRICANTE	L	0.5452	59.58	32.48
LLANTAS 23.5 X 25 L-2	JGO.		0.00	0
TOTAL DE CONSUMO				276.28

OPERACIÓN

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
OPERADOR DE 1A.	JOR	0.15625	507.03	79.22
AYUDANTE DE MAQUINARIA	JOR			
TOTAL DE OPERACIÓN				79.22

TOTAL DE COSTO HORARIO	1242.78
-------------------------------	----------------

b.6.4 Martillo hidráulico CAT H 130.

COSTO HORARIO DE MAQUINARIA

EQUIPO :	MARTILLO HIDRAULICO CAT H130S		
MODELO :			

COSTO DE LA MÁQUINA (CM)	910,000.00
VALOR DE LAS LLANTAS (PN)	
VALOR DE LAS PIEZAS ESPECIALES (PA)	
VALOR DE LA MÁQUINA (VM)	910,000.00
HORAS EFECTIVAS AL AÑO (HEA)	1,000.00

CARGOS FIJOS

VIDA ECONÓMICA (V)	5 AÑOS
TASA DE SEGURO (S)	3.00%
% DE MANTENIMIENTO (KO)	80.00%
% DE RESCATE (R)	0.00%
TASA DE INTERÉS (I)	29.90%

$VR = VM * R$	0.00
$VE = V * HEA = 14,400.00$	5,000.00

A) DEPRECIACIÓN: $D = (VM-VR)/VE$	182.00
B) INVERSIÓN: $IM = (VM+VR)*I/2*HEA$	136.05
C) SEGUROS: $SM = (VM+VR)*S/2*HEA$	13.65
D) MANTENIMIENTO: $MN = Ko*D$	145.60

TOTAL DE CARGOS FIJOS	477.30
------------------------------	---------------

CONSUMOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
GRASA PARA MARTILLO	CARTUCHO	0.0625	211.12	13.195
ACEITE LUBRICANTE	L			0.00
LLANTAS 23.5 X 25 L-2	JGO.		0.00	0.00
TOTAL DE CONSUMO				13.20

OPERACIÓN

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
OPERADOR DE 1A.	JOR	0.15625		0.00
AYUDANTE DE MAQUINARIA	JOR			
TOTAL DE OPERACIÓN				0.00

TOTAL DE COSTO HORARIO	490.49
-------------------------------	---------------

b.6.5 Vibrocompactador CAT CS 533E.

COSTO HORARIO DE MAQUINARIA

EQUIPO : **VIBROCOMPACTADOR CAT CS 533E**

MODELO :

COSTO DE LA MÁQUINA (CM)	1,040,000.00
VALOR DE LAS LLANTAS (PN)	
VALOR DE LAS PIEZAS ESPECIALES (PA)	
VALOR DE LA MÁQUINA (VM)	1,040,000.00
HORAS EFECTIVAS AL AÑO (HEA)	1,200.00

CARGOS FIJOS

VIDA ECONÓMICA (V)	5 AÑOS
TASA DE SEGURO (S)	3.00%
% DE MANTENIMIENTO (KO)	80.00%
% DE RESCATE (R)	20.00%
TASA DE INTERÉS (I)	29.90%

VR = VM * R	208,000.00
VE = V * HEA = 14,400.00	6,000.00

A) DEPRECIACIÓN: $D = (VM-VR)/VE$	138.67
B) INVERSIÓN: $IM = (VM+VR)*I/2*HEA$	155.48
C) SEGUROS: $SM = (VM+VR)*S/2*HEA$	15.60
D) MANTENIMIENTO: $MN = KO*D$	110.93
TOTAL DE CARGOS FIJOS	420.68

CONSUMOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
DIESEL	L	11	9.2	101.2
ACEITE LUBRICANTE	L	0.5452	59.58	32.48
LLANTAS 23.5 X 25 L-2	JGO.		0.00	0
TOTAL DE CONSUMO				133.68

OPERACIÓN

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
OPERADOR DE 1A.	JOR	0.15625	391.33	61.15
AYUDANTE DE MAQUINARIA	JOR			
TOTAL DE OPERACIÓN				61.15

TOTAL DE COSTO HORARIO	615.51
-------------------------------	---------------

b.6.6 camión cisterna (pipa) capacidad 10,000 lts.

EQUIPO :	CAMIÓN PIPA FAMSA MOTOR 170HP TANQUE 10M3		
MODELO :			

COSTO DE LA MÁQUINA (CM)	1,150.000.00
VALOR DE LAS LLANTAS (PN)	36,000.00
VALOR DE LAS PIEZAS ESPECIALES (PA)	
VALOR DE LA MÁQUINA (VM)	1,114,000.00
HORAS EFECTIVAS AL AÑO (HEA)	1,700.00

CARGOS FIJOS

VIDA ECONÓMICA (V)	5 AÑOS
TASA DE SEGURO (S)	3.00%
% DE MANTENIMIENTO (K0)	80.00%
% DE RESCATE (R)	15.00%
TASA DE INTERÉS (I)	29.90%

$VR = VM * R$	167,100.00
$VE = V * HEA = 14,400.00$	8,500.00

A) DEPRECIACIÓN: $D = (VM-VR)/VE$	111.40
B) INVERSIÓN: $IM = (VM+VR)*I/2*HEA$	112.66
C) SEGUROS: $SM = (VM+VR)*S/2*HEA$	11.30
D) MANTENIMIENTO: $MN = K0*D$	89.12

TOTAL DE CARGOS FIJOS	324.49
------------------------------	---------------

CONSUMOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
DIESEL	L	9.5	9.2	87.4
ACEITE LUBRICANTE	L	0.3745	59.58	22.31
LLANTAS 23.5 X 25 L-2	JGO.	0.0002	36,000.00	7.2
TOTAL DE CONSUMO				116.91

OPERACIÓN

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
OPERADOR DE 1A.	JOR	0.15625	507.03	79.22
AYUDANTE DE MAQUINARIA	JOR			
TOTAL DE OPERACIÓN				79.22

TOTAL DE COSTO HORARIO	520.62
-------------------------------	---------------

b.6.7 Camioneta pick- up Dodge ram 1500.

COSTO HORARIO DE MAQUINARIA

EQUIPO :	GAMIONETA PICK-UP DODGE RAM 1500		
MODELO :			

COSTO DE LA MÁQUINA (CM)	218,000.00
VALOR DE LAS LLANTAS (PN)	8,000.00
VALOR DE LAS PIEZAS ESPECIALES (PA)	0
VALOR DE LA MÁQUINA (VM)	210,000.00
HORAS EFECTIVAS AL AÑO (HEA)	1,500.00

CARGOS FIJOS

VIDA ECONÓMICA (V)	3 AÑOS
TASA DE SEGURO (S)	3.00%
% DE MANTENIMIENTO (K0)	65.00%
% DE RESCATE (R)	15.00%
TASA DE INTERÉS (I)	29.90%

$$VR = VM * R \quad 31,500.00$$

$$VE = V * HEA = 14,400.00 \quad 4,500.00 \quad 4,500.00$$

$$A) \text{ DEPRECIACIÓN: } D = (VM - VR) / VE \quad 39.67$$

$$B) \text{ INVERSIÓN: } IM = (VM + VR) * I / 2 * HEA \quad 24.07$$

$$C) \text{ SEGUROS: } SM = (VM + VR) * S / 2 * HEA \quad 2.42$$

$$D) \text{ MANTENIMIENTO: } MN = K0 * D \quad 25.78$$

TOTAL DE CARGOS FIJOS	91.93
------------------------------	--------------

CONSUMOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
GASOLINA	L	8.20	8.85	72.57
ACEITE LUBRICANTE	L	0.3745	59.57	22.31
LLANTAS 23.5 X 25 L-2	JGO.	0.0005	8,000.00	4.00
TOTAL DE CONSUMO				98.88

OPERACIÓN

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
CHOFER	JOR	0.15625	292.916	45.77
AYUDANTE DE MAQUINARIA	JOR			
TOTAL DE OPERACIÓN				45.77

TOTAL DE COSTO HORARIO	236.58
-------------------------------	---------------

b.6.8 Camioneta Dodge Durango slt.

COSTO HORARIO DE MAQUINARIA

EQUIPO :	CAMIONETA DURANGO SLT		
MODELO :			

COSTO DE LA MÁQUINA (CM)	318,000.00
VALOR DE LAS LLANTAS (PN)	8,000.00
VALOR DE LAS PIEZAS ESPECIALES (PA)	0.00
VALOR DE LA MÁQUINA (VM)	310,000.00
HORAS EFECTIVAS AL AÑO (HEA)	1,500.00

CARGOS FIJOS

VIDA ECONÓMICA (V)	4 AÑOS
TASA DE SEGURO (S)	3.00%
% DE MANTENIMIENTO (K0)	49.00%
% DE RESCATE (R)	20.00%
TASA DE INTERÉS (I)	29.90%

$$VR = VM * R \quad 62,000.00$$

$$VE = V * HEA = 14,400.00 \quad 6,000.00$$

$$A) \text{ DEPRECIACIÓN: } D = (VM-VR)/VE \quad 41.33$$

$$B) \text{ INVERSIÓN: } IM = (VM+VR)*I/2*HEA \quad 37.08$$

$$C) \text{ SEGUROS: } SM = (VM+VR)*S/2*HEA \quad 3.72$$

$$D) \text{ MANTENIMIENTO: } MN = K0*D \quad 20.25$$

TOTAL DE CARGOS FIJOS	102.38
-----------------------	--------

CONSUMOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
GASOLINA	L	8.5	8.5	72.25
ACEITE LUBRICANTE	L	0.3745	59.67	22.35
LLANTAS 23.5 X 25 L-2	JGO.	0.0003	8,000.00	2.4
TOTAL DE CONSUMO				97.00

OPERACIÓN

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
CHOFER	JOR	0.15625	292.916	45.77
AYUDANTE DE MAQUINARIA	JOR			
TOTAL DE OPERACIÓN				45.77

TOTAL DE COSTO HORARIO	245.15
------------------------	--------

B .6.9 Automóvil Dodge attitude.

EQUIPO :	AUTOMOVIL DODGE ATTITUDE	
MODELO :		

COSTO DE LA MÁQUINA (CM)	144,500.00
VALOR DE LAS LLANTAS (PN)	4,500.00
VALOR DE LAS PIEZAS ESPECIALES (PA)	0
VALOR DE LA MÁQUINA (VM)	140,000.00
HORAS EFECTIVAS AL AÑO (HEA)	1,500.00

CARGOS FIJOS

VIDA ECONÓMICA (V)	4 AÑOS
TASA DE SEGURO (S)	3.00%
% DE MANTENIMIENTO (K0)	50.00%
% DE RESCATE (R)	20.00%
TASA DE INTERÉS (I)	29.90%

VR = VM * R	28,000.00
VE = V * HEA = 14,400.00	6,000.00

A) DEPRECIACIÓN: $D = (VM-VR)/VE$	18.67
B) INVERSIÓN: $IM = (VM+VR)*I/2*HEA$	16.74
C) SEGUROS: $SM = (VM+VR)*S/2*HEA$	1.68
D) MANTENIMIENTO: $MN = K0*D$	9.33

TOTAL DE CARGOS FIJOS	46.42
------------------------------	--------------

CONSUMOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
GASOLINA	L	4.25	8.5	36.125
ACEITE LUBRICANTE	L	0.3445	59.67	20.56
LLANTAS 23.5 X 25 L-2	JGO.	0.0003	4,500.00	1.35
TOTAL DE CONSUMO				58.03

OPERACIÓN

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
OPERADOR DE 1A.	JOR	0.15625	292.916	45.77
AYUDANTE DE MAQUINARIA	JOR			
TOTAL DE OPERACIÓN				45.77

TOTAL DE COSTO HORARIO	150.22
-------------------------------	---------------

b.7 Análisis de precios unitarios.

b.7.1 Desmante

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Inciso: I

FECHA.- FEBRERO DEL 2012.

CONCEPTO	UNIDAD
DESMONTE DE ARBUSTOS CON EXCAVADORA CAT 320CL	M2
EN AREA DE VIALIDAD EN UN ANCHO PROMEDIO DE 10 MTS.	M2

MATERIALES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL MATERIALES				\$0.00

MANO DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL M. DE OBRA				\$0.00

MAQUINARIA Y EQUIPO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
EXCAVADORA CAT 320CL	HR	0.002	\$994.44	\$1.99
TOTAL MAQ. Y EQ.				\$1.99

SUMA C. DIRECTO \$1.99

INDIRECTO Y UTILIDAD 27%

0.54

PRECIO UNITARIO \$2.53

b.7.2 Corte en material tipo II

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Inciso: 2

FECHA.- FEBRERO DEL 2012.

CONCEPTO	UNIDAD
CORTE EN MATERIAL TIPO II CON EXCAVADORA CAT 320CL	M3
CON ALTURA DE TALUD DE HASTA 7 MTS, INCLUYE AFINE DE TALUD Y SELECCIÓN Y ACOMODO PARA CRIBADO.	

MATERIALES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL MATERIALES				\$0.00

MANO DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL M. DE OBRA				\$0.00

MAQUINARIA Y EQUIPO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
EXCAVADORA 320 CL EN CORTE	HR	0.0257	\$996.44	\$25.61
EXCAVADORA 320CL EN SELECC.	HR	0.0099	\$996.44	\$9.86
TOTAL MAQ. Y EQ.				\$35.47

SUMA C. DIRECTO \$35.47

INDIRECTO Y UTILIDAD 27%

9.58

PRECIO UNITARIO \$45.05

b.7.3 Corte en material tipo III

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Inciso: 3

FECHA.- FEBRERO DEL 2012.

CONCEPTO	CORTE EN MATERIAL TIPO III CON EXCAVADORA CAT 320CL	UNIDAD
Y MARTILLO HIDRAULICO CAT H 130 INCLUYE PERFILADO DE TALUD Y AFINE DEL PISO.		M3

MATERIALES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL MATERIALES				\$0.00

MANO DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL M. DE OBRA				\$0.00

MAQUINARIA Y EQUIPO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
EXCAVADORA CAT 320 CL CON KIT	HR	0.1818	\$1,242.78	\$225.94
MARTILLO HIDRAULICO CAT H130	HR	0.1818	\$490.49	\$89.17
TOTAL MAQ. Y EQ.				\$315.11

SUMA C. DIRECTO \$315.11

INDIRECTO Y UTILIDAD 27%

85.07

PRECIO UNITARIO \$400.18

b.7.4 Cribado de material producto de corte

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Inciso: 4

FECHA.- FEBRERO DEL 2012.

CONCEPTO	UNIDAD
CRIBADO DE MATERIAL PRODUCTO DE CORTE CON EXCAV.	
320CL Y CRIBA DE 1" PARA UTILIZACION EN RELLENOS COMPACTADOS Y LA PIEDRA EN MUROS DE CONTENCIÓN.	

MATERIALES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE

TOTAL MATERIALES \$0.00

MANO DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE

TOTAL M. DE OBRA \$0.00

MAQUINARIA Y EQUIPO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
EXCAVADORA 320 CL	HR	0.0283	\$996.44	\$28.20
CRIBA METALICA DE 1"	PZA	0.0001		\$3.50

TOTAL MAQ. Y EQ. \$31.70

SUMA C. DIRECTO \$31.70

INDIRECTO Y UTILIDAD 27%

8.56

PRECIO UNITARIO \$40.26

b.7.5 Hacer piedra a tamaño para muro

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Inciso: 5

FECHA.- FEBRERO DEL 2012.

CONCEPTO	HACER PIEDRA A TAMAÑO PARA MURO CON EXCAVADORA	UNIDAD
CAT 320 CL CON MARTILLO HID. CAT H I 30 CON DIAMETRO MEDIO DE 35 CMS.		

MATERIALES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL MATERIALES				\$0.00

MANO DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL M. DE OBRA				\$0.00

MAQUINARIA Y EQUIPO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
EXCAVADORA CAT 320CL CON KIT	HR	0.0692	\$1,242.78	\$86.00
MARTILLO HIDRAULICO CAT H I 30	HR	0.0692	\$490.49	\$33.94
TOTAL MAQ. Y EQ.				\$119.94

SUMA C. DIRECTO \$119.94

INDIRECTO Y UTILIDAD 27%

32.38

PRECIO UNITARIO \$152.32

b.7.6 Carga y acarreo fuera de obra material de desmonte

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Inciso: 6

FECHA.- FEBRERO DEL 2012.

CONCEPTO	CARGA Y ACARREO FUERA DE OBRA DE MATERIAL DE DES-	UNIDAD
MONTE, CON RETROEXCAVADORA CAT 416D 4X4 Y CAMION VOLTEO DE 8 M3 DE CAPACIDAD.		

MATERIALES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE

TOTAL MATERIALES \$0.00

MANO DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE

TOTAL M. DE OBRA \$0.00

MAQUINARIA Y EQUIPO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
RETROEXCAVADORA CAT 416D 4X4	HR	0.0191	\$504.74	\$9.64
CAMION VOLTEO 8 M3, TARIFA LOCAL	M3	1.4000	\$80.00	\$112.00

TOTAL MAQ. Y EQ. \$121.64

SUMA C. DIRECTO \$121.64

INDIRECTO Y UTILIDAD 27%

32.84

PRECIO UNITARIO \$154.48

b.7.7 Carga y acarreo interno de material producto de corte

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Inciso:

7

FECHA.- FEBRERO DEL 2012.

CONCEPTO	CARGA Y ACARREO INTERNO DE MATERIAL PRODUCTO DE	UNIDAD
CORTE A UNA DISTANCIA PROMEDIO DE 2 KM, CON RETROEXCAVADORA		
CAT 416D 4X4 Y ACARREO EN CAMION VOLTEO DE 8 M3 DE CAPACIDAD.		

MATERIALES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL MATERIALES				\$0.00

MANO DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
TOTAL M. DE OBRA				\$0.00

MAQUINARIA Y EQUIPO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
RETROEXCAVADORA CAT 416D 4X4	HR	0.0191	\$504.73	\$9.64
CAMION VOLTEO 8 M3 TARIFA LOCAL	M3	1.3000	\$20.00	\$26.00
TOTAL MAQ. Y EQ.				\$35.64

SUMA C. DIRECTO

\$35.64

INDIRECTO Y UTILIDAD 27%

9.62

PRECIO UNITARIO

\$45.26

b.7.10) Excavación en zanja para muro

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Inciso: 10

FECHA.- FEBRERO DEL 2012.

CONCEPTO	EXCAVACION EN ZANJA DE 1.00 A 2.50 MTS. DE ANCHO Y PROFUNDIDAD DE 1.00 A 4.50 MTS. CON EXCAVADORA CAT 320 CL REZAGA A UN COSTADO DE LA EXCAVACION.	UNIDAD
		M3

MATERIALES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE

TOTAL MATERIALES \$0.00

MANO DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE

TOTAL M. DE OBRA \$0.00

MAQUINARIA Y EQUIPO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
EXCAVADORA CAT 320CL	HR	0.0434	\$996.44	\$43.25

TOTAL MAQ. Y EQ. \$43.25

SUMA C. DIRECTO \$43.25

INDIRECTO Y UTILIDAD 27%

11.68

PRECIO UNITARIO \$54.92

El presupuesto queda integrado de acuerdo a lo siguiente.

JUAN MORENO LAGOS					
CONSTRUCCION EN GENERAL					
SAN JOSE DEL CABO, B.C. SUR NOVIEMBRE 16 DEL 2011.					
ATN. ING. VINICIO SOBERANES					
PEDREGAL CABO SAN LUCAS, B.C. SUR					
POR ESTE MEDIO, ENVIO A USTED PRESUPUESTO RELATIVO A LA CONSTRUCCION DE TERRACERIAS DE VIALIDAD EJE 4, DE SU PROYECTO CAMINO AL CIELO EL CUAL SE DETALLA A CONTINUACION.					
	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.-	DESMONTE DE ARBUSTOS	M2	3,900.00	2.53	9,867.00
2.-	CORTE DE MATERIAL TIPO II	M3	10,536.86	45.05	474,685.54
3.-	CORTE DE MATERIAL TIPO III	M3	3,545.62	400.18	1,418,886.21
4.-	CRIBADO DE MATERIAL PRODUCTO DE CORTE PARA MATERIAL DE RELLENO COMPACTADO Y PIEDRA.	M3	2455.20	40.26	98,846.35
5.-	HACER PIEDRA CON EQUIPO AL TAMAÑO PARA MURO.	M3	1460.00	152.32	222,387.20
6.-	CARGA Y ACARREO FUERA DE OBRA MAT. DESMONTE. V. SUELTO.	M3	134.40	154.48	20,762.11
7.-	CARGA Y ACARREO INTERNO DE MATERIAL DE CORTE V. SUELTO.	M3	13,697.92	45.26	619,967.86
8.-	RELLENO COMPACTADO MAT. CRIBADO AL 90 % PROCTOR STD.	M3	0.00	98.50	0.00
9.-	CARGA Y ACARREO MAT. PARA RELLENO A VOLTEO, INC. TENDIDO.	M3	0.00	52.50	0.00
10.-	EXCAVACION EN ZANJA MAT. TIPO II PARA CIMENTACION MURO.	M3	960.00	54.92	52,723.20
				TOTAL	2,918,125.48
				IVA	320,993.80
				IMPORTE \$	3,239,119.28
SE REQUIERE UN ANTICIPO AL INICIO DE LOS TRABAJOS DEL 25 %, LA DURACION DE LOS MISMOS SERA DE 8.5 MESES, SE CONSIDERO 75 % MATII Y 25 % TIPO III, NO SE CONSIDERA ACARREO INTERNO DE PIEDRA, EL VOLUMEN DE RELLENO COMPACTADO SE DETERMINARA EN CAMPO.					
SIN OTRO PARTICULAR, QUEDO A SUS ORDENES PARA CUALQUIER ACLARACION AL RESPECTO.					
ATENTAMENTE.					
JUAN MORENO LAGOS.					
CALLEJON S/N S/N COL. 1 DE MAYO SAN JOSE DEL CABO, B.C.S.					
TEL-FAX 14 2 09 80 CEL. 044 624 12 5 82 70					

3.13 PROGRAMA DE OBRA. Es el calendario de ejecución de los conceptos del presupuesto de obra, y se utilizan para controlar la construcción en proceso. Las técnicas de programación más usuales son:

Critical Path Method (CPM). Establece secuencia de actividades. Se confecciona para programar la obra y determinar la trayectoria crítica para la ejecución de las actividades.

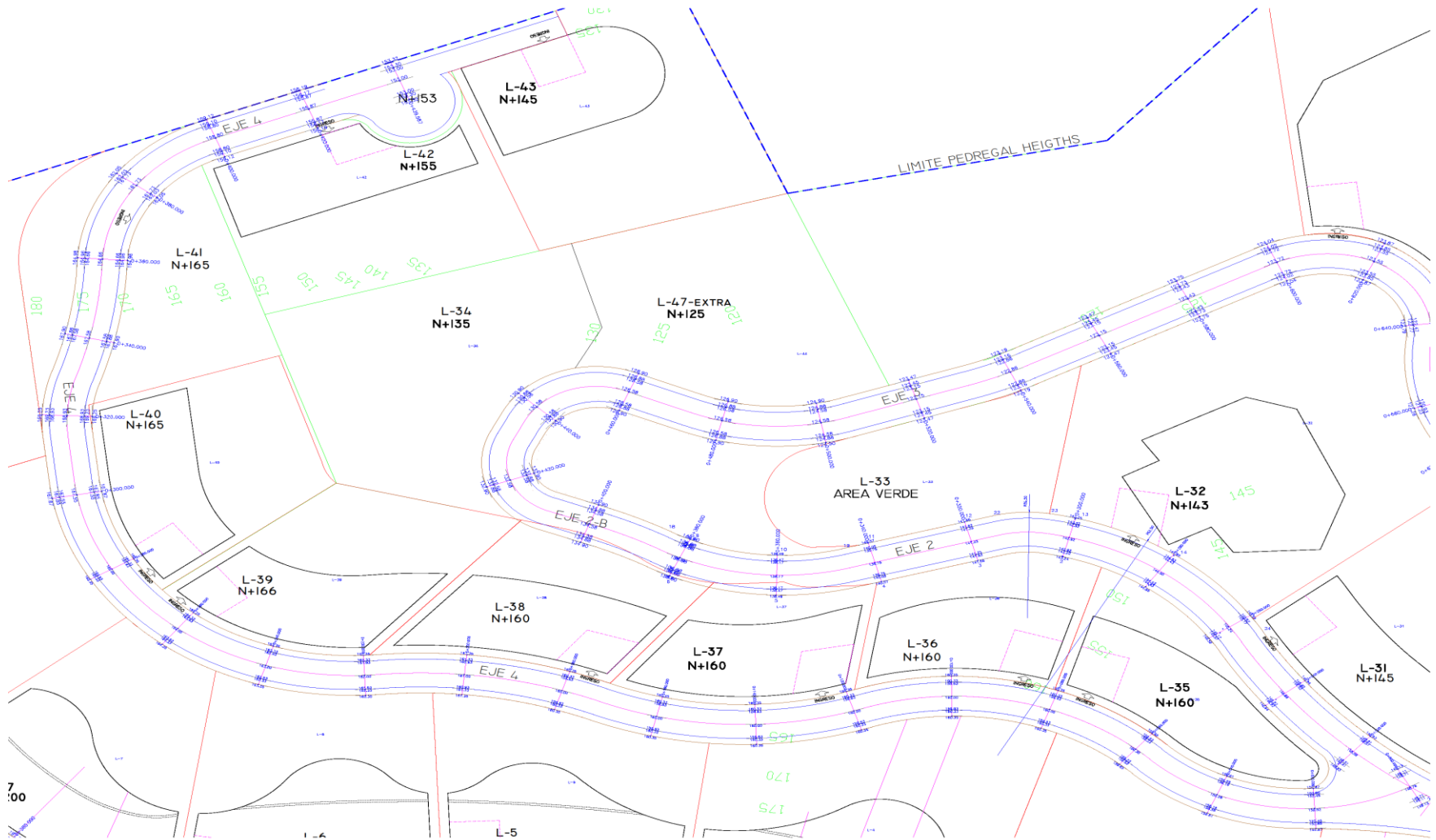
Program Evaluation and Review Technics (PERT). Evolución del sistema CPM, en que se le da un enfoque probabilístico a la duración de las actividades.

Diagrama de Barras (GANTT). Se confecciona generalmente a partir de un CPM o PERT, su función es fijar fechas reales de ejecución y controlar el avance de la obra. No indica interrelación de actividades. No se pueden establecer cuáles son las actividades críticas para la duración del proceso.

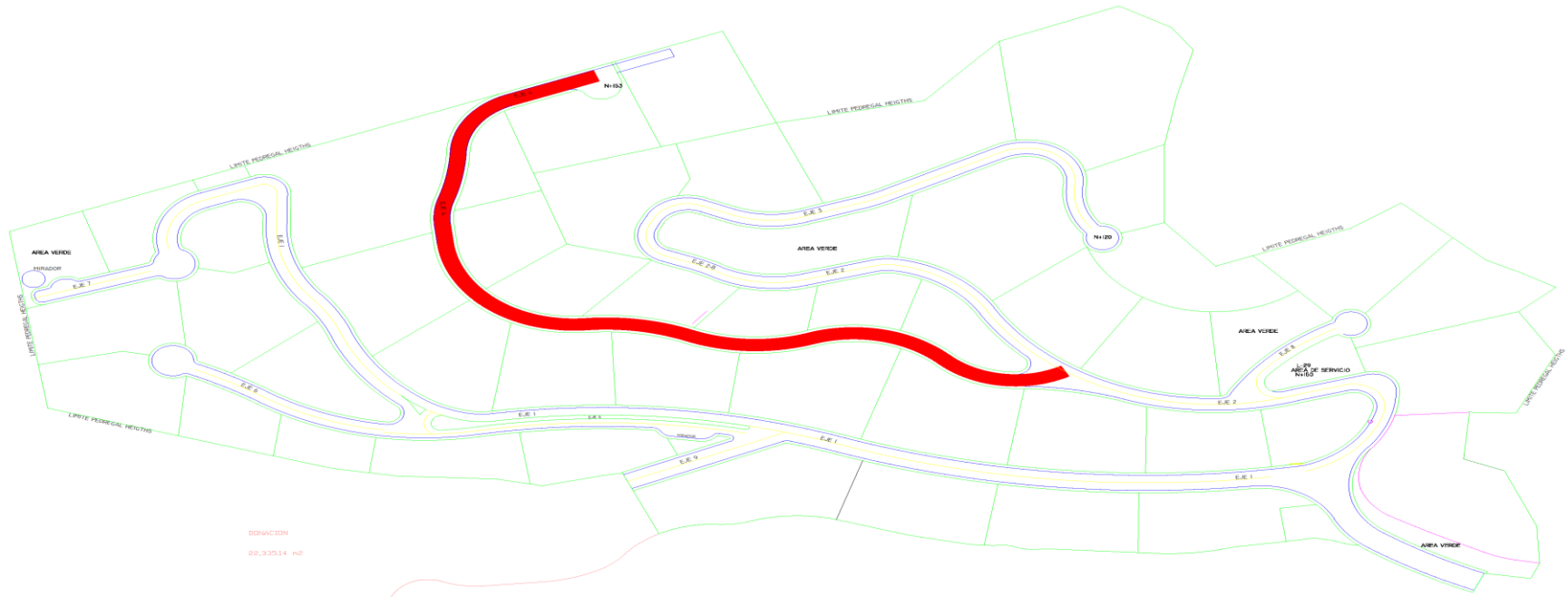
Programa de obra.

Partiendo del tiempo de ejecución dado en el presupuesto el programa general queda de la siguiente forma.

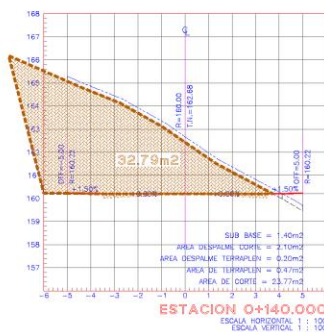
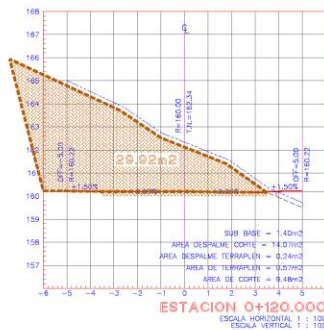
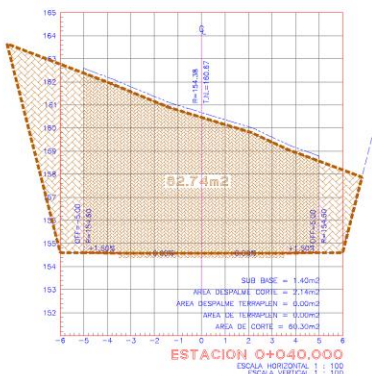
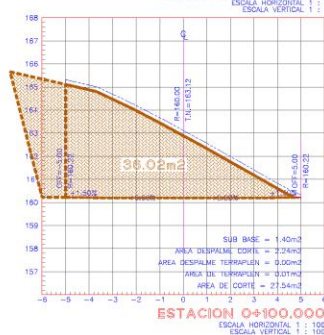
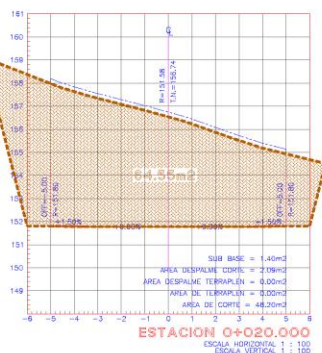
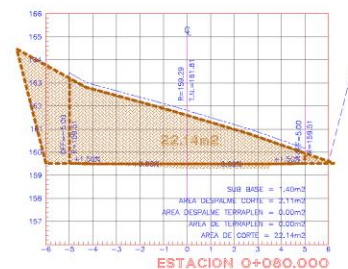
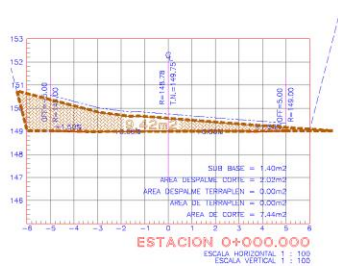
PLANTA VIALIDAD EJE 4 HEIGHTS.



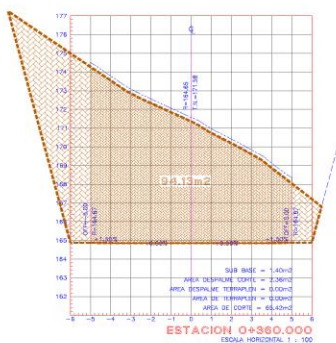
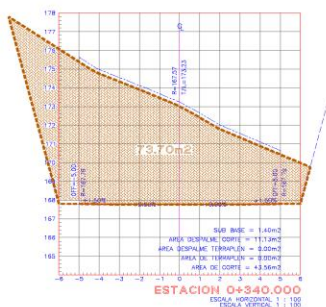
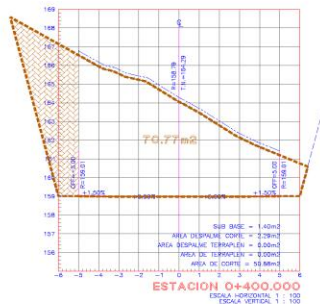
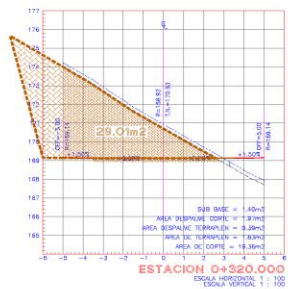
PLANTA DE CONJUNTO PROYECTO VIALIDADES HEIGHTS.



SECCIONES TRANSVERSALES VIALIDAD EJE 4.



SECCIONES TRANSVERSALES VIALIDAD EJE 4.



CAPITULO 4.

4. PLANEACION. Es la determinación de lo que va a hacerse, incluye decisiones de importancia, como el establecimiento de políticas, objetivos, redacción de programas, definición de métodos específicos, procedimientos y el establecimiento de células de trabajo y otras más.

4.1 VOLUMETRIA. Son los volúmenes de obra a ejecutar, su cuantificación se lleva a cabo por los parámetros especificados en el proyecto topográfico. Para efectos de esta obra los volúmenes quedaron determinados en el presupuesto.

Con estos volúmenes y con el tiempo especificado programa general, así como con los frentes que sea posible atacar queda establecido el programa de obra.

4.2 PROGRAMA DE MAQUINARIA Y EQUIPO. Está determinado por el tiempo de ejecución, los rendimientos del equipo considerado y los frentes que sean óptimos atacar.

Para elaborar el programa de maquinaria y equipo, determinamos la explosión de horas de cada equipo utilizado en la obra, el cual queda de la forma siguiente.

EXPLOSION DE HORAS EQUIPOS							
OBRA.- EJE 4							
LUGAR.- PEDREGAL CABO SAN LUCAS, B.C. SUR							
	CONCEPTO	U	CANTIDAD PRESUP.	RENDI- MIENTO	TOTAL HORAS	EQUIPO	
1	DESMONTE Y DESPALME	M2	3,900.00	0.002	7.80	HRS EXCAVADORA 320 CL	
2	CORTE MATERIAL TIPO II	M3	10,536.86	0.0356	375.11	HRS EXCAVADORA 320 CL	
3	CORTE MATERIAL TIPO III	M3	3,545.62	0.1818	644.59	HRS EXCAVADORA 320 CL C/ KIT	
			3,545.62	0.1818	644.59	HRS MARTILLO HID. CAT 130HS	
4	CRIBADO DE MATERIAL P. DE CORTE	M3	2,455.20	0.0283	69.48	HRS EXCAVADORA 320 CL	
5	HACER PIEDRA CON EQUIPO	M3	1,460.00	0.0692	101.03	HRS EXCAVADORA 320 CL C/ KIT	
			1,460.00	0.0692	101.03	HRS MARTILLO HID. CAT 130HS	
6	CARGA Y ACARREO F. DE OBRA	M3	134.40	0.0191	2.57	HRS RETROEXC. CAT 416D 4X4	
			134.40	1.00	134.40	M3 SUELTOS FLETES	
7	CARGA Y ACARREO INTERNO MAT.	M3	13,697.92	0.0191	261.63	HRS RETROEXC. CAT 416D 4X4	
			13,697.92	1.00	13697.92	M3 SUELTOS FLETES	
8	RELLENO COMPACTADO AL 90 %	M3	0.00		0.00		
9	CARGA Y ACARREO MAT. P/RELL.	M3	0.00		0.00		
10	EXCAVACION EN ZANJA	M3	960.00	0.0434	41.66	HRS EXCAVADORA 320 CL	

4.3 PROGRAMA DE SUMINISTROS. Está determinado por las actividades a ejecutar con los horarios óptimos de entrega-recepción.

Para elaborar el programa de suministro determinamos la explosión de insumos, el cual queda determinado de la siguiente manera.

EXPLOSION DE INSUMOS										
OBRA. EJE 4										
LUGAR. CABO SAN LUCAS, B.C. SUR.										
	EQUIPO	TOTAL	DIESEL	ACEITE	OPERACIÓN		TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL
		HORAS	G/HR	G/HR	G/HR	LLANTAS	DIESEL	ACEITE	OPERACIÓN	LLANTAS
1	EXCAVADORA CAT 320 CL									
	DESMONTE	7.80								
	CORTE MAT. TIPO II	375.11								
	CRIBADO MATERIAL	69.48								
	EXCAVACION ZANJA	41.66								
	TOTAL	494.05	22.08	0.5452			10908.62	269.36	0.00	
2	EXCAVADORA 320 CL									
	CON LINEAS HID.									
	CORTE MATERIAL TIPO III	644.59								
	HACER PIEDRA	101.03								
	TOTAL	745.62	26.5	0.5452			19758.93	406.51	0.00	
3	MARTILLO HID. 130HS									
	CORTE MATERIAL TIPO III	644.59								
	HACER PIEDRA	101.03								
	TOTAL	745.62								
4	RETROEXC. CAT 416D									
	CARGA MAT, DESPALME	2.57								
	CARGA MAT CORTE	261.63								
	TOTAL	264.20	9.00	0.26		0.0006	2377.8	68.69	0.00	0.1218
5	FLETES									
	MATERIAL DESPALME	134.40								
	MATERIAL CORTE	13,697.92								
	TOTAL	13832.32								
						TOTALES	33045.35	744.56	0.00	0.1218

OBRA. EJE 4																																														
LUGAR. CABO SAN LUCAS, B.C. SUR.																																														
PROGRAMA DE SUMINISTROS																																														
No	CONCEPTO	INICIO	FIN	DURACION		VOL	FEBRERO				MARZO					ABRIL				MAYO					JUNIO				JULIO				AGOSTO					SEPTIEMBRE				OCTUBRE				
				SEM	HRS		4	1	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	1	2	3	4	5			
1	EXCAVADORA 320 CL	30-Ene	07-May	14.11	494.05	10,908.62	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8	772.8							
2	EXCAV. 320CL C/MARTILLO	08-May	04-Oct	21.3	745.62	19,758.93																																								
3	RETROEXCAVADORA 416D	30-Ene	19-Feb	7.55	264.2	2,377.80	316	316	316																																					
		27-Feb	11-Mar																																											
		02-Abr	18-Abr																																											
TOTALES						33,045.35	0	1087.8	1087.8	1087.8	772.8	1087.8	1087.8	772.8	772.8	772.8	1087.8	1087.8	945.6	772.8	772.8	1016.92	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	927.5	281.43	33045.35				

4.4 PROGRAMA DE MANO DE OBRA. ES EL ESTABLECIDO POR LOS RENDIMIENTOS DE LAS ACTIVIDADES A EJECUTAR.

OBRA. EJE 4																																																			
LUGAR. CABO SAN LUCAS, B.C. SUR.																																																			
PROGRAMA DE MANO DE OBRA																																																			
No	CONCEPTO	INICIO	FIN	DURACION		DIAS	FEBRERO					MARZO					ABRIL				MAYO					JUNIO				JULIO				AGOSTO					SEPTIEMBRE					OCTUBRE					TOTAL		
				SEM	DIAS		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5								
1	OPERADOR EQUIPO MAYOR	30-Ene	04-Oct			216	1	10																																											
							2																																												

4.5 PROGRAMA DE EGRESOS. SON LOS COSTOS DE LAS ACTIVIDADES PARA LA EJECUCION DE LA OBRA.

4.6 LOCALIZACION FRENTES DE CONSTRUCCION. Identificación de los frentes que sea optimo atacar para cumplir con el programa de obra.

4.7 CAMINO DE ACCESO Y CIRCULACION. Debido a que las actividades se ejecutan por diferentes contratistas es muy importante definir los horarios de uso, para evitar tiempos perdidos u ociosos de los equipos de trabajo que intervienen en la ejecución de la obra.

4.8 SEGURIDAD. Este equipo es el encargado de vigilar que se cumplan los horarios de uso del camino de acceso y evitar que personal ajeno a la obra ingrese al área, así como personal que pertenece a la obra no invada áreas que no corresponden a su frente de trabajo.

Para efectos de ésta obra, la seguridad queda a cargo del personal de la empresa propietaria y está definido por lo siguiente.

a) El camino de acceso se utilizará de la siguiente manera y con los horarios preestablecidos de acuerdo a:

a.1 Horario para trabajo del personal de obra es de 7.00 a 13.00 y de 14 a 17.00 hrs.

a.2 Horario de trabajo de maquinaria y equipo es de las 9.00 a 13.00 y de 14.00 a 17.00 hrs.

a.3 Horario de suministro de materiales para muro de contención es de 7.30 a 8.45 y de 13.05 a 13.50 hrs.

a.4 Horario de suministro de combustibles y lubricantes para maquinaria y equipo es de 17.15 a 18.30 hrs.

a.5 Horario de mantenimiento de maquinaria y equipo de 7.00 a 8.45 hrs.

a.6 Horario de circulación de camiones para acarreo de material producto de corte, material cribado y piedra para muro de 9.00 a 13.00 y de 14.00 a 17.00 hrs.

CAPITULO 5

5. CONSTRUCCION.

5.1 DESCRIPCION DEL PROCESO CONSTRUCTIVO. Está determinado por las siguientes actividades.

a) Trazo y nivelación por parte de la empresa propietaria.

b) Inicio desmonte de arbustos en el cual, se utiliza la excavadora CAT 320CL por el alcance del brazo el cual es de 9 m.

c) Corte en material tipo II en cual se ejecuta con una excavadora CAT 320 CL por lo siguiente:

c.1 El material producto de corte no debe rodar hacia la pendiente baja de la sección transversal.

Se corta una sección de ancho aproximado de 5 m. con el fin de dar acceso para la construcción del muro de contención.



Foto 5.1 Corte de ancho aproximado de 5 m.

c.2 Se ejecuta el corte y la carga directa lo que permite mayor avance en la construcción del acceso.



Foto 5.2 Corte y carga directa material tipo II.

c.3 Se puede ejecutar la selección de material y hacer bancos de material para cribado posterior.



Foto 5.3 Cribado de material para piedra y material de relleno compactado.

c.4 Se ejecuta la excavación para la cimentación muro de contención de los cadenamientos finales al inicio, esto con el fin de no cortar el acceso para la construcción del muro de contención.

c.5 Se ejecuta el corte de material tipo II en todo lo ancho de la sección, se selecciona en material que tenga material tipo III y se criba para suministro de piedra para muro y material para relleno compactado. Este corte se inicia en el cadenamamiento 0+000.



Foto 5.4 corte material II.



Foto 5.5 Carga de material tipo II.

d) corte de material tipo III se ejecuta con excavadora CAT 320CL CON MARTILLO HIDRAULICO H130 en todo lo ancho de la sección transversal.



Foto 5.6 Corte en material tipo III.

d.1 Se ejecuta corte de material tipo III, y se lleva a cabo el concepto de hacer piedra a tamaño para muro. Así mismo conforme se avance, se afinan niveles de piso y talud.



Foto 5.7 Hacer piedra a tamaño para muro y afine de talud.

d.2 Se carga y acarrea piedra para muro o para almacenamiento en lugar indicado por la empresa propietaria.



Foto 5.8 Carga y acarreo de piedra para muro.

5.2 DEPARTAMENTO DE PRODUCCION. Esta área es la encargada de la ejecución física de la obra por lo tanto cada día deberá verificar lo siguiente.

- a) Verificar que la maquinaria quede cargada con el diesel necesario para el siguiente turno.
- b) Mantenimiento preventivo de la maquinaria antes del inicio del turno.
- c) Que los suministros de materiales para construcción del muro de contención, se hagan de acuerdo a los horarios programados para evitar interferencia con el inicio de turno de la maquinaria utilizada.
- d) Que los equipos trabajen en los tramos asignados de acuerdo al programa de obra.
- e) Que los camiones para los acarreos estén de acuerdo al programa de obra.
- f) Programación de ejecución de volúmenes adicionales y extraordinarios por ejecutar.
- g) Solucionar cualquier imprevisto que se presente durante la ejecución de la obra y hacer los ajustes necesarios para evitar atraso en el programa de obra.

5.3 DEPARTAMENTO DE CONTROL DE OBRA. Área en donde se lleva el control del avance físico de la obra, así como los volúmenes adicionales y extraordinarios a ejecutar, además de vigilar que el costo del avance se encuentre dentro de los montos establecidos en programa de acuerdo a lo siguiente:

- a) Control de avance programado contra avance físico.
- b) Control de volúmenes adicionales y extraordinarios.

- c) Control de costo programado contra costo ejecutado.
- d) Elaboración y presentación de estimaciones.
- e) Determinación de los montos adicionales y extraordinarios a ejecutar, así como trámite para autorización por parte del cliente.
- f) Elaboración de reportes semanales para presentación y evaluación.

5.4 DEPARTAMENTO DE CONTROL DE CALIDAD. Area en donde se verifica que la obra ejecutada cumpla con los estándares de calidad especificados.

- a) pruebas de compactación.

5.5 BITACORA DE OBRA. Es el instrumento técnico que constituye el medio de comunicación entre las partes que formalizan un contrato, en el cual se registran los asuntos y eventos importantes que se presenten durante la ejecución de los trabajos.

A continuación se describen los artículos de la LOPSRM, referentes a la bitácora de obra.

Artículo 93.- *El uso de la bitácora es obligatorio* en cada uno de los contratos de obras y servicios. Su elaboración, control y seguimiento se hará por medios remotos de comunicación electrónica, conforme a las disposiciones de este Reglamento, así como las que emita la Secretaría de la Función Pública.

La elaboración, control y seguimiento de la bitácora podrá llevarse por medios de comunicación convencional cuando las dependencias y entidades soliciten autorización a la Secretaría de la Función Pública, en aquellos casos en que por virtud del sitio donde se realicen los trabajos existan dificultades tecnológicas que impidan llevar la bitácora a través de medios remotos de comunicación electrónica.

Asimismo, la Secretaría de la Función Pública podrá autorizar a las dependencias y entidades que realicen de manera ocasional obras y servicios, el uso de la bitácora por medios de comunicación convencional.

La información contenida en la bitácora podrá ser consultada por la Secretaría de la Función Pública en el ejercicio de sus facultades de inspección, vigilancia y control.

Artículo 94.- La bitácora se ajustará por las dependencias y entidades atendiendo al medio de comunicación a través del cual se opere, y deberá considerar en lo aplicable, como mínimo lo siguiente:

- I. Las hojas originales y sus copias deben estar siempre foliadas y estar referidas al contrato de que se trate.
- II. Se debe contar con un original para la dependencia o entidad y al menos dos copias, una para el contratista y otra para la residencia de obra o la supervisión;
- III. Las copias deberán ser desprendibles no así las originales.
- IV. ***El contenido de cada nota deberá precisar***, según las circunstancias de cada caso: número, clasificación, fecha, descripción del asunto, y en forma adicional ubicación, causa, solución, prevención, consecuencia económica, responsabilidad si la hubiere, y fecha de atención, así como la referencia, en su caso, a la nota que se contesta.

Artículo 95.- Para el uso de la bitácora, las dependencias y entidades así como el contratista deberán observar, atendiendo al medio de comunicación a través del cual se opere, ***las siguientes reglas generales:***

- I. Se deberá iniciar con una nota especial relacionando como mínimo la fecha de apertura, datos generales de las partes involucradas, nombre y firma del personal autorizado, domicilios y teléfonos, datos particulares del contrato y alcances descriptivos de los trabajos y de las características del sitio donde se desarrollarán; la inscripción de los documentos que identifiquen oficialmente al residente de obra y en su caso al supervisor, así como al superintendente por parte de la contratista, quienes serán los responsables para realizar registros en la bitácora, indicando, en su caso, a quien o quienes se autoriza para llevar a cabo dichos registros.
- II. Todas las notas deberán numerarse en forma seriada y fecharse consecutivamente respetando, sin excepción, el orden establecido.
- III. Las notas o asientos deberán efectuarse claramente, con tinta indeleble, letra legible.
- IV. Cuando se cometa algún error de escritura, de intención o redacción, la nota deberá anularse por quien la emita, abriendo de inmediato otra nota con el número consecutivo que le corresponda y con la descripción correcta.
- V. La nota cuyo original y copias aparezcan con tachaduras y enmendaduras, será nula.
- VI. No se deberá sobreponer ni añadir texto alguno a las notas de bitácora, ni entre renglones, márgenes o cualquier otro sitio, de requerirse, se deberá abrir otra nota haciendo referencia a la de origen.
- VII. Se deberán cancelar los espacios sobrantes de una hoja al completarse el llenado de las mismas.
- VIII. Una vez firmadas las notas de la bitácora, los interesados podrán retirar sus respectivas copias.

- IX. Cuando se requiera, se podrán validar oficios, minutas, memoranda y circulares, refiriéndose al contenido de los mismos, o bien, anexando copias.
- X. Deberá utilizarse la bitácora para asuntos trascendentes que deriven de la ejecución de los trabajos en cuestión.
- XI. Todas las notas deberán quedar cerradas y resueltas, o especificarse que su solución será posterior, debiendo en este último caso, relacionar la nota de resolución con la que le dé origen.
- XII. El cierre de la bitácora, se consignará en una nota que dé por terminados los trabajos.

Artículo 96.- Para cada una de las bitácoras se deberá especificar y validar el uso de este instrumento, precisando como mínimo los siguientes aspectos, los cuales deberán asentarse inmediatamente después de la nota de apertura.

- I. Horario en el que se podrá consultar y asentar notas, el que deberá coincidir con las jornadas de trabajo de campo.
- II. Establecer un plazo máximo para la firma de las notas, debiendo acordar las partes que se tendrán por aceptadas vencido el plazo.
- III. Prohibir la modificación de las notas ya firmadas, así sea por el responsable de la anotación original.

Establecer la obligación de asentar en la bitácora los aspectos relativos a la revisión y autorización de estimaciones, números generadores, cantidades adicionales o conceptos no previstos en el contrato, así como lo relacionado a las normas de seguridad, higiene y protección al ambiente que deban implementarse.

En los casos en que la elaboración, control y seguimiento de la bitácora se realice por medios de comunicación convencionales en los términos del segundo párrafo del artículo 93 del presente Reglamento, ésta deberá permanecer en la residencia de obra, a fin de que las consultas requeridas se efectúen en el sitio, sin que la bitácora pueda ser extraída de lugar de los trabajos.

Artículo 97.- Por lo que se refiere a **CONTRATOS DE SERVICIOS**, la bitácora deberá contener como mínimo las modificaciones autorizadas a los alcances del contrato, las ampliaciones o reducciones de los mismos y los resultados de las revisiones que efectúe la dependencia o entidad, así como las solicitudes de información que tenga que hacer el contratista, para efectuar las labores encomendadas.

Artículo 97A.- la elaboración, control y seguimiento de la bitácora por medios remotos de comunicación electrónica requerirá:

- I. La existencia del programa informático relativo para el uso de la bitácora, el cual será autorizado por la Secretaría de la Función Pública y deberá garantizar la inalterabilidad de la información que se registre.
- II. El medio de identificación electrónica.
- III. La certificación del medio de identificación electrónica.

Artículo 103.- En los contratos a base de precios unitarios se tendrán por autorizadas las estimaciones que las dependencias y entidades omitan resolver respecto de su procedencia, dentro del término que para tal efecto dispone el artículo 54 de la Ley.

En todos los casos, el residente de obra deberá hacer constar en la bitácora, la fecha en que se presentan las estimaciones.

En el caso de que el contratista no presente las estimaciones en el plazo establecido en el artículo 54 de la Ley, la estimación correspondiente se presentará en la siguiente fecha de corte, sin que ello dé lugar a la reclamación de gastos financieros por parte del contratista.

Políticas, Bases y Lineamientos.

18.1.- En la bitácora se consignaran, durante el desarrollo de la obra o servicio, las modificaciones al proyecto ejecutivo y/o a los anexos del contrato, asimismo se registrarán los acontecimientos relevantes para las partes contratantes.

La elaboración, control y seguimiento de la bitácora se hará por medios de comunicación convencionales, en tanto la Secretaría de la Función Pública emite las disposiciones generales para la utilización de la bitácora electrónica, conforme lo establecen los artículos 93 y 97A del Reglamento de la Ley.

Supervisión por terceros.

Artículo 86 del RLOPSRM.- Las funciones de la Supervisión serán las que a continuación se señalan:

IV.- Registro en la bitácora de los avances y aspectos relevantes durante la ejecución de la obra con la periodicidad que se establezca en el contrato.

Residente del servicio

Superintendente del servicio

Para esta obra en particular las notas más relevantes son:

Autorización de los volúmenes de relleno compactado a ejecutar.

Autorización de volumen de piedra cargado y acarreado.

Autorización de programa de obra adicional y extraordinaria.

5.6 TERMINACION DE OBRA.

a) Queda establecida por acta de entrega –recepción de acuerdo al siguiente formato.

ACTA DE ENTREGA RECEPCIÓN DE OBRA

CONTRATO No.

En Cabo San Lucas, B.C. Sur siendo las ----- hrs. del día ----- de 2012 compareciendo a éste acto el Ing. _____ representado a la empresa propietaria, por otro lado el Contratista representada por el Ing. _____, a efecto de recibir la Obra (nombre de la obra), ubicada en (calles y colonia), que fue terminada el día _____ de 2012, misma que fue ejecutada conforme a los planos, proyectos, especificaciones, programas de ejecución y suministro de material y mano de obra del presupuesto autorizado en el Contrato No. _____.

Contando con () estimación (es) o memoria (as) aprobada (as), con un monto de:

Total estimado:

Con un importe contratado por:

Para garantizar la buena calidad de la obra quedará vigente la Fianza No. _____ de Vicios Ocultos de el contratista (nombre de la afianzadora) . Entregada por “El Contratista” con la que se garantizan los Vicios Ocultos que pudieran surgir de la obra que se ejerció, desde ese momento y por el término de un año, al cual si no se presentara responsabilidad alguna a cargo de “El Contratista”, quedará cancelada en forma automática.

Por el contratista.

Por la empresa propietaria.

b) Con el acta de entrega recepción de procede a elaborar el finiquito de obra, el cual comprende lo siguiente:

b.1 Volúmenes con sus respectivos importes del total de obra contratada.

b.2 Volúmenes con sus respectivos importes del total de obra adicional, con sus respectivas autorizaciones vía oficio y notas de bitácora.

b.3 Volúmenes con sus respectivos importes del total de obra extraordinaria, con sus respectivas autorizaciones vía oficio y nota de bitácora.

b.4 Elaboración y presentación de estimación de finiquito de obra.

CAPITULO 6

6. CONCLUSIONES.

En el presente trabajo se expone la importancia que tiene el estudio y diseño de los elementos que integran un proyecto de terracerías para recibir un pavimento, así como también los elementos que constituyen el pavimento.

En la actualidad en la mayor parte del territorio nacional, se construyen pavimentos flexibles que a la primer lluvia quedan dañados de manera importante; en cuanto a pavimentos rígidos estos presentan fallas dentro de los 5 primeros años de vida, esto no puede ser admisible en un país como el nuestro, donde falta infraestructura en todos los rubros y se destinan recursos para corregir las fallas que presentan estos pavimentos de manera recurrente, sin que la ninguna asociación civil del ramo correspondiente diga o haga nada.

En el capítulo de planeación, se trata de exponer la importancia que tiene este proceso para la ejecución de la obra, ya que sin un antecedente como son los programas de obra, de maquinaria y equipo, suministros y egresos, no se puede vigilar y en su momento hacer los ajustes correspondientes.

En la parte del proceso constructivo se expone, el porqué la utilización de determinado equipo para la construcción de esta obra en particular, lo que se trata de explicar es que, en cada obra debe de hacerse la consideración para utilizar el equipo más eficiente y de menor costo, de acuerdo al proceso a ejecutar.

Uno de los puntos más importantes en el proceso constructivo, es el manejo de la bitácora de obra, ya que es el instrumento legal para autorización de cambios en la construcción, de volúmenes excedentes, de volúmenes extraordinarios, así como de eventos que retrasen el programa de obra principalmente.

Otro concepto que es importante tener en cuenta es la elaboración de números generadores, así como su autorización correspondiente para la presentación de las estimaciones de los avances ejecutados, ya que los atrasos en los cobros de las mismas implicarían un financiamiento que para esta obra en particular no está contemplado en el análisis de indirectos.

Por todo lo anterior podemos notar la importancia que tiene el conocimiento teórico para el proyecto y diseño de una obra, pero también es fundamental conocer el proceso constructivo con el objetivo de construir obras de calidad y costo óptimo, ya que en la actualidad se construyen obras en el sector público municipal, estatal y federal con costos altos y de ínfima calidad, esto lo podemos observar en cualquier parte de nuestro país y como se menciono anteriormente sin nadie haga o diga nada.

BIBLIOGRAFIA.

1. Montes de Oca, TOPOGRAFIA
Editorial Grupo Alfa Omega Editor, Abril 1996.
2. Ruiz Vázquez / González Huesca, GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL
Editorial Limusa, 2002.
3. Juárez Badillo / Rico Rodríguez, MECANICA DE SUELOS TOMO 1 Y TOMO 2
Editorial Limusa, 2003.
4. Arias Rivera / Meza Reyna, CUADERNO DE TRABAJO DE COMPORTAMIENTO DE SUELOS
Facultad de Ingeniería, UNAM
5. Aparicio Mijares, FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE
Editorial Limusa, 1997.
6. Odum / Barret / Aguilar, FUNDAMENTOS DE ECOLOGIA
Editorial Thompson, 2006.
7. LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLOGICO Y PROTECCION AL AMBIENTE (LGEEPA)
Diario Oficial de la Federación 28 de enero de 1988.
8. NORMAS DE SERVICIOS TECNICOS, PROYECTO GEOMETRICO CARRETERAS
Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), 1984.
9. Rico Rodríguez / Hermilo del Castillo, LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES
Editorial Limusa, 2005.
10. Olivera Bustamante, ESTRUCTURACION DE VIAS TERRESTRES
Editorial CECSA, Septiembre 2004.
11. Suarez Salazar, COSTO Y TIEMPO EN EDIFICACION
Editorial Limusa 2000.
12. Aburto Valdez / Chavarri Maldonado, MOVIMIENTO DE TIERRAS TOMO I
Fundación para la enseñanza de la construcción, A.C. Mayo 1990.
13. MANUAL DE RENDIMIENTO CATERPILLAR
Caterpillar Inc. Peoria Illinois EEUU.
14. CATALOGO DE COSTOS HORARIOS MAQUINARIA, CMIC 2009.