

INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
UNIDAD PROFESIONAL ADOLFO LÓPEZ MATÉOS



**PROYECTO GEOMÉTRICO DE LA CARRETERA TLAPA DE COMONFORT -
METLATONOC, KM 15+000 AL 18+500 POR EL MÉTODO TRADICIONAL**

“PROYECTO GEOMÉTRICO DE LA CARRETERA TLAPA DE COMONFORT -
METLATONOC, KM 15+000 AL 18+500 POR EL MÉTODO TRADICIONAL.

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A N:

GARCÍA ORTEGA FÉLIX
MARTÍNEZ BECERRIL GEORGINA VERÓNICA

ASESOR: ING. RICARDO NÚÑEZ VÁZQUEZ

MÉXICO, D.F.

DICIEMBRE 2003

ÍNDICE

1 PRÓLOGO	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	2
2 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS PRELIMINARES	4
2.1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA.....	4
2.2 TRAZO, NIVEL Y SECCIONES POR EL MÉTODO TRADICIONAL.....	5
2.3 TRAZO, NIVEL Y SECCIONES FOTOGAMÉTRICOS.....	17
3 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS DEFINITIVOS	23
3.1 TRAZO DEL EJE DEFINITIVO.....	23
3.2 TRAZO DE LAS CURVAS HORIZONTALES.....	23
3.3 REFERENCIAS DE TRAZO.....	28
3.4 NIVELACIÓN DEL EJE DEFINITIVO.....	31
3.5 SECCIONES TRANSVERSALES DEL EJE DEFINITIVO.....	32
3.6 PLANOS TOPOGRÁFICOS POR COORDENADAS.....	33
4 GEOTECNIA	37
4.1 NATURALEZA, CLASIFICACIÓN Y ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL SUELO.....	37
4.2 BANCOS DE PRÉSTAMO DE MATERIAL.....	48
4.3 LOCALIZACIÓN EXPLORACIÓN Y MUESTREO.....	48
4.4 PRUEBAS DE LABORATORIO.....	59
4.5 PROCESOS DE COMPACTACIÓN EN CAMPO.....	80
4.6 REPORTE DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....	87
5 DRENAJE EN CARRETERAS	93
5.1 DRENAJE SUPERFICIAL: LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.....	93
5.2 SUBTERRÁNEO.....	94
5.3 DIFERENTES TIPOS DE OBRAS.....	94
5.4 REGULACIÓN DEL AGUA CAPILAR.....	109
5.5 DRENAJE INTERCEPTOR DE ESCURRIMIENTOS.....	110
5.6 DEDUCCIÓN DE ESCURRIMIENTOS.....	110
5.7 DISEÑO Y CÁLCULO DE OBRAS.....	111

6 PROYECTO DE SUBRASANTE.....	117
6.1 GENERALIDADES.....	117
6.2 ELEMENTOS QUE DEFINEN EL PROYECTO DE LA SUBRASANTE.....	128
6.3 CONDICIONES TOPOGRÁFICAS Y GEOTÉCNICAS.....	128
6.4 SUBRASANTE MÍNIMA.....	130
6.5 LIGA DE SUBRRASANTE.....	131
6.6 CALCULO TRADICIONAL.....	132
7 CURVA MASA.....	143
7.1 DEFINICIÓN.....	143
7.2 OBJETIVOS.....	145
7.3 COMPENSACIONES DE VOLÚMENES DE CORTE Y TERRAPLÉN.....	146
7.4 FIJACIÓN DE LA COMPENSADORA MÁS ECONÓMICA.....	148
7.5 PROCEDIMIENTO GRAFICO Y MATEMÁTICO.....	148
7.6 ACARREOS DE DISTANCIA LIBRE Y SOBRE ACARREOS.....	149
7.7 PRESTAMOS LATERALES Y DE BANCO.....	152
7.8 DESPERDICIOS Y TRATAMIENTOS DE LOS MATERIALES.....	152
7.9 MAQUINARIA Y EQUIPO UTILIZADO EN LA CONSTRUCCIÓN DE TERRACERÍAS.....	153
8 CANTIDADES DE OBRA.....	165
8.1 IMPORTANCIA DE LAS CANTIDADES DE OBRA	165
8.2 FORMACIONES DE ESTRUCTURAS Y COMPACTACIONES.....	168
8.3 ACARREOS.....	174
8.4 FUNDAMENTOS PARA LA INTEGRACIÓN DE UN PRECIO UNITARIO.....	179
9 PLANOS DEFINITIVOS.....	180
9.1 PLANTA GENERAL.....	181
9.2 PERFIL, SUBRASANTE Y CURVA MASA.....	182
10 BIBLIOGRAFÍA.....	183

1 PROLOGO

Proyectar carreteras en nuestro país, hoy implica una gran responsabilidad y un gran reto, pues la actual situación económica de México obliga más que nunca a continuar el desarrollo Nacional dentro de un marco estricto de austeridad y racionalidad en la ejecución de las obras.

El sistema de carreteras constituye el principal medio de desplazamiento de personas y bienes o productos y al mismo tiempo es un instrumento primordial para la integración social, económica y cultural de México.

Nuestra tarea nos impone que las proyectaremos en función de la normatividad vigente que nos da la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y además considerando que en el presente se le ha dado especial énfasis a los aspectos ecológicos y que las obras públicas en materia de infraestructura del transporte, pueden afectar a los ecosistemas, por lo que es necesario puntualizar la importancia del tema para que su observancia se traduzca en acciones que inciden oportuna y directamente a los actos de planeación, proyecto y construcción de las vías terrestres.

La evolución futura de las vías terrestres está condicionada por la situación económica del país, la gran cantidad de necesidades, ante la agobiante escasez de recursos económicos para atender nuevos proyectos, para mantener y conservar la infraestructura de vías terrestres, nos impone la necesidad de jerarquizar los escasos recursos de acuerdo con su importancia real.

La objetividad de esta tesis es la de proporcionar los fundamentos tanto teóricos, como técnicos que tendrán que ser comprendidos y aplicados por los aspirantes a obtener el título de Ingeniero Civil.

En el presente informe abarcaremos lo referente a: ubicación del trazo de la línea definitiva, obras de drenaje y la geotécnica del lugar considerando los problemas y características propias del sitio con la finalidad de ubicar las diversas situaciones que se consideraron para la ejecución del tramo comprendido entre el kilómetro 15+000 y el kilómetro 18+500, de la carretera Tlapa de Comonfort - Metlatonoc tomando en cuenta la importancia que tiene la construcción de esta vía.

Cabe mencionar que es importante recordar que ahora nos enfrentamos al reto de realizar más con menos recursos, lo que nos obliga a aumentar la productividad en todos los renglones y de responder al compromiso de dar soluciones a los problemas que se presentan en esta rama de la ingeniería y que se encuentra asociada directamente con el desarrollo del país.

1.1 INTRODUCCIÓN

Cada uno de los elementos que forman una carretera, se define mediante el análisis de varias alternativas en las que se comparan costos y beneficios. Si anteriormente se manejaron los costos de construcción, operación y conservación, hoy resulta indispensable incluir los costos financieros, los costos sociales y los costos ecológicos, que provocará el proyecto.

En el proyecto debe de considerarse siempre a la carretera como un conjunto que tiene tránsito variable, un desarrollo, una combinación de alineamientos y una combinación de secciones transversales que implican costos y beneficios variables con el tiempo.

Para realizar el proyecto geométrico de la vía en estudio se tomaron en cuenta los siguientes temas:

Los estudios topográficos preliminares, en los cuales se obtienen los datos topográficos, en forma deducida de las posibles soluciones de la vía en base a las propuestas.

En los estudios topográficos definitivos se realiza la supervisión de los diferentes trabajos topográficos en función del proyecto propuesto que será el definitivo.

Dentro de la geotécnia podemos conocer el tipo de suelo, su capacidad de carga, y en caso necesario saber como mejorar las propiedades del material, esto es para que nos sea útil en la construcción de la vía. Todas estas características son conocidas a través de pruebas de laboratorio.

Posteriormente dentro del drenaje revisamos que las características del drenaje superficial y subterráneo presenten los elementos necesarios para desalojar las tanto las precipitaciones pluviales como las que se encuentran por debajo del camino.

Un punto muy importante es el proyecto de subrasante, en el cual se hará una revisión del cálculo de la subrasante, considerando la subrasante mínima aplicada para disminuir en lo más posible tanto cortes como terraplenes, que repercutirán directamente en el costo de la obra.

Un tema íntimamente ligado con el anterior es el de la curva masa, debido a que dentro del proyecto es indispensable conocer todos los movimientos de tierra que se van a presentar en el proyecto, esto lo podemos conocer mediante la curva masa ya que nos representa gráficamente los volúmenes de corte y los de terraplén, los cuales nos ayudarán a conocer el costo que tendrá el movimiento de tierras.

Con los dos temas anteriormente mencionados obtendremos las cantidades de obra, las cuales abarcan los diferentes trabajos efectuados en cada tramo del camino para tener noción cuantitativa de todas las actividades a ejecutar durante la construcción del camino y en base a esto obtener presupuesto del proyecto.

Por último se presentarán los planos definitivos, los cuales forman parte del proyecto geométrico de la vía, se presentará la planta topográfica y el perfil de construcción para que, en éste se ubiquen obras de drenaje, bancos de nivel y zonas críticas.

Todos estos temas comprenden el conocimiento necesario para poder llevar a cabo la proyección de un camino. Aunque también hay que tomar en cuenta diversos factores como son: el económico, el político, el cultural y el turístico. Cada factor es importante y se considera en una forma determinante para efectuar el trazo definitivo del camino, el cual tendera a ser un proyecto factible.

El origen de este camino es el municipio de Tlapa de Comonfort, es importante mencionar que es un camino tipo C, algunas de las características generales en este tipo de caminos son: camino pavimentado, con dos carriles de circulación, carpeta de 6.00 a 7.00 mts de ancho y sin acotamiento. La función de estos caminos es la de ser alimentadores y complementarios a la red troncal, generalmente están bajo jurisdicción de la administración estatal para su construcción y mantenimiento.

El proyecto motivo de este estudio, consiste en una obra del sector de comunicaciones y transportes y forma parte de la adecuación, ampliación y/o modernización de la construcción de un total de 70 km.

Correspondiendo el presente proyecto a la modificación y ampliación de un camino ya existente, que permitirá dotar a la región de un sistema de comunicación terrestre eficiente, cómodo y seguro con la finalidad de impulsar el desarrollo económico de la región.

En el municipio de Metlatonoc existe un gran rezago social y educativo lo cual puede observarse en el 72% de analfabetismo y un gran número de personas sin servicios básicos, por lo que contar con una infraestructura carretera que contribuya al intercambio social y económico en la región, es de vital importancia.

Actualmente las cabeceras municipales de Tlapa y Metlatonoc, se comunican mediante un camino de terracerías, el cual dada la abrupta topografía de la zona es sinuoso y largo, con un tiempo estimado de recorrido de 5 horas en aproximadamente 70 km de longitud.

2 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS PRELIMINARES

2.1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA

“Antes de proyectar definitivamente un camino, se deberá realizar un análisis completo y detallado de la zona, con ello se podrá determinar las características topográficas existentes para poder tener conocimiento del lugar preciso y exacto del trazo del camino que dará comunicación entre diferentes poblaciones.” Etcharren Gutiérrez Rene (1993)

Procedimiento de localización: El estudio de campo y el trazo de las rutas son básicamente los mismos para todos los tipos de transporte. Primero se determina las terminales y los puntos intermedios; luego se efectúa el reconocimiento de una faja de terreno de anchura aproximada igual a un tercio o la mitad de la distancia entre dos puntos fijos o de control cualquiera.

“Es necesario contar con cartas topográficas, geográficas y geológicas, donde serán ubicadas esquemáticamente las diferentes rutas.

Las principales cartas geográficas son elaboradas por el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI) a escalas 1: 250 000, 1: 50 000, 1: 25 000. Teniendo a la mano las cartas podemos darnos una de idea y saber las características mas importantes del lugar referente a la topografía, geología, hidrología y uso del suelo, que son los factores determinantes para la localización de alguna línea posible del trazo definitivo e incluso para localizar los puntos obligados ya sea según la topografía, lo técnico, lo político y hasta lo social.” Etcharren Gutiérrez Rene (1993)

El proyecto motivo de este estudio, se localiza al noroeste del estado de Guerrero, entre el Municipio de Tlapa de Comonfort con coordenadas de 17° 33´ de Latitud Norte y 98° 35´ de Longitud Oeste con una altitud de 1100 metros sobre el nivel del mar y el Municipio de Metlatonoc con coordenadas de 17° 12´ de Latitud Norte y 98° 24´ de Longitud Oeste con una altitud de 2020 metros sobre el nivel del mar, uniendo precisamente las cabeceras de Tlapa y Metlatonoc.

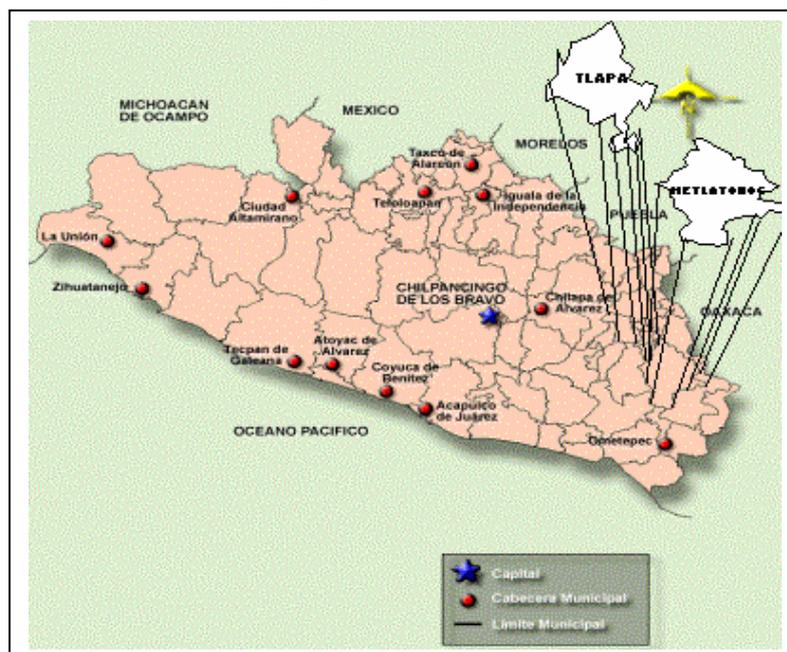


Figura 2.1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO.

El tramo de camino se localiza aproximadamente 15 km al sur de la cabecera municipal de Tlapa de Comonfort. A lo largo del tramo en estudio, se ubican las comunidades de la Mesa e Igualita, las cuales pertenecen al municipio de Tlapa. El tramo en estudio tendrá una longitud de 3.5 km por 20 m de derecho de vía.

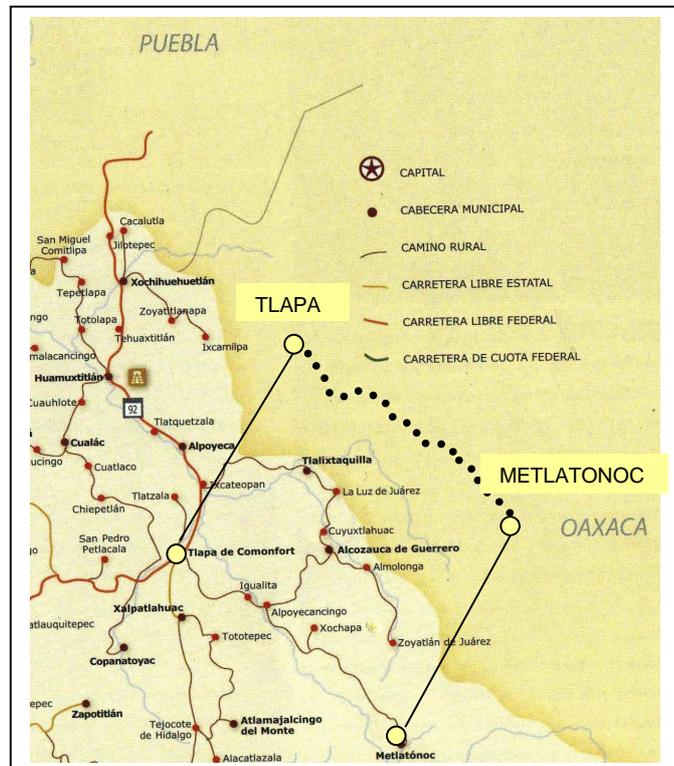


Figura 2.2 LOCALIZACIÓN DEL TRAMO EN ESTUDIO.

La Figura 2.2 nos muestra el lugar donde irá nuestro camino, así como también algunos municipios más.

De acuerdo con la clasificación climática de Köepen modificado por E. García, el sitio en estudio tiene un clima predominante del tipo seco árido, con temperatura media anual mayor 22°C , $BW(h^{\prime})h(e)$. En general las lluvias son escasas y se presentan entre los meses de julio y agosto siendo la precipitación media anual menor a 312 mm.

2.2 TRAZO, NIVEL Y SECCIONES PRELIMINARES POR EL MÉTODO TRADICIONAL

2.2.1 TRAZO PRELIMINAR

Una vez terminado y estudiado el reconocimiento del terreno, se procede a trazar la poligonal abierta que pasará por todos los puntos obligados que se localizaron tanto en el reconocimiento como en las cartas geográficas.

Básicamente el trazo consiste, en buscar tangentes con deflexiones pequeñas, las cuales se pueden unir de forma fácil mediante curvas.

Para empezar a trazar partimos de un punto inicial u origen; caminando sobre la línea se irán clavando estacas a cada 20.00 metros así como en lugares con accidentes topográficos notables hasta llegar al siguiente vértice o punto de intersección de tangentes. Sucesivamente se trabajará así a lo largo de todas las líneas hasta encontrar el punto final o destino.

El trazo preliminar constituye la base para la selección definitiva del trazado y proporciona datos que sirven para preparar presupuestos preliminares de la obra. Debido a ello debe ser llevado a cabo de la mejor manera posible marcando todos los accidentes topográficos que de una manera u otra afecten al trazo definitivo.

La secuela a seguir para el trazo de la línea preliminar es la siguiente:

1. Escoja y marque su punto de partida. Es conveniente se seleccione como punto de partida, si ello es posible, un cruce de carreteras o un puente que pueda ser fácilmente identificado. En caso de no existir ni el uno ni el otro, establezca su punto de partida y tome las referencias completas del mismo de tal manera que pueda ser encontrado varios años después si fuere necesario. Además, haga la descripción más completa posible del punto escogido como punto de partida de la ruta.
2. Establezca el azimut de la línea en el punto de partida. Si no se cuenta con un monumento a una distancia de 5 km del comienzo de la línea, del cual se pudiesen obtener las latitudes del mismo para establecer su posición geográfica y su azimut inicial se deben tomar cinco observaciones solares usando el promedio de ellas como azimut inicial.
3. Establezca su kilometraje. Si no se parte de un entronque de carretera o de punto de kilometraje conocido, asuma como kilometraje de su punto de partida el de 0 + 000.
4. Tome las siguientes precauciones:
 - a) Al trazar la línea preliminar no haga algún esfuerzo especial para obtener grandes tangentes, pero sí haga lo que pueda por mantener un buen avance en el trabajo y con el orden de precisión adecuado.
 - b) Coloque estacas a cada 20 metros y en todos los puntos intermedios necesarios debidos a quiebres fuertes del terreno.
 - c) Coloque mojoneras de concreto para marcar cada PI.
 - d) Haga una doble lectura por repetición en todos los ángulos del PI anotando tanto el ángulo simple como el doble en su libreta de campo. Todos los puntos intermedios sobre las tangentes deberán ser tomados dos veces, basculando el anteojo y luego girando 180° para la segunda lectura.
5. Una vez marcada la primera línea, los cadeneros comienzan a desplazarse hacia el primer PI en distancias consecutivas de 20.00 m., esto en caso de que el terreno sea sensiblemente plano; en caso contrario los cadeneros tendrán que ubicarse en los accidentes topográficos más notables para poder tener una referencia adecuada de su ubicación.

6. En caso de que desde el origen no sea posible alinear a los cadeneros para que lleguen al PI, el aparato puede ser colocado en una estación intermedia ya ubicada para poder continuar con el alineamiento de esta tangente. Lo anterior se hace colocando el aparato en dicha estación, se visa el Origen o una estación intermedia de atrás con el anteojo en posición inversa, una vez localizada la estación anterior se da vuelta al anteojo para que quede en posición directa y se pueda continuar alineando a los cadeneros hasta que lleguen al PI de adelante.

7. Ya que los cadeneros hallan llegado al PI siguiente, el aparato tendrá que trasladarse a este punto, una vez ubicado en el PI, se visara el Origen o PI anterior con el anteojo en posición inversa (esto es para no perder la línea anterior), una vez ubicado el PI anterior se coloca el anteojo del aparato en posición directa y se marca en el limbo la deflexión correspondiente a la línea siguiente.

8. Los cadeneros volverán a marcar estaciones a cada 20.00 m. o a la distancia que se requiera, hasta llegar al siguiente PI. Los puntos 5, 6 y 7 se repetirán las veces que sea necesarias hasta encontrar el destino o final del camino. *Vías de comunicación, Crespo Villalaz Carlos (2001)*

BRIGADA DE TRAZO:

- Ingeniero trazador
- Cadeneros
- Peones

EQUIPO:

- Transito
- Cinta
- Balizas
- Marro
- Trompos
- Estacas
- Machetes



Figura 2.3 www.precisiantopografica.com

Para realizar el trazo también pueden ser utilizadas las estaciones totales convencionales. A continuación explicaremos y mostraremos el formato que se utiliza para la elaboración del Registro de Trazo:

ESTACION: Se refiere al cadenamamiento o kilometraje de una estación en particular.

PUNTO VISADO (PV): Es el punto siguiente que estamos observando desde una dicha estación.

DEFLEXIÓN: Es el ángulo comprendido entre dos líneas o tangentes, el cual se obtiene de la siguiente forma: se coloca el aparato en el PI comprendido entre las dos tangentes, se visa el Origen o PI anterior con el anteojo en posición inversa (esto es para no perder la línea anterior), una vez ubicado el PI anterior se coloca el anteojo del aparato en posición directa y se marca en el limbo la deflexión correspondiente a la línea siguiente.

DATOS DE LA CURVA: En esta columna se escribirán los datos de curvas que existan en el camino. Los datos que debe contener esta columna son: Punto de Inflexión, Deflexión entre tangentes, Grado de la Curva, Radio de la Curva, Longitud de Subtangente y Longitud de la Curva. Los datos antes mencionados se obtienen de los trabajos de calculo en gabinete.

RUMBO MAGNÉTICO OBSERVADO: Se colocará en esta columna el Rumbo Magnético Observado para cada línea del trazo. Este rumbo se obtiene leyendo el ángulo que forma la dirección de cada línea con respecto al Norte Magnético.

RUMBO ASTRONÓMICO CALCULADO (RAC): Se refiere al Rumbo Astronómico Calculado de cada línea de nuestro trazo, El RAC se obtiene por medio de una Orientación Astronómica, la cual consiste en realizar observaciones solares y posteriormente realizar un cálculo, siguiendo las fórmulas dadas para este trabajo.

A continuación se presenta el cuadro del trazo preliminar que pertenece al camino en estudio. Se podrá observar que en este trabajo no se utilizó el formato adecuado, por lo que se deduce que no siguieron el procedimiento del trazo preliminar por el método tradicional.

TRAZO PRELIMINAR					
LADO	RUMBO	DISTANCIA	AZIMUT	VERT.	ANG.INT.
1001-1005	N 55°17'55.77" E	20.009	55°17'55.77"	1001	95°8'59.45"
1005-0012	N 37°46'19.10" E	14.465	37°46'19.10"	1005	197°31'36.67"
0012-5012	S 84°39'50.20" E	15.588	95°20'9.80"	0012	122°26'9.30"
5012-5030	S 49°44'02.76" E	31.784	130°15'57.24"	5012	145°4'12.56"
5030-5061	S 87°39'15.89" E	11.181	92°20'44.11"	5030	217°55'13.13"
5061-5035	N 38°11'49.15" E	9.526	38°11'49.15"	5061	234°8'54.96"
5035-5037	N 31°37'05.85" W	20.537	328°22'54.15"	5035	249°48'55.00"
5037-5039	N 61°18'48.15" W	6.674	298°41'11.85"	5037	209°41'42.30"
5039-5026	N 41°35'21.65" W	5.076	318°24'38.35"	5039	160°16'33.50"
5026-5042	N 50°28'39.53" E	10.999	50°28'39.53"	5026	87°55'58.82"
5042-5043	S 57°15'15.83" E	20.892	122°44'44.17"	5042	107°43'55.37"
5043-5045	S 27°56'55.15" E	13.395	152°3'4.85"	5043	150°41'39.32"
5045-780	S 31°44'39.12" E	13.981	148°15'20.88"	5045	183°47'43.97"
780-779	N 70°51'55.86" E	8.358	70°51'55.86"	780	257°23'25.02"
779-778	N 56°16'48.75" E	3.285	56°16'48.75"	779	194°35'7.10"
778-777	N 28°56'48.24" W	13.199	331°3'11.76"	778	265°13'37.00"

Este formato cuenta con 6 columnas, en la primera colocaron el LADO, es decir, es una tangente, la siguiente es el RUMBO, pero no sabemos si es el magnético o el astronómico, enseguida encontramos la DISTANCIA, es la longitud de cada lado, posteriormente observamos el AZIMUT, el cual presenta el mismo problema que el rumbo, después vemos el VERT., que nos es otra cosa más que la estación donde se encuentra el aparato y por último tenemos el ANG. INT. no sabemos cual es este ángulo pues el trazo es una poligonal abierta.

2.2.2 NIVELACIÓN PRELIMINAR

Habiendo trazado la línea preliminar en el campo, se nivela ella para poder tener el perfil del terreno, determinando cada una de las cotas de las estaciones del trazo.

La nivelación es la operación mediante la cual se determina la diferencia de nivel entre dos o varios puntos, y su estudio y práctica se agrupa en tres grandes capítulos: nivelación geométrica o topográfica, nivelación trigonométrica y nivelación barométrica. La nivelación topográfica se ejecuta con aparatos especiales llamados niveles que dan directamente las diferencias de altura mediante observaciones y operaciones adecuadas.

Dentro de la nivelación topográfica se distinguen otras clases de nivelaciones, que, en esencia, no son sino diferentes modalidades de aquella. Estas son la nivelación diferencial, la de perfil, etcétera.

La nivelación trigonométrica se funda en las propiedades trigonométricas de un triángulo rectángulo y para su ejecución utiliza la medición de ángulos verticales y distancias practicadas a lo largo de una poligonal.

La nivelación barométrica es aquella que se lleva a cabo mediante el uso de barómetros, aneroides o hipsómetros, y tiene su apoyo en la variabilidad de la presión atmosférica con relación a la altura del lugar, la temperatura del lugar y la temperatura del aire.

En caminos se sigue generalmente la nivelación de perfil y se comprueba con la nivelación diferencial. Se llama perfil de una línea a la obtenida vaciando a escalas convenientes las cotas de todas las estacas.

Como una especie de recordatorio, vamos a continuación a llevar a cabo una nivelación de perfil.

1. Se parte de un punto cuya cota es conocida y se llama generalmente Banco de Nivel.
2. Los puntos de liga, se escogen, casi siempre fuera de la poligonal.
3. Colocando y nivelando el aparato en un punto conveniente con el objeto de ver el mayor número de estaciones desde el mismo lugar, se coloca el estadal sobre el BN y se toma la lectura, la cual sumada a la cota del Banco, se obtiene la altura del aparato.
4. Se mueve el estadal de estación en estación y se hacen las lecturas intermedias, las cuales, restadas de la altura del aparato se obtendrán las cotas de cada cadenamiento o estación.

Cuando la visibilidad ya no permite leer más adelante, se busca un PL fuera de la poligonal poniendo un trompo y se toma su lectura, la cual es negativa.

5. Se cambia el aparato y ya nivelado y con el estadal en el PL se toma la lectura, sólo que esta es positiva, con la cual, sumada a la cota del PL, se obtiene la nueva altura del aparato y se prosigue la nivelación. *Vías de comunicación, Crespo Villalaz Carlos (2001)*

La nivelación es un aspecto que tiene mucha importancia en la construcción de un camino y por lo tanto se recomienda que siempre se ejecute con cuidado y se compruebe si ha sido bien llevada a cabo la misma.

“La nivelación debe estar referida por medio de bancos de nivel, estos pueden ser puentes existentes, líneas de ferrocarril, canales, caminos existentes, etc., pero cuando no es posible referenciar el banco de nivel con alguna de estas obras se asume una cota arbitraria para el primer banco de nivel.

Los bancos de nivel se deben colocar en lugares estratégicos tales como mamposterías, troncos de árboles o rocas fijas con el fin de garantizar su pertenencia, estos bancos se recomienda que se ubiquen fuera del límite del derecho de vía y a una distancia entre ellos de 500 metros anotando en un lugar visible el kilometraje o cadenamamiento que le corresponda, el número de banco así como su elevación”. Topografía, Montes de Oca Miguel, (1982)

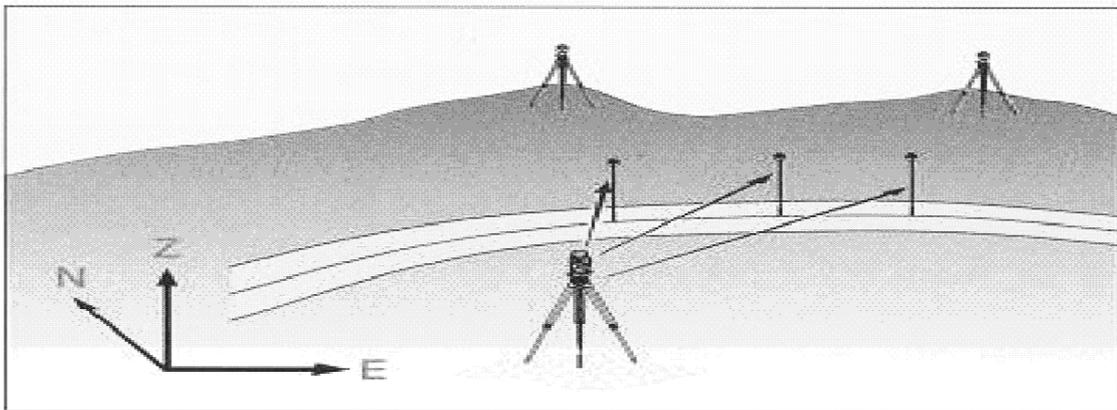


Figura 2.4 www.sokkia.com

“Para comprobar que nuestra nivelación esta bien realizada se elaborará una nivelación diferencial de “regreso”, esto es partiendo desde el destino hasta el origen de nuestra línea, tomando únicamente lecturas en los PL o BN. Otro método para la comprobación de la nivelación es utilizando el registro de campo; esto es realizando la resta entre las sumas de los valores de las lecturas positivas o de atrás menos la suma de los valores negativos o de adelante; el resultado deberá ser igual al desnivel existente ente el BN-1 y el BN final”. Topografía, Montes de Oca Miguel, (1982)

$$[\Sigma(+)] - [\Sigma(-)] = \text{desnivel entre BN-1 y BN final.}$$

BRIGADA DE NIVELACIÓN:

- Ingeniero nivelador
- Estadaleros
- Peones

EQUIPO:

- Nivel fijo
- Tránsito o estación total
- Estadales
- Cintas
- Marros
- Estacas



Figura 2.5 www.precisiantopografica.com

A continuación explicaremos y mostraremos el formato utilizado en campo para el Registro de Nivel:

ESTACIÓN: Se refiere al cadenamiento o kilometraje de una estación en particular.

LECTURAS POSITIVAS O LECTURAS DE ATRÁS (+): En esta columna se escribirán las lecturas positivas o de atrás que resultan cada vez que se cambia de posición el aparato.

ALTURA O COTA DE APARATO: Esta columna alojará el resultado de la suma de la lectura positiva o de atrás más la cota de terreno establecida, esto en el caso del BN-1. Para los siguientes BN o PL, este valor resulta de sumar la cota de terreno del BN o PL en cuestión que se tomó desde el BN o PL anterior más la lectura positiva o de atrás del mismo punto, misma que se realiza desde otra posición de aparato.

LECTURAS NEGATIVAS O LECTURAS DE ADELANTE (-): Esta columna contiene las lecturas de los PL o BN.

LECTURAS INTERMEDIAS: Esta columna contiene las lecturas de los puntos o estaciones intermedias.

ELEVACIÓN: Este valor resulta de la resta de la altura o cota de aparato menos la lectura negativa o de adelante de los BN o PL o en su defecto de la lectura intermedia de las estaciones del cadenamiento.

A continuación se presenta el cuadro de la nivelación preliminar que pertenece al camino en estudio. Se podrá observar que en este trabajo no se utilizó el formato adecuado, por lo que se deduce que no siguieron el procedimiento de la nivelación preliminar por el método tradicional.

EXPLORACION PROYECTO Y CONSTRUCCION, S.A DE C.V					
REGISTRO DE NIVEL					
TRAMO: TLAPA - METLATONCC DEL KM 15+000.00 AL KM 18+600 TRAZO PRELIMINAR					
ESTACION	ELEVACION	OBSERVACIONES	ESTACION	ELEVACION	OBSERVACIONES
15+000.00	1,523.48		15+520.00	1,478.57	
15+020.00	1,520.45		15+540.00	1,478.55	
15+040.00	1,518.43		15+560.00	1,476.44	
15+060.00	1,516.41		15+580.00	1,473.04	
15+080.00	1,514.39		15+600.00	1,467.65	
15+100.00	1,507.87		15+620.00	1,463.57	
15+120.00	1,505.30		15+640.00	1,457.68	
15+140.00	1,504.36		15+660.00	1,453.63	
15+160.00	1,503.42		15+680.00	1,452.76	
15+180.00	1,502.49		15+700.00	1,452.08	
15+200.00	1,500.74		15+720.00	1,450.61	
15+220.00	1,498.99		15+740.00	1,448.96	
15+240.00	1,496.37		15+760.00	1,447.61	
15+260.00	1,491.69		15+780.00	1,446.12	
15+280.00	1,491.33		15+800.00	1,445.01	
15+300.00	1,490.97		15+820.00	1,444.06	
15+320.00	1,490.62		15+840.00	1,440.99	

Observamos que este formato cuenta con 3 columnas, en la primera colocaron la ESTACIÓN, la cual se refiere a todos y cada uno de los cadenamamientos del trazo, así como también los puntos intermedios, la siguiente es la ELEVACIÓN, esta columna nos proporciona la cota de cada una de las estaciones, esto con el fin de obtener el perfil preliminar del terreno y por último tenemos las OBSERVACIONES, en este caso no hay información para esta columna.

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

REGISTRO DE NIVEL PRELIMINAR						CAMINO: TRAMO: SUBTRAMO: DE KM: AL KM:		NIVELO: HORA: FECHA: HOJA DE	
ESTACION	+	+/-	-	LECTURAS INTERMEDIAS	ELEVACIONES				

2.2.3 SECCIONES TRANSVERSALES PRELIMINARES

Para conocer la configuración topográfica de la zona utilizamos el método de secciones transversales, las cuales parten de la poligonal base que se trazo. Las secciones nos permiten conocer los puntos del terreno de cota cerrada los cuales a su vez determinarán el relieve del terreno.

Una vez trazada la línea y habiéndola nivelado, se procede a sacar secciones transversales del terreno en cada estación de 20.00 metros y en todos aquellos puntos intermedios en los cuales exista cambio notable de pendiente; a su vez este corte se realizará por lo menos a una distancia de 30.00 metros a cada lado del eje.

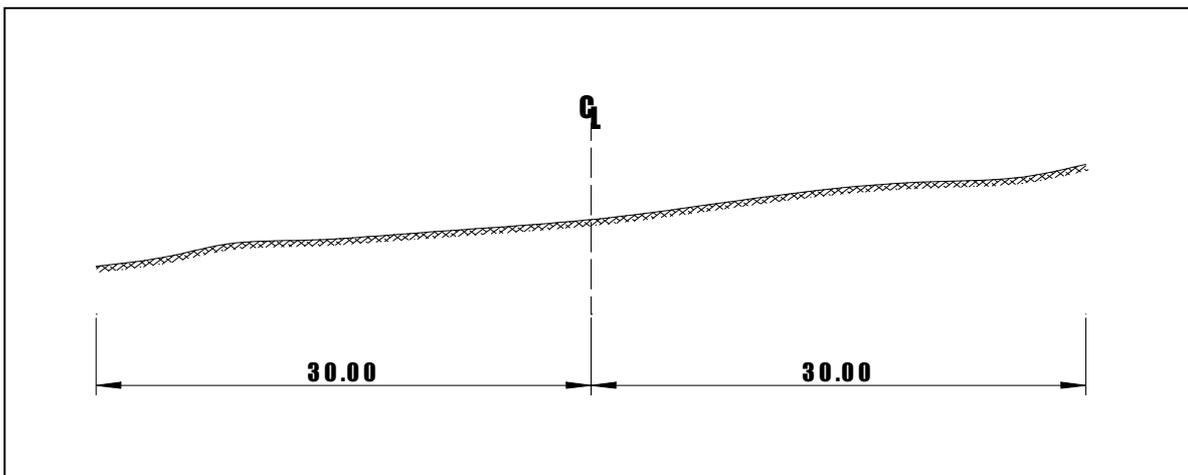


Figura 2.6 SECCIÓN TRANSVERSAL PRELIMINAR

MÉTODO DE SECCIONES TRANSVERSALES

En términos generales este método consiste en trazar y nivelar una poligonal abierta perpendicular al trazo principal, a cada 20.00 metros sobre este y a cada uno de los lados de la línea de trazo. Con los datos de trazo y nivelación de esta poligonal auxiliar se dibuja un perfil que nos arrojará la configuración del terreno.

El trabajo de campo para la obtención de estas secciones transversales se describirá a continuación:

1. Se traza la poligonal de apoyo marcando sobre ésta puntos de control a cierta distancia. Esta distancia dependerá de los accidentes del terreno; es decir que si el terreno es prácticamente plano se utilizará una equidistancia entre los puntos, esta equidistancia dependerá de la experiencia y criterio del ingeniero. Por otro lado si el terreno es muy accidentado, la distancia entre los puntos será regida por los cambios de pendiente que existan a lo largo de la poligonal de apoyo.
2. La nivelación de esta poligonal de apoyo se realiza con un nivel de mano y el proceso de trabajos de nivelación es el siguiente:

- a) El nivelador checa su altura de visibilidad o altura de ojo sobre el cadenamiento de cota conocida de la línea principal.

b) Una vez checada su altura de visibilidad, el estadalero se aleja sobre la poligonal de apoyo hasta una cierta distancia, la cual será definida conforme a lo mencionado en el inciso 1.

c) El observador tomará la lectura que arroja el estadal y anotará la distancia a la que se encuentra el estadal, encontrando las coordenadas del primer punto de control.

d) Ya que han sido anotados los datos mencionados, el observador se trasladará hasta el lugar donde el estadalero se posicionó anteriormente.

e) Una vez ubicado en la posición que corresponde, el observador tomará la nueva lectura del estadal y la nueva distancia del siguiente punto de control.

Los pasos c), d) y e) se repetirán hasta cubrir la distancia requerida para el levantamiento de las secciones transversales. *Apuntes de Topografía, Núñez, Ricardo (1997, 1998)*

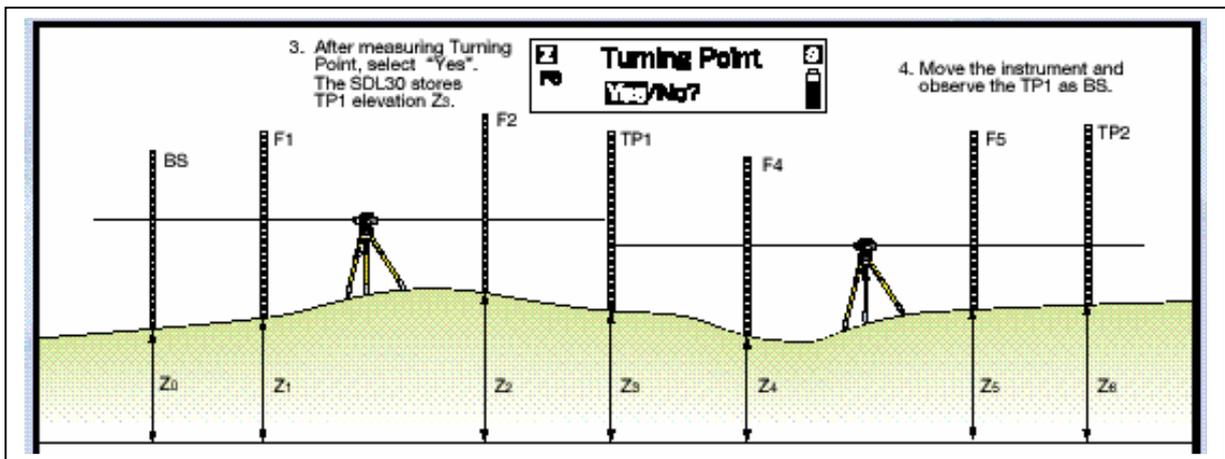


Figura 2.7 PROCESO DE LEVANTAMIENTO

BRIGADA DE SECCIONES TRANSVERSALES:

- Topógrafo ó jefe de la brigada
- Estadaleros
- Cadeneros
- Peones

EQUIPO:

- Niveles de mano
- Niveles fijos o estaciones totales
- Estadales
- Cinta
- Juego de fichas
- Machetes
- Marros

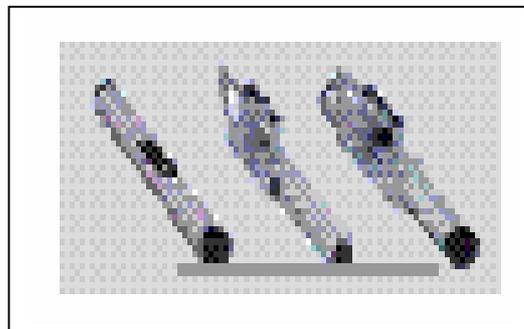


Figura 2.8 www.precisioptopografica.com

A continuación explicaremos y mostraremos el formato utilizado en campo para el registro de Secciones Transversales:

En la parte central del formato se colocará el kilometraje y la elevación de terreno que corresponda para cada estación.

En los extremos izquierdo y derecho del formato se anotarán las distancias entre punto y punto de control así como el desnivel que existe entre la cota o elevación de terreno de la estación y cota de terreno de los puntos de control.

2.3 TRAZO, NIVEL Y SECCIONES PRELIMINARES FOTOGRAMÉTRICOS

Como ya se mencionó, antes de realizar los trabajos preliminares fotogramétricos se trazan las posibles rutas del camino en las cartas geográficas, para posteriormente realizar el reconocimiento aéreo. Cabe mencionar que si no es posible contar con un equipo fotogramétrico, bastará realizar el trazo preliminar de las líneas sobre las cartas geográficas. Los reconocimientos aéreos son de gran ayuda para elegir la alternativa adecuada, ya que proporciona datos con mayor exactitud, las fotografías aéreas realizadas pueden reportar gran información acerca del terreno a estudiar, el objetivo de un levantamiento de este tipo es ampliar las condiciones del estudio preliminar.

Una vez definida la línea preliminar, se procede a tomar fotografías sobre esta, lo que nos permite obtener un mapa fotográfico sobre el cual se trasladará la línea propuesta en las cartas geográficas, verificando que los puntos obligados ubicados en las cartas permanezcan o existan en las fotografías confirmando así que el trazo propuesto es el correcto.

Para convertir los datos aerofotográficos en mapas se utilizan aparatos estereoscópicos, por medio de los cuales se observa un par de fotografías que nos revelarán una imagen en tercera dimensión la cual es de excelente ayuda para reconocer y ubicar todos los detalles del lugar.

La topografía preliminar por métodos fotogramétricos es realizada casi en su totalidad con trabajos de gabinete. En los mapas fotográficos (generalmente a escala 1:20) es donde se realizan el trazado del camino así como las rutas de acceso para maquinaria y equipo de construcción.

A continuación mostraremos las etapas que comúnmente se llevan a cabo para la realización un reconocimiento fotogramétrico:

PERFILES Y SECCIONES TRANSVERSALES DEL TERRENO

OBRA VIAL _____
 TRAMO _____ DE Km. _____ A Km. _____
 SUB-TRAMO _____ ORIGEN _____

IZQUIERDA		CADEN. / ELEV.		DERECHA
		Km.	m.	
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____
Dist.	_____	_____	_____	_____
Desn.	_____	_____	_____	_____

SELECCIONO _____ REVISO _____ FECHA _____

PERFILES Y SECCIONES TRANSVERSALES DEL TERRENO

OBRA VIAL PROYECTO GEOMÉTRICO TLAPA - METLATONOC
 TRAMO TLAPA - METLATONOC DE Km. 15+000 A Km. 18+500
 SUB-TRAMO TLAPA - IGUALITA ORIGEN TLAPA

		IZQUIERDA		CADEN./ELEV.		DERECHA		
				Km.	m.	cm.		
Dist.								
Desn.								
Dist.				15	220	00	7.24	14.44
Desn.				1	506	47	+1.27	+5.18
Dist.								
Desn.								
Dist.				15	200	00	7.24	14.44
Desn.				1	504	89	+2.63	+7.03
Dist.								
Desn.								
Dist.				15	180	00	10.61	
Desn.				1	499	53	+5.78	
Dist.								
Desn.								
Dist.				15	168			10.61
Desn.				1	502			+5.66
Dist.								
Desn.								
Dist.								
Desn.								

SELECCIONO _____ REVISO _____ FECHA _____

“PRIMERA ETAPA: Reconocimiento de toda el área entre los puntos terminales.

- 1. Examen estereoscópico de las fotografías aéreas a una escala pequeña, complementando dicho estudio con las cartas geográficas disponibles.*
- 2. Determinación de controles topográficos o puntos de control.*
- 3. Localización de las posibles rutas sobre las fotografías y las cartas geográficas.*



Figura 2.9 www.sokkia.com

SEGUNDA ETAPA: Levantamiento del reconocimiento de las rutas posibles.

- 1. Examen estereoscópico de las fotografías aéreas a una escala mayor de cada una de las rutas.*
- 2. Comparación detallada de controles topográficos o puntos de control.*
- 3. Preparación de los mapas fotogramétricos de las posibles rutas.*
- 4. Ubicación y Comparación de las posibles rutas sobre fotografías y cartas geográficas.*
- 5. Selección de la mejor ruta.*



Figura 2.10 www.sokkia.com

TERCERA ETAPA: Levantamiento preliminar de la mejor ruta.

1. *Preparación de mapas topográficos a gran escala, por medio de métodos fotogramétricos y fotografías de la ruta.*

2. *Diseño de la línea preliminar.*

a) *Por medio de las dimensiones topográficas del mapa a gran escala.*

b) *Mediante exámenes estereoscópicos de las fotografías de la ruta.*

3. *Preparación de los planos ejecutivos de la obra.*

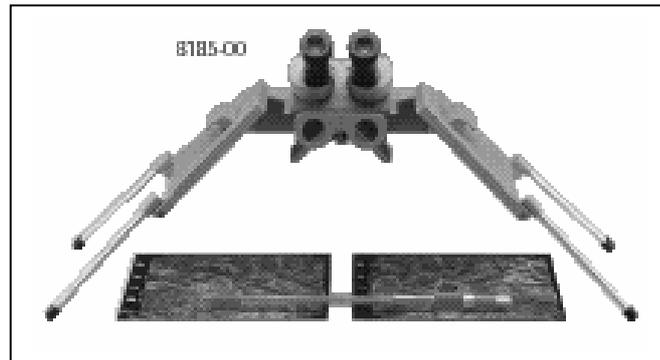


Figura 2.11 www.sokkia.com

CUARTA ETAPA: Materialización de la mejor ruta, localizando el derecho de vía, las estructuras con que contará el camino así como las rutas de acceso para equipo, material, maquinaria y personal.” Ingeniería de Carreteras, Hewes & Oglesby, (1975)

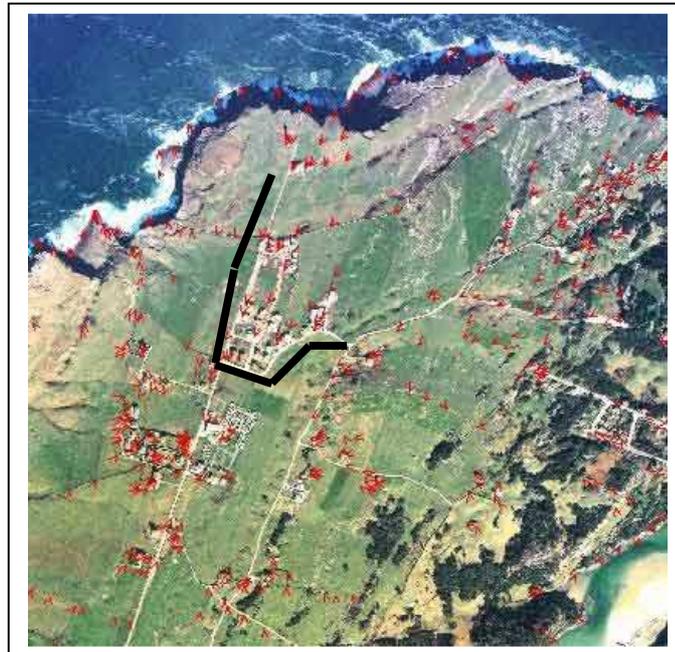


Figura 2.11 www.sokkia.com

Para poder llevar a cabo la nivelación de la ruta preliminar es necesario contar con las cartas geográficas disponibles de la zona, ya que con estas se realizará una superposición de imágenes. Hay que recordar que las cartas geográficas contienen información de curvas de nivel, con las cuales podremos tener los parámetros de cotas de terreno y poder realizar la nivelación preliminar. Del mismo modo se hará para obtener las secciones transversales del camino, recordando que si se requieren mas curvas de nivel de las que se cuentan en las cartas geográficas, estas se podrán obtener por medio de interpolación.

3 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS DEFINITIVOS

3.1 TRAZO DE LAS LÍNEAS DEFINITIVAS

Una vez finalizado el proyecto en gabinete, se procede a realizar el trazo definitivo, el cual esta basado en el trazo preliminar. Esta vez por tratarse del trazo definitivo, en gabinete se dibujará la línea que representa el alineamiento en color rojo. El alineamiento horizontal definitivo esta compuesto por: tangentes, curvas circulares y/o por curvas de transición.

3.1.1 TANGENTES

Son las proyecciones horizontales de las rectas que unen las curvas de un camino. Al punto de intersección de dos tangentes consecutivas se denomina como PI y al ángulo de deflexión formado entre estas se representa como Δ .

La longitud máxima de una tangente esta condicionada al grado de la seguridad. Las tangentes largas son causantes de accidentes, debido a la somnolencia que producen al conductor al concentrarse demasiado tiempo en puntos fijos del camino, o bien, porque son favorables al deslumbramiento durante la noche; por tal razón es conveniente limitar la longitud de las tangentes, proyectando alineamientos ondulados con curvas de gran radio.

Las recomendaciones generales que se deben tomar en cuenta, para la determinación de las tangentes son:

- 1.- El ángulo de deflexión entre dos tangentes sucesivas, debe ser del menor valor posible.
- 2.- La longitud mínima de tangente entre dos curvas consecutivas está definida por la longitud necesaria para dar la sobreelevación y ampliación a esas curvas.

El trazo en campo de estas líneas se realiza de la misma forma como en el trazo preliminar antes mencionado, utilizando a su vez el mismo formato de campo para realizar las anotaciones correspondientes.

3.2 TRAZO DE LAS CURVAS HORIZONTALES

Una vez terminado el trazo preliminar se procede al cálculo y trazado de las curvas horizontales, las cuales pueden ser circulares simples o circulares con espirales de transición. Las curvas horizontales nos servirán para unir dos tangentes consecutivas de nuestro trazo.

El trazo en campo de las curvas horizontales se lleva a cabo comúnmente por el método de las deflexiones y el equipo que se utiliza para el trazo de las curvas es el mismo que se ocupa para el trazo de las tangentes.

El método de las tangentes para el trazo de curvas tiene el siguiente proceso:

Una vez realizados los trabajos de gabinete para el cálculo de la curva se realizan los siguientes trabajos:

1. Se centra el aparato en el PI de la curva en cuestión, se visa el PI anterior o en su defecto un PST de la tangente de atrás, se mide la distancia denominada como ST del PI de la curva hacia el PI o PST anterior encontrando así el punto conocido como PC, procurando que este quede bien señalado en el terreno, ya sea con una estaca o trompo; del mismo modo para encontrar el PT se realizan los mismos pasos, solo que esta vez se realizarán sobre la tangente de adelante del PI de la curva.
2. Una vez encontrados los puntos PC y PT, el aparato utilizado para el trazo (comúnmente es un tránsito), se coloca en el PC visando hacia el PI y poniendo en coincidencia los ceros tanto del limbo como del vernier.
3. Una vez realizado esto se fija el movimiento general del aparato y se procede a la localización de la primera estación de la curva, la cual se obtiene midiendo la longitud de la primera cuerda en la dirección que nos arroje de la primera deflexión total, la cual se inscribe en el limbo del aparato.
4. Para la localización de las siguientes estaciones de la curva se inscribirá en el limbo la deflexión total correspondiente, la cual al ser interceptada con la longitud de cuerda (que se tomara a partir de la estación anterior) nos dará la localización de la estación en cuestión.

Cabe hacer mención de que no en todas las ocasiones es posible realizar el trazo de toda la curva desde el PC; en estos casos se realiza lo siguiente:

1. Se cambia el aparato a una estación previamente localizada sobre la curva, se visará hacia el PC o hacia cualquier otra estación de la curva con el anteojo en posición inversa.
2. Dadas estas condiciones se procede a dar vuelta de campana al anteojo e inscribir en el limbo la deflexión correspondiente a la siguiente estación, remarcado que esta deflexión será la misma que se calculó en la tabla de construcción.
3. Se seguirá el trazo de las estaciones faltantes con el procedimiento que se menciono anteriormente hasta encontrar la estación que corresponda al PT de la curva. *Apuntes de Topografía, Núñez, Ricardo (1997, 1998)*

Las curvas son arcos de círculo que forman la proyección horizontal que unen dos tangentes; las curvas que se utilizan en proyectos de caminos son las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un solo arco o de dos o más sucesivos de diferente radio.

a) Curvas circulares simples: Se denomina así a una curva cuando dos tangentes están unidas entre sí por un solo arco; y dependiendo del sentido del cadenamamiento, las curvas simples pueden ser hacia la derecha o hacia la izquierda.

A continuación se mencionan los elementos que forman una curva simple:

1. Grado de curvatura: Es el ángulo comprendido en un arco y se denomina con la letra G_c .

$$G_c = 1145.92 / R_c$$

Cabe mencionar que para que una curva sea segura se recomienda calcular el grado máximo de curvatura ($G_{c_{max}}$), el cual se deriva de la velocidad de proyecto para el camino en estudio.

$$G_{c_{max}} = 1145.92 / R_{c_{min}} \qquad R_{c_{min}} = 0.0282 V_p^2$$

El G_c a emplear será determinado por un porcentaje del 40% del $G_{c_{max}}$ sin embargo, el G_c definitivo de la curva será el seleccionado por el proyectista teniendo como directriz de selección su criterio y experiencia.

$$G_c = 0.40 G_{c_{max}}$$

2. Radio de la curva: Es el radio del arco de círculo representado en una curva; se denomina con la letra R_c .

$$R_c = 1145.92 / G_c$$

3. Angulo central: Es al ángulo comprendido entre el principio y el final de la curva y es igual al valor de la deflexión que forman las tangentes de esta curva. Se representa con la letra Δ_c .

4. Longitud de la curva: Es la longitud comprendida entre el principio (PC) y el final (PT) de la curva y se representa como L_c .

$$L_c = 20 \Delta / G_c$$

5. Subtangente: Es la distancia comprendida entre el PI y el PC o entre el PI y el PT; se representa como ST .

$$St = R_c \tan \Delta / 2$$

6. Kilometraje del principio de curva: $Km\ PC = Km\ PI - St$

7. Kilometraje del principio de tangente: $Km\ PT = Km\ PC + L_c$

8. Deflexión por metro: es el ángulo de deflexión correspondiente a una cuerda de 1 metro y se expresa por la letra $D'm$ (Valor expresado en minutos). $D'm = 1.5 G_c$

Una vez calculados todos los elementos antes mencionados, se procede a elaborar la tabla de construcción, la cual tiene el siguiente formato.

ESTACION	Lc	DEFLEXIÓN PARCIAL	DEFLEXIÓN TOTAL

A continuación se muestra el diagrama que ilustra la composición de una curva circular simple:

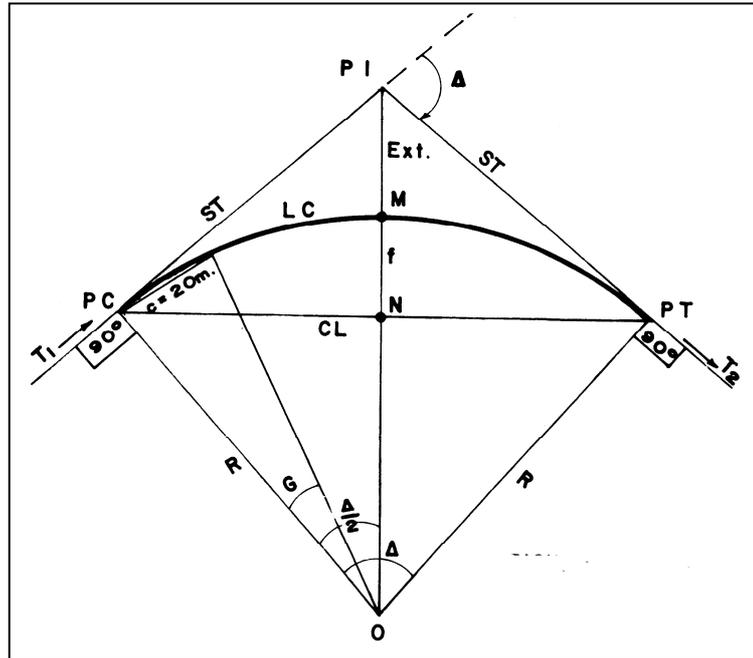


Figura 3.1 CURVA SIMPLE

3.2.1 ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

- PI = Punto de intersección de las tangentes
- PC = Punto donde comienza la curva circular simple
- PT = Punto donde termina la curva circular simple
- T1 = Tangente de entrada
- T2 = Tangente de salida
- O = Centro de la curva circular
- Δ = Ángulo de deflexión de las tangentes
- R = Radio de la curva circular
- ST = Subtangente
- Ext = Externa
- Lc = Longitud de la curva
- G = Grado de la curva

3.2.2 EJEMPLO DEL CÁLCULO DE UNA CURVA CIRCULAR SIMPLE

Curva ubicada entre los kilómetros 17+000 y 17+500 de la carretera Tlapa – Metlatonoc dentro del municipio de Tlapa de Comonfort en el estado de Guerrero, México

DATOS:

- PI = 17+280.407
- Vp = 40 km/h
- Tipo de camino = C
- $\Delta = 74^\circ 07' 30''$ Der.

CALCULO DE LA CURVA:

1. Grado de curvatura

$$R_{c_{\min}} = 0.0282 V_p^2 = 0.0282 (40)^2 = 45.12 \text{ m}$$

$$G_{c_{\max}} = 1145.92 / R_{c_{\min}} = 1145.92 / 45.12 = 25.40 = 25^\circ 23' 50''$$

$$G_c = 0.40 G_{c_{\max}} = 0.40 \times 25.40 = 10.158 = 10^\circ 09' 32''$$

En este caso nosotros utilizaremos un G_c de $7^\circ 00'$ por ser este el grado empleado en el proyecto de la carretera, recordando que el proyectista es el que decide y determina que grado de curva se utilizará para el cálculo de las curvas circulares simples.

2. Radio de la curva

$$R_c = 1145.92 / G_c = 1145.92 / 7^\circ 00' = 163.70 \text{ m}$$

3. Subtangente

$$St = R_c \tan \Delta / 2 = 163.70 \tan 74^\circ 07' 30'' / 2 = 123.64 \text{ m}$$

4. Longitud de la curva

$$L_c = 20 \Delta / G_c = 20 \times 74^\circ 07' 30'' / 7^\circ 00' = 211.79 \text{ m}$$

5. Kilometraje del principio de curva y Kilometraje del principio de tangente

$$\text{Km PC} = \text{Km PI} - St = 17+280.407 - 123.64 = 17+156.767$$

$$\text{Km PT} = \text{Km PC} + L_c = 17+156.767 + 211.79 = 17+368.557$$

Una vez obtenidos los elementos más importantes de la curva circular simple se procede a realizar una tabla de construcción para poder trazar la curva en el campo. Donde Deflexión por metro: $D'_m = 1.5 G_c$ y G_c se expresa en minutos, por lo tanto tenemos que:

$$D'_m = 1.5 G_c = 1.5 \times 7^\circ 00' = 10' 30''$$

Una vez obtenida la Deflexión por metro se procede a calcular la Deflexión Parcial, la cual resulta de multiplicar la deflexión por metro D'_m por la longitud de la cuerda o distancia entre estaciones (L_c) en cada cadenamamiento.

A su vez, para obtener la Deflexión Total basta con realizar la suma progresiva de cada una de las deflexiones parciales dando por resultado la mitad del valor de la deflexión entre las tangentes que componen la curva.

A continuación se presenta la tabla de construcción de la curva circular simple calculada anteriormente.

ESTACION		Lc	DEFLEXION PARCIAL	DEFLEXION TOTAL
PC	17+156.767	0.000	0° 00' 00"	0° 00' 00"
	17+160	3.233	0° 33' 56.79"	0° 33' 56.79"
	17+180	20.000	3° 30' 00"	4° 03' 56.79"
	17+200	20.000	3° 30' 00"	7° 33' 56.79"
	17+220	20.000	3° 30' 00"	11° 03' 56.79"
	17+240	20.000	3° 30' 00"	14° 33' 56.79"
	17+260	20.000	3° 30' 00"	18° 03' 56.79"
	17+280	20.000	3° 30' 00"	21° 33' 56.79"
	17+300	20.000	3° 30' 00"	25° 03' 56.79"
	17+320	20.000	3° 30' 00"	28° 33' 56.79"
	17+340	20.000	3° 30' 00"	32° 03' 56.79"
	17+360	20.000	3° 30' 00"	35° 33' 56.79"
PT	17+368.557	8.557	1° 29' 50.91"	37° 03' 47.7"

Suma Deflexiones Totales = 37° 03' 47.7"

37° 03' 47.7" x 2 = Δ

74° 07' 30" = 74° 07' 30" Der

b) Curvas circulares de transición: “Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva circular, requiere hacerlo en forma gradual, tanto por lo que se refiere al cambio de dirección como a la sobreelevación y a la ampliación necesarias. Para lograr este cambio gradual se usan las curvas de transición. Se define como curva de transición a la liga entre una tangente y una curva circular, teniendo como principal característica que en su longitud se realiza de manera gradual y continua un cambio en el valor del radio de curvatura.

Curva circular simple con espirales de transición: Esta compuesta de una espiral de entrada, una curva circular simple y una espiral de salida. Cuando las espirales de entrada y salida tienen la misma longitud, la curva se denomina simétrica, de no ser así se dice que es asimétrica.” Manual de Proyecto Geométrico de carreteras, S.C.T., (1976)

En nuestro caso, el tramo en estudio no tiene curvas horizontales circulares con espirales de transición.

3.3 REFERENCIAS DEL TRAZO

El objeto de las referencias es el de fijar la posición de un punto con relación a otros fijos que se supone permanecerán fijos durante la construcción del camino. Como se supone, muchos de los puntos del trazo desaparecerán durante el desmonte y construcción del camino, por lo que estando ellos referenciados se pueden fijar nuevamente y por lo tanto reconstruirse el trazo.

Para referenciar un punto se emplean ángulos y distancias medidas con exactitud, prefiriendo siempre que los puntos escogidos como referencia queden fuera del derecho de vía.

Es absolutamente necesario que el Ingeniero deje referenciados todos los puntos que definen el trazo tales como los PI, PC, PT y varios PST procurando que éstos no disten entre si más de 500 m.

Los ángulos se medirán siempre en cuadrantes tomando como origen el eje del camino y en los PI el origen será la tangente del lado del PC o sea en el sentido del avance de la línea y la numeración de los puntos de referencia se harán en el sentido de las manecillas del reloj, de adentro hacia afuera y comenzando adelante y a la derecha del eje del camino. Cada visual llevada a cabo tendrá dos puntos de referencia midiéndose la distancia parcial entre ellos. Como puntos de referencia podrán emplearse árboles corpulentos y notables, cantiles, torres de iglesias, aristas de edificios, etc., y en caso de no encontrar ninguno de ellos entonces se pondrá trompo con tachuela en cada punto y junto una estaca con el número de referencia del punto y su distancia al eje del camino. Cuando el camino que se traza no va a ser construido en un plazo corto, se construyen entonces mojoneras en los PI y PST de la línea, fijando en la parte superior de ellas los puntos.

Como puede verse, el referenciar los puntos principales de una línea, es de gran importancia y por lo tanto debe ejecutarse en forma correcta.

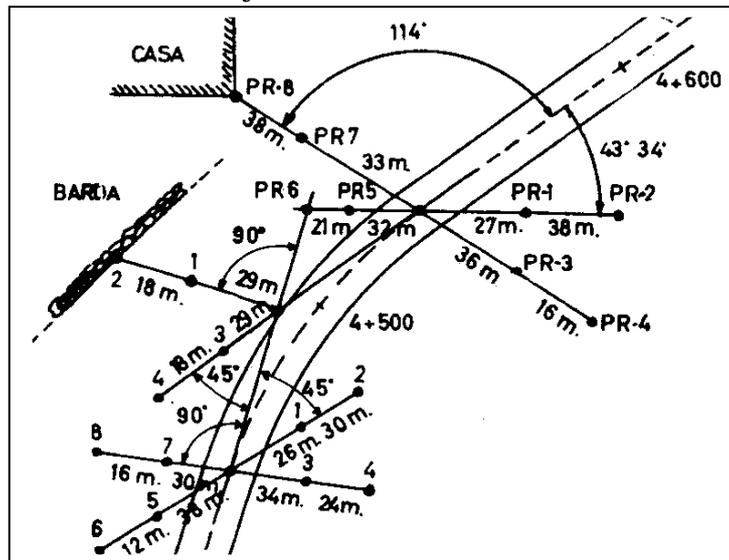


Figura 3.2 REFERENCIAS DEL TRAZO

A continuación explicaremos y mostraremos el formato utilizado en campo para referenciar el trazo.

SIGLAS: Indica el punto que estamos referenciando el cual puede ser un PI, PC, PT o PST.

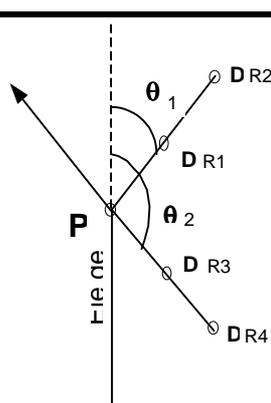
ESTACION: Nos indica el cadenamiento o kilometraje del punto a referenciar.

θ_1 : Nos indica el ángulo entre la línea del trazo y la ubicación de la referencia; ángulo que deberá medirse en sentido de las manecillas del reloj.

DR1: Es un punto ubicado a distancia parcial en dirección del ángulo θ_1 medida desde la estación hacia la referencia.

DR2: Es una segunda distancia parcial en dirección del ángulo θ_1 medida desde DR1 hasta la ubicación exacta de la referencia.

Las columnas 3, 4, y 5 se repiten dos veces más, la diferencia entre estas dos repeticiones es el valor del ángulo el cual tendrá por lógica distancias diferentes.

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA		CARRETERA :					
		TRAMO:			A EST:		
		DE EST:			ORIGEN:		
<h1>Referencias de Traz</h1>							
PUNTO REFERENCIADO		LOS ANGULOS θ SE MIDEN A LA DERECHA DESDE LA PROLONGACION DE LA TANGENTE DE ATRAS. LAS DISTANCIAS DR SON TOTALES					
SIGLAS	EST	θ_1	DR ₁	DR ₂ SOBRE	θ_2	DR ₃	DR ₄ SOBRE

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA		CARRETERA : TLAPA - METLATONOC TRAMO: Tlapa - Igualita DE EST: 15+000 A EST: 18+500 ORIGEN:					
<h1>Referencias de Trazo</h1>							
PUNTO REFERENCIADO		LOS ANGULOS θ SE MIDEN A LA DERECHA DESDE LA PROLONGACION DE LA TANGENTE DE ATRAS. LAS DISTANCIAS DR SON TOTALES					
SIGLAS	EST	θ_1	DR ₁	DR ₂ SOBRE	θ_2	DR ₃	DR ₄ SOBRE
PC	15+000.00	91°22'43"	59.446	94.538. TRONCO ARBOL	26°02'7"	70.546	78.021 TCO ARBOL
PI	15+140.08	7°14'17"	55.965	76.561 TCO ARBOL	215°44'27"	28.057	36.007 TCO ARBOL
PC	15+462.03	135°46'31"	132.9	146.980 TCO AMATE	101°23'46"	104.969	124.433 TCO AMATE
PI	15+923.39	139°13'27"	55.168	70.778 TCO ARBOL	278°12'17"	45.316	59.087 TCO ARBOL
PI	16+321.79	163°28'18"	36.998	48.096 TCO COPAL	274°13'54"	38.205	45.923 TCO ARBOL
PT	16+604.95	28°24'54"	25.171	44.695 TCO GUAJE	73°0'15"	35.401	45.295 TCO GUAJE
PT	16+999.36	231°59'41"	42.31	52.507 TCO ARBOL	300°26'44"	36.231	44.193 TCO ARBOL
PT	17+604.86	11°41'40"	118.38	131.579 TCO TEHUIZTLE	280°5'11"	38.017	53.812 TCO MEZQUITE
PI	17+877.27	144°14'16"	84.083	100.825 BASE TABLERO	308°51'0"	69.984	78.808 TCO ARBOL
PC	18+220.23	172°46'33"	31.477	37.175 TCO HUIZACHE	318°47'32"	64.33	83.516 TCO AMATE
PC	18+443.26	60°36'43"	54.863	65.247 TCO MEZQUITE	170°8'47"	53.733	64.441 POSTE TEL

3.4 NIVELACIÓN DE LAS RAMAS DEFINITIVAS

La nivelación del trazo definitivo nos sirve para determinar las elevaciones de las estaciones del trazo y de los puntos intermedios correspondientes a cambios de pendientes, fondos de arroyos, barrancas o accidentes topográficos notables. La nivelación definitiva se emplea para el estudio y proyecto de la rasante.

Los bancos de nivel de la nivelación se establecen de preferencia fuera del derecho de vía para que se puedan conservar aun después de construido el camino. También se procura dejarlos en lugares cercanos a obras como puentes, pasos a desnivel, caminos existentes, etc. y en puntos de fácil identificación o visibilidad.

En la nivelación definitiva se realizará el perfil del trazo nuestro camino, que como ya se había mencionado se elaborará por el método de Nivelación de Perfil. Su realización se lleva a cabo de la misma manera que la nivelación preliminar.

3.5 SECCIONES TRANSVERSALES DE CADA RAMA

Una sección transversal es un corte horizontal normal al alineamiento de las tangentes de nuestro camino, que permite definir la disposición o configuración del terreno.

Las secciones se realizan sobre la línea de trazo, comúnmente a cada 20.00 metros, el ancho que se va a levantar depende de las condiciones topográficas del lugar, si contamos con un terreno plano, estamos en un rango de 150.00 a 200.00 metros, por el contrario si el terreno es muy accidentado se levanta hasta tener un desnivel máximo de 20.00 metros. Cabe mencionar que la distancia más usual para las secciones transversales es de 30.00 metros a cada lado del eje de trazo. Este levantamiento comprende todos los accidentes notables del terreno así como ríos, barrancas, construcciones, líneas de conducción, etc., entre mayor sea el acopio de datos, mayor seguridad habrá en el proyecto de la línea definitiva. Las secciones transversales comúnmente se dibujan en papel milimétrico a escala 1:100 horizontal y vertical, y sirven como base para dibujar la geometría que deberá construirse a lo largo del camino.

El método para el trazo de las secciones transversales es el mismo que se describió en los trabajos preliminares, por lo tanto el formato para el registro de estas secciones será el mismo.

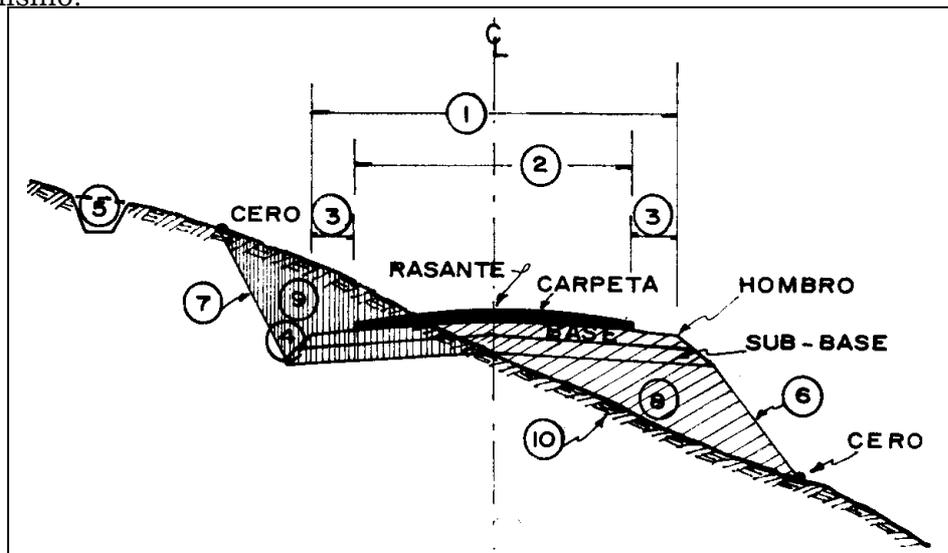


Figura 3.3 SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA EN TANGENTE DE UN CAMINO

3.5.1 ELEMENTOS DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN CAMINO

1. Corona
2. Calzada
3. Acotamientos
4. Cuneta
5. Contracuneta
6. Talud del terraplén
7. Talud del corte
8. Área del terraplén
9. Área del corte
10. Terreno natural

3.5.2 DERECHO DE VÍA

El derecho de vía de una carretera es la faja que se requiere para la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección y en general, para el uso adecuado de esa vía y de sus servicios auxiliares. Su ancho será el requerido para satisfacer esas necesidades.

En general, conviene que el ancho de derecho de vía sea uniforme, pero habrá casos en que para alojar intersecciones, bancos de materiales, taludes de corte o terraplén y servicios auxiliares, se requiera disponer de un mayor ancho.

3.6 PLANOS TOPOGRÁFICOS POR COORDENADAS

Una vez que se ha realizado el trazo final de nuestro camino, se procede con los trabajos de oficina correspondientes, que se pueden resumir como el registro de los aspectos dimensionales del camino plasmados en una serie de dibujos denominados planos.

A nosotros nos concierne en particular el dibujo de nuestro camino visto en planta, dibujo que se realizará por medio del método de Cálculo de Coordenadas, el cual explicaremos a continuación:

1. Una vez trazado el eje del camino por medio del Método de las Deflexiones y calculados los Rumbos Astronómicos de cada una de las líneas se procede a obtener tanto el seno como el coseno de estos RAC.
2. Ya calculados el seno y coseno de cada uno de los RAC, se multiplicaran por las distancias que existe entre cada estación del cadenamamiento.
3. Dependiendo del RAC el cual puede ser NE, NW, SE o SW, el resultado de la multiplicación antes mencionada se colocará en la columna de E u W para los senos y para cosenos se colocará en la columna de N o S.

Obtenidos los valores de las columnas de N, S, E y W se sumarán o restarán respectivamente a las coordenadas propuestas para iniciar el trazo, estas coordenadas propuestas corresponderán al cadenamamiento 0+000 u origen. *Apuntes de Topografía, Núñez, Ricardo (1997, 1998)*

El formato de campo utilizado para el Cálculo de Coordenadas del Trazo Definitivo se explica y muestra a continuación:

ESTACIÓN: Se refiere al cadenamamiento o kilometraje de una estación en particular sobre la cual estamos ubicados.

PUNTO VISADO (PV): Es el cadenamamiento o kilometraje de la siguiente estación respecto a la estación donde estamos ubicados.

SUBTANGENTE ATRAS: Es la distancia que existe de un PC o TE al PI de adelante.

TANGENTE: Es la distancia comprendida entre dos PST, entre un PST y un PC o la distancia comprendida entre un PT y un TE o un PC.

SUBTANGENTE ADELANTE: Es la distancia existente entre un PI y un PT o la distancia que existe entre un PI y un ET.

DISTANCIA: Es la longitud comprendida entre un PST y un PI o entre dos PI's.

DEFLEXIONES: Indica el valor del ángulo entre dos líneas de trazo consecutivas y puede ser derecha o izquierda.

RUMBO ASTRONÓMICO O AZIMUT: Es como su nombre lo indica, el RAC o Azimut de cada una de las líneas de nuestro trazo.

SENO: Valor correspondiente al seno del RAC o Azimut de las líneas del trazo.

(+) E: Valor que resulta de la multiplicación de la distancia correspondiente por el seno del RAC o Azimut.

(-) W: Valor que resulta de la multiplicación de la distancia correspondiente por el seno del RAC o Azimut.

COSENO: Valor correspondiente al coseno del RAC o Azimut de las líneas del trazo.

(+) N: Valor que resulta de la multiplicación de la distancia correspondiente por el coseno del RAC o Azimut.

(-) S: Valor que resulta de la multiplicación de la distancia correspondiente por el coseno del RAC o Azimut.

COORDENADA X: Valor correspondiente a la coordenada X de una cierta estación. Este valor resulta de sumar el valor de la columna 13 o de restar el valor de la columna 14 (según en RAC) a las coordenadas propuestas para el cadenamamiento 0+000 o en su defecto a las coordenadas de la estación que corresponda.

COORDENADA Y: Valor correspondiente a la coordenada Y de una cierta estación. Este valor resulta de sumar el valor de la columna 10 o de restar el valor de la columna 11 (según en RAC) a las coordenadas propuestas para el cadenamamiento 0+000 o en su defecto a las coordenadas de la estación que corresponda.

Hay que recordar que en los planos topográficos de trazo de carreteras también deben incluirse los siguientes datos:

- Planta de configuración topográfica del terreno.
- Datos de las curvas existentes en el trazo.
- Datos del alineamiento horizontal y vertical.
- Perfil topográfico de las líneas del camino.

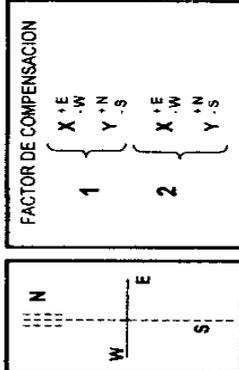
A continuación se presenta el cuadro de construcción para los planos topográficos por coordenadas que pertenece al camino en estudio. Se podrá observar que en este trabajo no se utilizó el formato adecuado, por lo que se deduce que no siguieron el procedimiento anteriormente descrito.

CUADRO DE CONSTRUCCION DEL POLIGONO							
LADO	RUMBO	DISTANCIA	AZIMUT	VERT.	ANG.INT.	Y	X
1001-1005	N 55°17'55.77" E	20.009	55°17'55.77"	1001	95°8'59.45"	1,932,437.9951	548,978.8967
1005-0012	N 37°46'19.10" E	14.465	37°46'19.10"	1005	197°31'36.67"	1,932,449.3863	548,995.3471
0012-5012	S 84°39'50.20" E	15.588	95°20'9.80"	0012	122°26'9.30"	1,932,460.8200	549,004.2070
5012-5030	S 49°44'02.76" E	31.784	130°15'57.24"	5012	145°4'12.56"	1,932,459.3704	549,019.7270
5030-5061	S 87°39'15.89" E	11.181	92°20'44.11"	5030	217°55'13.13"	1,932,438.8273	549,043.9798
5061-5035	N 38°11'49.15" E	9.526	38°11'49.15"	5061	234°8'54.96"	1,932,438.3697	549,055.1514
5035-5037	N 31°37'05.85" W	20.537	328°22'54.15"	5035	249°48'55.00"	1,932,445.8563	549,061.0420
5037-5039	N 61°18'48.15" W	6.674	298°41'11.85"	5037	209°41'42.30"	1,932,463.3443	549,050.2756
5039-5026	N 41°35'21.65" W	5.076	318°24'38.35"	5039	160°16'33.50"	1,932,466.5478	549,044.4211
5026-5042	N 50°28'39.53" E	10.999	50°28'39.53"	5026	87°55'58.82"	1,932,470.3441	549,041.0518
5042-5043	S 57°15'15.83" E	20.892	122°44'44.17"	5042	107°43'55.37"	1,932,477.3435	549,049.5361
5043-5045	S 27°56'55.15" E	13.395	152°3'4.85"	5043	150°41'39.32"	1,932,466.0430	549,067.1076
5045-780	S 31°44'39.12" E	13.981	148°15'20.88"	5045	183°47'43.97"	1,932,454.2100	549,073.3858
780-779	N 70°51'55.86" E	8.358	70°51'55.86"	780	257°23'25.02"	1,932,442.3207	549,080.7414
779-778	N 56°16'48.75" E	3.285	56°16'48.75"	779	194°35'7.10"	1,932,445.0602	549,088.6372
778-777	N 28°56'48.24" W	13.199	331°3'11.76"	778	265°13'37.00"	1,932,446.8837	549,091.3694

Este formato cuenta con 8 columnas, en la primera colocaron el LADO, es decir, es una tangente, la siguiente es el RUMBO, pero no sabemos si es el magnético o el astronómico, enseguida encontramos la DISTANCIA, es la longitud de cada lado, posteriormente observamos el AZIMUT, el cual presenta el mismo problema que el rumbo, después vemos el VERT., que nos es otra cosa más que la estación donde se encuentra el aparato, posteriormente tenemos el ANG. INT. pero no sabemos cual es este ángulo pues el trazo es una poligonal abierta y por último tenemos dos columnas, las cuales son las COORDENADAS, una columna es para X y otra para Y.

CALCULO DE COORDENADAS DEL TRAZO DEFINITIVO

OBRA VIAL TRAMO
 SUB-TRAMO ORIGEN
 DEL Km. AL Km.



ESTACION	PUNTO OBSERVADO	SUB TANGENTE		TANGENTE	SUB TANGENTE ADELANTE	DISTANCIA	DEFLEXIONES		RUMBO		PROYECCIONES				COORDENADAS		
		ATRAS	ADELANTE				Izquierda	Derecha	ASTRONOMICO	AZIMUT	SENO	COSENO	+ E	- W	+ N	- S	X

CALCULO
REVISO
APROBO

FECHA
FECHA
FECHA

4 GEOTECNIA

4.1 NATURALEZA, CLASIFICACIÓN Y ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL SUELO

4.1.1 NATURALEZA

Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales, las cuales son:

1. El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En general, en los valores de las propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.
2. La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo suelo en mayor o menor cantidad y puede, si hay la suficiente, tener “continuidad”, en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados, sin intercomunicación; puede llenar los poros que dejan entre sí las partículas minerales y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por aire y agua y la sedimentación en esos dos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Los suelos transportados y depositados en aire y agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición, características y condiciones iniciales de la roca original.

4.1.2 CLASIFICACIÓN

Dentro del campo particular de las vías terrestres, los suelos se presentan con una variedad y complejidad prácticamente infinitas.

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar suelos. En verdad, basta dividir un suelo en sus fracciones granulométricas para tenerlo “clasificado”, si previamente se conviene en dar una denominación particular a las distintas fracciones, según queden comprendidas en una determinada gama de tamaños.

A pesar de su sencillez, los criterios de clasificación puramente granulométricos resultan hoy poco apropiados, porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales (resistencia, compresibilidad, relaciones esfuerzo-deformación, permeabilidad, etc.) resulta demasiado insegura, sujeta a excepciones y casos especiales.

Entre los diversos estudios tendientes a encontrar un sistema de clasificación que satisfaga los distintos campos de aplicación a Mecánica de Suelos, destacan los efectuados por el Doctor A. Casagrande en la Universidad de Harvard, los cuales cristalizaron en el conocido *Sistema de Clasificación de Aeropuertos*, así originalmente llamado, debido a que estaba orientado para uso en aquel tipo de obras.

El sistema clasifica a los suelos finos principalmente con base en sus características de plasticidad, cuya correlación con las propiedades mecánicas básicas es consistente y confiable. Los suelos gruesos, mayores que la malla N° 200 (0.074 mm de abertura), se clasifican sobre todo con criterio granulométrico, si bien son cuidadosamente tomadas en cuenta también las características de plasticidad de su fracción fina. No está claramente definido el tamaño máximo de los suelos que quedan comprendidos en el Sistema, pero como han de poder ser cribados, frecuentemente se fija en forma arbitraria en 7.6 cm. (3"). El Sistema Unificado nació como medio para clasificar suelos finos únicamente (menores que la malla 200, con 0.074 mm de abertura), y después fue extendido hasta incluir gravas y arenas. Para el ingeniero de Vías Terrestres tiene aún la deficiencia de que éste ha de manejar en muchos casos fragmentos de roca, de tamaño más o menos grande, que quedan fuera del sistema original.

4.1.2.1 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS UTILIZADO EN LA S.C.T.

Para fines de clasificación, los materiales que constituyen la corteza terrestre se agrupan en 3 divisiones: "suelos", "fragmentos de roca" y "rocas".

Cada uno de estos grandes grupos tiene un símbolo genérico, dado por una o más letras alusivas. En la tabla siguiente se resumen los grupos que intervienen en el Sistema de Clasificación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

DIVISIONES	SUB-DIVISIONES	GRUPO	SIMBOLO	DIMENSIONES DE LAS PARTICULAS
SUELOS	ALTAMENTE ORGANICOS	TURBA	Pt	-----
	FINOS	ORGÁNICOS	O	< MALLA # 200
		LIMOS	M	< MALLA # 200
		ARCILLAS	C	< MALLA # 200
	GRUESOS	ARENAS	S	> MALLA # 200 Y < # 4
GRAVAS		G	> MALLA # 4 Y < 7.6 cm (3")	
FRAGMENTOS DE ROCA		CHICOS	Fc	> 7.6 cm (3") Y < 30 cm
		MEDIANOS	Fm	> 30 cm Y < 1 m
		GRANDES	Fg	> 1 m
ROCAS	ÍGNEAS	EXTRUSIVAS	Rie	-----
		INTRUSIVAS	Rii	-----
	SEDIMENTARIAS	CLÁSTICAS	Rsc	-----
		QUÍMICAS	Rsq	-----
		ORGÁNICAS	Rso	-----
	METAMÓRFICAS	NO FOLIADAS	Rmn	-----
		FOLIADAS	Rmf	-----

La base del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es la Carta de plasticidad, resultado una investigación realizada por A. Casagrande en el laboratorio. En esta investigación se vio que, si se sitúan los suelos en un sistema coordinado que tenga el Límite Líquido en el eje de las abscisas y al Índice Plástico en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar sino que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas o e hidráulicas cualitativamente definidas; del mismo modo que los suelos vecinos poseen propiedades similares, los alejados las tienen diferentes.

El Sistema Unificado abarca tanto a los suelos gruesos como a los finos, distinguiéndolos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

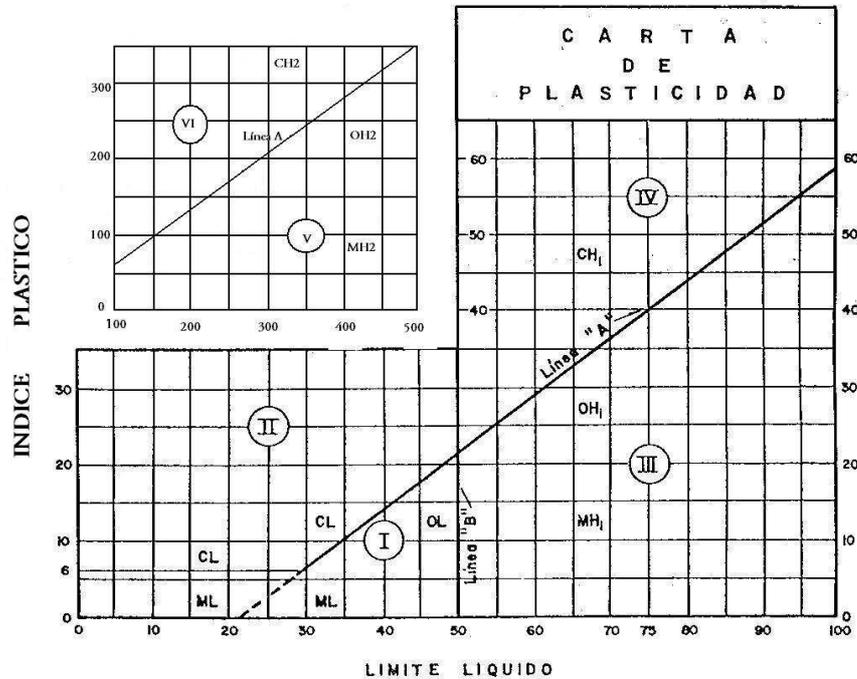


Figura 4.1 CARTA DE PLASTICIDAD

SUELOS GRUESOS

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

Gravas y suelos en que predominan aquéllas. Símbolo genérico G (gravel) y Arenas y suelos arenosos. Símbolo S (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla #4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla #4 y es del grupo genérico S en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en 4 tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.

4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

1. GRUPOS GW Y SW

Estos suelos son bien graduados y con pocos finos, o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5% en peso. En el laboratorio la graduación se juzga por medio de los coeficientes de uniformidad (Cu) y curvatura (Cc). Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto que el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

2. GRUPOS GP Y SP

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme, o presentan predominio de un tamaño o de un rango de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, no cumplen los requisitos de graduación indicados para ser considerados como bien graduados. Dentro de estos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las mezclas de grava y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

3. GRUPOS GM Y SM

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso; por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre “nula” y “media”; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla #40 abajo de la Línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

4. GRUPOS GC Y SC

Como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla #40 sobre la Línea A, teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo GP - GC indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos). Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera.

Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

SUELOS FINOS

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

1. Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
2. Arcilla inorgánicas, de símbolo genérico C (clay).
3. Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

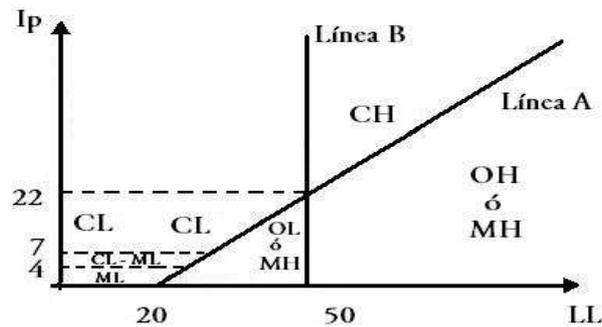
Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e Ip), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado pues éste puede estar seco parcialmente o preconsolidado. Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés peat; turba).

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos introdujo una modificación en la Carta de Plasticidad.

La modificación se refiere a los suelos arriba de la *Línea A* con índice plástico comprendido entre 4 y 7, y cambia la clasificación de los suelos que caen en la zona punteada de la figura 4.1.

Abajo se muestra la modificación, que es la carta de Plasticidad, tal como hoy suele usarse. Además en el estudio que sigue de los grupos de suelos finos se mencionará también la citada modificación.



CARTA DE PLASTICIDAD

Figura 4.2 MODIFICACIÓN A LA CARTA DE PLASTICIDAD

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

GRUPOS CL Y CH

Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la Línea A, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 7\%$. El grupo Ch corresponde a la zona arriba de la Línea A, definida por $LL > 50\%$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%, se encasillan en el grupo CH.

GRUPOS ML Y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la Línea A, definida por $LL < 50\%$ y la porción sobre la Línea A con $I_p < 4$. El grupo MH corresponde a la zona debajo de la Línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se localizan en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo Loess, con $25\% < LL < 35\%$ usualmente, caen también en este grupo. Los suelos finos que caen sobre la Línea A y con $4\% < I_p < 7\%$ se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo doble CL-ML.

GRUPOS OL Y OH

Las Zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la Línea A. Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la Línea A.

GRUPOS PT

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad netamente debajo de la Línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100% y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, MH-CH representará un suelo fino con LL > 50% e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la Línea A.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterados y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

SUELOS COHESIVOS: Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas.

SUELOS NO COHESIVOS: Son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava.

4.1.3 ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL SUELO

La identificación en campo de suelos gruesos se realiza extendiendo una muestra seca de suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 1/2 cm como equivalente a la malla #4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla #200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

Por otra parte para la identificación de campo de suelos finos, las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

El conjunto de pruebas citadas se efectúa en una muestra de suelo previamente cribado por la malla #40 o, en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.

DILATANCIA:

En esta prueba, una pastilla con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiriera una consistencia suave, pero no pegajosa, se agita alternativamente en la palma de la mano, golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino, no plástico, adquiere con el anterior tratamiento, una apariencia de hígado, mostrando agua libre en su superficie, mientras se le agita, en tanto que al ser apretado entre los dedos, el agua, superficial desaparece y la muestra se endurece, hasta que, finalmente, empieza a desmoronarse como un material frágil, al aumentar la presión. Si el contenido de agua de la pastilla es el adecuado, un nuevo agitado hará que los fragmentos producto del desmoronamiento vuelvan a constituirse.

La velocidad con la que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML), particularmente del tipo *polvo de roca*; también en tierras diatomáceas (MH). Al disminuir la uniformidad del suelo, la reacción se hace menos rápida.

Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML, OL), en arcillas muy limosas (CL-ML) y en muchas arcillas del tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH-CH). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas sobre la Línea A (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad (OH).

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de los vacíos del material, expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

TENACIDAD:

La prueba se realiza sobre un espécimen de consistencia suave similar a la masilla. Este espécimen se rola hasta formar un rollito de unos 3 mm de diámetro aproximado, que se amasa y vuelve a rolar varias veces. Se observa cómo aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. Sobrepasado el límite plástico, los fragmentos en que se parta el rollito se juntan de nuevo y amasan ligeramente entre los dedos, hasta el desmoronamiento final.

Cuanto más alta sea la posición del suelo respecto a la Línea A (CL, CH), es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y más rígida también se nota la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico.

En suelos ligeramente sobre la Línea A, tales como arcillas glaciales (CL, CH) los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la Línea A (ML, MH, OL y OH) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico, casi sin excepción; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, que caigan muy debajo de la Línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la Línea A, excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico, es una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con $LL = 70\%$ e $I_p = 50\%$ o una OH con $LL = 100\%$ e $I_p = 50\%$, precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo CL. En limos poco plásticos, del grupo ML, el límite plástico se alcanza muy rápidamente.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO:

La resistencia de una muestra de suelo, previamente secado, al romper bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal.

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad, localizados bajo la Línea A y aun de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la Línea A (CL).

Resistencias medias definen generalmente arcillas del grupo CL o, en ocasiones, otras de los grupos CH, MH (arcillas tipo caolín) u OH, que se localicen muy cerca de la Línea A. La mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas, así como las CL localizadas muy arriba de la Línea A. Materiales OH con altos límites líquidos y próximos a la Línea A también exhiben grandes resistencias. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la Línea A.

COLOR:

En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos.

OLOR:

Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por lo contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

ESTADOS DE CONSISTENCIA. LÍMITES DE PLASTICIDAD

Según Atterberg la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua.

La plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg límite plástico. Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estando éste con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada *índice plástico*, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, por lo que sugirió su uso, en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad. $I_p = LL - LP$

4.1.4 REPRESENTACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas. La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente.

La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por un línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el que el suelo posea una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

Donde:

D_{60} : Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% , en peso, del suelo.

En realidad, la relación C_u es un coeficiente de *no uniformidad*, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$. Como dato complementario, necesario para definir la graduación, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = (D_{30})^2 / D_{60} \times D_{10}$$

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.



Figura 4.3 www.geoteknia.com

4.2 BANCOS DE PRÉSTAMO DE MATERIAL

BANCOS DE MATERIAL: Es un lugar donde se encuentra material como lo son suelos y rocas los cuales podemos explotar en la construcción de una vía terrestre.

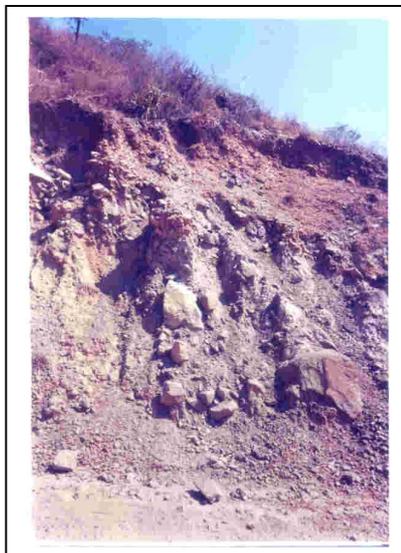


Figura 4.4 POSIBLE BANCO DE MATERIAL

4.3 LOCALIZACIÓN, EXPLORACIÓN Y MUESTREO

4.3.1 LOCALIZACIÓN

La localización de un banco es más que descubrir un lugar en donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos o rocas que se puedan emplear en la construcción de una determinada parte de una vía terrestre.

Primero se tomara en cuenta la calidad de los materiales extraíbles, tomando en cuenta el uso que se les dará. En segundo lugar se ha de tomar en cuenta la accesibilidad, siendo esta de preferencia la más fácil, además de que estos bancos puedan ser explotados por los procedimientos más eficientes y menos costosos. En tercer lugar, estos bancos tendrán que ser los que produzcan las mínimas distancias de acarreo de los materiales a la obra. En cuarto lugar los materiales encontrados en los bancos tienen que ser los que se presten a los procedimientos constructivos más sencillos y económicos durante su tendido y colocación final en la obra. Y por último, los bancos deben estar localizados de tal manera que no conduzcan a problemas de tipo legal, además de que no perjudiquen a los habitantes de la región.

La Búsqueda y localización de bancos de materiales puede hacerse principalmente usando la fotointerpretación o por reconocimientos terrestres directos; estos últimos pueden auxiliarse, a su vez, por la fotointerpretación o por métodos de prospección geofísica. Se debe tener en consideración que la fotointerpretación ofrece un método sin rival para explorar grandes áreas a bajo costo, en forma que fácilmente puede equivaler en precisión a un reconocimiento terrestre, especialmente si se utilizan geólogos experimentados en la aplicación del método.

Sin embargo se debe de recurrir a la exploración terrestre del futuro banco para determinar la posibilidad de explotación, el grado de dificultad de la misma, los problemas que pudieran resultar de las aguas superficiales o subterráneas, los volúmenes disponibles, las facilidades legales, etc.

Comúnmente es necesario localizar bancos para material de terracerías, para capa subrasante, para sub-base y base de pavimento y para carpeta, en el caso de las carreteras. En añadidura, pueden requerirse bancos para la elaboración de concretos, de piedra para mampostería u otros especiales. Sobra decir que, muchas veces, un mismo banco puede proporcionar material para varios usos, sometiendo su producto a varios tratamientos.

Los bancos para terracerías en general abundan y son fáciles de localizar, pues para ese fin sirven casi todos los materiales que sean económicamente explotables. Los bancos de terracerías conviene fijarlos no demasiado alejados uno de otro, para no dar lugar a distancias de acarreo demasiado grandes; la distancia de separación óptima se encuentra cuando se alcanza el equilibrio de costos entre el acarreo, por un lado y el costo del despalle y preparación del banco por el otro. Las distancias que resultan no suelen exceder los 5 Km. entre banco y banco.

En el caso de la capa subrasante se busca que los bancos de materiales elegidos tengan homogeneidad en longitudes significativas, para evitar que las estructuras y espesores de las capas subyacentes varíen con demasiada frecuencia. Las distancias comunes entre bancos pueden extenderse en este caso hasta 10 km.

Los materiales para sub-base y base de pavimento, además del requisito anterior, suelen estar condicionados en forma importante por los tratamientos mecánicos que llegan a requerir para satisfacer las normas de calidad, debido a esto se requiere de la instalación de equipos especiales y plantas complejas. Por todo ello, suelen estar mucho más espaciados, al grado que distancias del orden de los 50 km no son difíciles de ver.

Los bancos para subrasante suelen encontrarse en los otros bajos y extendidos, en formaciones de roca muy alterada, en las zonas limoarenosas de los depósitos de ríos, en zonas de depósito volcánico de naturaleza piroclástica, como conos cineríticos o tobacéos, en horizontes arenosos de formaciones estratificadas extensas, etcétera.

Los materiales para sub-base y base suelen encontrarse en playones y márgenes de ríos, en frentes y cantiles rocosos, cerros relativamente elevados y de pendiente abrupta, etcétera. Los materiales para concretos asfálticos o hidráulicos se obtienen casi siempre por trituración, a partir de formaciones rocosas sanas. Las mamposterías se obtienen de formaciones rocosas fracturadas o de recolección superficial.

La explotación de bancos de roca o suelo se hace utilizando determinados equipos con características y usos bien establecidos por la experiencia previa de construcción. La selección de equipo adecuado para un caso particular será función de tres factores fundamentales:

- La disponibilidad del equipo
- El tipo de material por atacar
- La distancia de acarreo del material

Establecida la clase de equipo, su tamaño es sobre todo función del volumen de la obra por ejecutar, del tiempo en que dicha obra debe realizarse y del espacio disponible para las maniobras.

EQUIPO COMÚN PARA EXPLOTACIÓN DE BANCOS Y TRANSPORTE DE MATERIALES

Tipo de Material	Despalme y Limpieza	Preparación del banco	Excavación y carga		Transporte		
			Tamaño máximo (m)	Equipo	Distancia (m)	Equipo	
Roca sana (superficialmente alterada)	Tractor oruga con cuchilla frontal, inclinable.	Barrenación y tronado de acuerdo al tipo de roca y al tamaño máximo por obtener	$0.75 < x < 2.00$	Pala Mecanica	< 150	Volquete o camión	
			$0.30 < x < 0.75$	Pala Mecanica o cargador frontal	de 150 a 2500	Vagoneta o camión	
			$0.075 < x < 0.30$	Pala Mecanica o cargador frontal	2500 a 100,000 > 100,000	Camión o remolque F.C., camión o remolque	
Roca alterada (superficialmente muy alterada)	Tractor de orugas o neumáticos con cuchilla frontal inclinable	Barrenación y tronado, escarificación y moneo o sólo escarificación.	$0.30 < x < 0.75$	Pala Mecanica o cargador frontal	<150	Volquete o camión	
			$0.075 < x < 0.30$	Pala Mecanica o cargador frontal	de 150 a 2500 > 2,500	Vagoneta o camión Camión o remolque	
Roca muy alterada (suelo fragmentos chicos superficiales)	tractor de orugas o neumático, con cuchilla frontal inclinable o escrepa halada con tractor de orugas	Escarificación y moneo o sólo escarificación	$0.075 < x < 0.75$	Pala Mecanica o cargador frontal	<150 de 150 a 2,500 > 2,500	Volquete o camión Vagoneta o camión Camión o remolque	
			Escarificación	$x < 0.075$	Escrepa	< 150	Motoescrepa
							Motoescrepa
						de 150 a 2,500	

CARACTERÍSTICAS DE ROCAS COMO MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

EXPLOTACIÓN DE BANCOS

ROCA	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	FRAGMENTACIÓN	SUSCEPTIBILIDAD A LA METEORIZACIÓN
GRANITO. DIORITA	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen del uso de explosivos.	Probablemente resistente.
BASALTO	Explosivos	Fragmentos irregulares que dependen de las juntas y grietas.	Probablemente resistente.
TOBA	Equipo o explosivos	Fragmentos irregulares muchas veces con finos en exceso.	Algunas variedades se deterioran rápidamente.
ARENISCA	Equipo o explosivos	En lajas, dependiendo de la estratificación.	Según la naturaleza del cementante.
CONGLOMERADO	Equipo o explosivos	Exceso de finos, dependiendo del cementante.	Algunos se alteran para formar arenas limosas.
LIMONITA. LUTITA	equipo o explosivos	Desde pequeños bloques de lajas.	Muchas se desintegran rápidamente para formar arcillas; debe considerárseles sospechosas, amenos que las pruebas indiquen otra cosa
CALIZA MASIVA	Equipo	Fragmentos irregulares, muchas veces lajas.	Las vetas pizarrosas se deterioran pero las otras son resistentes.
COQUINA CRETA	Explosivos	Fragmentos porosos, usualmente con exceso de finos.	Algunas formas porosas se alteran por humedecimiento; otras se cementan con procesos alternados de humedecimiento y secado.
CUARCITA	Explosivos	Fragmentos irregulares, muy angulosos.	Probablemente resistente.
PIZARRAS. ESQUISITOS	Explosivos	Fragmentos irregulares o lajeados, según su foliación.	Algunas formas porosas se alteran por humedecimiento y secado.
GNEIS	Explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces alargados.	Probablemente resistente.
DESECHOS INDUSTRIALES DE MINAS	Equipo	Depende del material pero muchas veces es irregular.	La mayoría de las variedades (excepto las ígneas de mina) deben considerarse deteriorables, en cuanto las pruebas no indiquen otra cosa.

4.3.2 EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE BANCOS

La exploración de una zona en la que se pretenda establecer un banco de materiales debe tener las siguientes metas:

1. Determinación de la naturaleza del depósito, incluyendo toda la información que sea dable obtener sobre la geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etcétera.
2. Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretendan explotar.
3. Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático.
4. Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

La investigación completa se compone de tres etapas:

1. Reconocimiento preliminar, que debe incluir la opinión de un geólogo. En esta etapa debe considerarse esencial el contar con el estudio geológico de la zona, por sencillo que sea.
2. La exploración preliminar, en la que por medio de procedimientos simples y expeditos, pueda obtenerse información sobre el espesor y composición del subsuelo, la profundidad del agua freática y demás datos que permitan, en principio, definir si la zona es prometedora para la implantación de un banco de las características del que se busca y si, por consiguiente, conviene continuar la investigación sobre ella.
3. La exploración definitiva, en la que por medio de sondeos y pruebas de laboratorio han de definirse detalladamente las características ingenieriles de los suelos y las rocas encontradas.

En la exploración se puede utilizar la fotointerpretación, los sondeos y la prospección geofísica. El pozo a cielo abierto, la posteadora y los barrenos helicoidales son los métodos más empleados en suelos. La diferencia entre el estudio preliminar y el definitivo suele radicar más bien en el número de sondeos, que en la investigación definitiva deben corroborar la información preliminar, definiendo claramente las distintas formaciones existentes y ubicar con la aproximación requerida el volumen de material que vaya a ser necesario.

En bancos de roca, lo normal es atenerse en mucho a los resultados del reconocimiento preliminar, extrayendo de él normas de juicio en cuanto a la extensión del banco y al volumen de material disponible; la razón es que la exploración en roca requiere del uso de métodos rotatorios, con máquinas de perforación, todo lo cual resulta costoso y no suele considerarse necesario más que en casos importantes en que existan incertidumbres en consideración. Los métodos geofísicos son económicos y rápidos para ubicar los bancos en estudio y para distinguir las diferentes formaciones que es común encontrar en ellos.

Los bancos de suelo han de muestrearse para conocer en el laboratorio las características que interesen para definir o autorizar su uso.



Figura 4.5 MUESTREO EN BANCO DE MATERIAL

TIPOS DE SONDEO

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

Métodos de exploración de carácter preliminar:

- Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado
- Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares
- Métodos de lavado
- Método de penetración estándar
- Método de penetración cónica
- Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

Métodos de sondeo definitivo:

- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado
- Método con tubo de pared delgada
- Métodos rotatorios para roca

Métodos geofísicos:

- Sísmico
- De resistencia eléctrica
- Magnético y gravimétrico

A continuación se describirán los tipos de sondeos más usados:

POZOS A CIELO ABIERTO

Este método es el más adecuado para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda bajar y examinar los diferentes estratos del suelo en su estado natural. Por desgracia este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades, principalmente por la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático.

Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademe se hace con tablones horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos encontrados. Las muestras alteradas son muestras que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse labrando una oquedad en la pared del pozo, protegiéndola con mantas debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

PERFORACIONES CON POSTEADORA, BARRENOS HELICOIDALES O MÉTODOS SIMILARES.

En estos sondeos la muestra es totalmente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente al contenido de agua, por lo menos en suelos muy plásticos.

Los barrenos helicoidales pueden ser de diferentes tipos, dependiendo del suelo que se piense perforar y de la preferencia del perforista. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

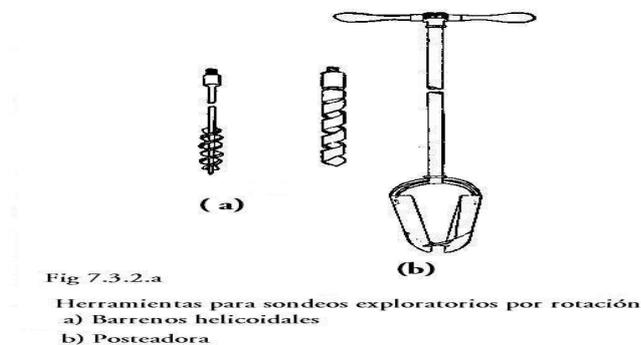


Figura 4.6 BARRENOS Y POSTEADORA

Posiblemente las más usadas en México son las posteadoras. Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación formada por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo. En arenas situadas bajo el nivel de aguas freáticas estas herramientas no suelen poder extraer muestras, y en estos casos se recurre al uso de cucharas especiales.

Las muestras de cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras, principalmente debido a que entra agua en la cuchara junto con el suelo.

MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la practica y proporciona mejores resultados del subsuelo; posiblemente es también el más empleado en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos, y en suelos plásticos la prueba permite darnos una idea de su resistencia a la compresión simple. Además la prueba lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (penetrómetro estándar) de dimensiones ya establecidas.

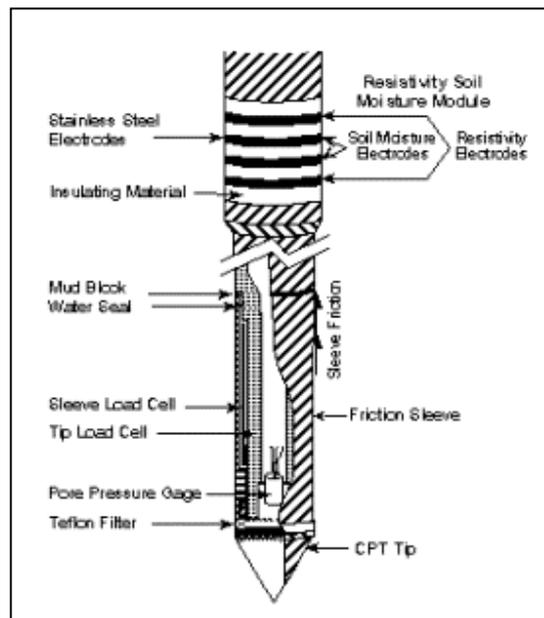


Figura 4.7 PENETRÓMETRO

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg que cae desde 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser limpiado cuidadosamente, usando posteadora o cuchara del tipo mostrado anteriormente. Una vez limpio, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo, y a continuación, a golpes, se hace que le penetrómetro descienda 15 cm dentro del suelo. A partir de este momento se empiezan a contar los golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm. Logrado lo anterior se procede a penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra.

MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de él. La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los dos exteriores, conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante.

Los electrodos de corriente son simples varillas metálicas, con punta afilada, mientras que los potenciales son recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo, garantiza un buen contacto eléctrico. La resistividad se puede calcular a partir de las lecturas del miliamperímetro I , del potenciómetro V y de la separación entre los electrodos, d , con la fórmula:

$$p = 2 \pi d V / I$$

El método, sirve, en primer lugar, para medir las resistividades a diferentes profundidades, en un mismo lugar y, en segundo, para medir la resistividad a una misma profundidad, a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando las distancias d , entre electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre a mayor profundidad. Lo segundo se logra conservando d constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar.

Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc., y teniendo los menores valores los suelos suaves saturados.

En bancos para terracerías es común realizar análisis granulométricos, límites de plasticidad, pruebas de compactación, cálculo del coeficiente de variación volumétrica, todo lo cual suele requerir muestras entre 50 y 100 kg como mínimo.

En materiales para pavimento, además de las pruebas anteriores, los bancos de suelos deberán sujetarse en general a pruebas de Valor Relativo de Soporte o similares, de acuerdo con el método de diseño que se utilizó. La tabla siguiente muestra el tipo de pruebas que se hace a los distintos materiales provenientes de los bancos, según el uso que de ellos pretenda realizarse.

En general las pruebas están divididas en tres tipos, las de clasificación, que tienen por objeto establecer la calidad de los materiales, si estos cumplen con las normas establecidas en la institución constructora y finalmente pruebas de diseño.

PRUEBAS DE LABORATORIO QUE SE EFECTÚAN A LOS SUELOS QUE SE EXTRAEN DE LOS BANCOS SEGÚN SU UTILIZACIÓN

1. Terracerías:

- Clasificación: Límites de plasticidad, Granulometría
- Calidad: Peso volumétrico máximo, Valor Relativo de Soporte

2. Capa Subrasante:

- Clasificación: Límites de plasticidad, Granulometría
- Calidad: Peso volumétrico máximo, Valor Relativo de Soporte, Expansión, Equivalente de Arena
- Diseño: Determinación de Valor Relativo de Soport (Método del cuerpo de Ingenieros U.S.A.) o bien: Pruebas de Hveem, o bien: Pruebas Triaxiales de Texas

3. Base y Sub-base:

- Clasificación: Límites de plasticidad; Granulometría
- Calidad: Peso volumétrico máximo, Valor Relativo de Soporte, Equivalente de Arena, Expansión
- Diseño: Si se desea hacer un diseño estructural por capas, deberán realizarse las pruebas indicadas para la capa subrasante

4. Carpeta Asfáltica:

- Clasificación: Límites de plasticidad, Granulometría
- Calidad: Pruebas de desgaste y/o alterabilidad, Equivalente de Arena, Expansión, Afinidad con el asfalto, pruebas para definir la forma de los agregados
- Diseño: Prueba de Marshall, Pruebas de Hveem

En lo que se refiere a las rocas, las principales pruebas que han de hacerse a los materiales producto de banco son las que definan su modo de fragmentación y su susceptibilidad a la meteorización. A continuación se da una relación de las pruebas índice que es más común hacer a las rocas, aún cuando en muchos casos de la práctica se omiten algunas de ellas o aun todas, utilizando el material simplemente con base en la observación del banco y en la experiencia precedente.

Las pruebas más comunes para materiales rocosos son: densidad de sólidos, peso volumétrico seco, contenido de agua, porosidad, índice de alteración, permeabilidad al agua y al aire, alterabilidad, resistencia y deformabilidad.

TRATAMIENTOS

Para aquellos materiales procedentes de bancos que van a ser usados y no se sujetan a las especificaciones constructivas se les somete a tratamientos. Como los que a continuación se mencionan:

ELIMINACIÓN DE DESPERDICIOS: Se trata de eliminar en bancos de un suelo deteriorado un determinado porcentaje de partículas cuyo tamaño máximo sobrepasa los 7.5 cm (Generalmente se hace a mano).

DISGREGACIÓN: Se hace generalmente en suelos duros, de roca muy alterada o en bancos con la consistencia de aglomerados poco cementados. Esta se hace muchas veces con arados, cuchillas o tractor pata de cabra.

CRIBADO: Se utiliza para lograr material de naturaleza friccionante una granulometría adecuada, o para eliminar porcentajes altos de partículas mayores del tamaño máximo permitido. Este método tiene peligros de segregación, lo que produciría materiales no uniformemente mezclados. Cuando se requiere una dosificación en diversos tamaños.

TRITURACIÓN: Este se utiliza cuando queremos llegar a una granulometría adecuada, a partir de materiales muy gruesos y de materiales naturales muy gruesos o de fragmentos de roca. Este suele realizarse en plantas muy completas que incluyen alimentadores, bandas de transportación, plantas de cribado, elevadores de material y dispositivos trituradores de quijada, de impactos, de rodillos de diferente separación.

LAVADO: Se aplica en materiales contaminados por arcilla, materia orgánica o polvos. Frecuentemente se usa en conexión con el cribado y trituración. Este se da por diferentes sistemas, desde el chiflonaje durante el cribado, hasta el empleo de tanques lavadores en los que el material es removido con paletas mecánicas, mientras se somete a riegos a agua a presión.

TIPOS DE BANCOS:

- Préstamo lateral
- Compensación longitudinal o transversal.
- Bancos específicos

ALUVIONES (Depósitos de ríos). Debido a que el agua a lo largo del curso tiene ocasión a erosionar materiales muy diferentes, es normal que estos estén formados por materiales muy diferentes.

DEPÓSITOS EÓLICOS (Loes). Estos depósitos suelen estar en glaciares o en zonas desérticas, a partir de los cuales sobrevino el transporte del viento; el loes primario esta formado por partículas de limo, sin alteración química. Tanto que el loes secundario ha tenido una alteración química. Generalmente esta alteración química es ocasionada por el agua. En general el material es muy sensible a la compactación, la cual puede mejorar grandemente a su comportamiento mecánico. Los medanos de arena son otros depósitos eólicos, fuente obvia de ese material, aunque la cantidad de material que puede obtenerse muchas veces no esta en correspondencia con la calidad, pues resulta muy uniforme para muchos.

SUELOS RESIDUALES. Constituyen otra fuente de bancos de materiales, cuya naturaleza varia mucho, de acuerdo con la naturaleza de la roca madre y el grado de alteración sufrido. En general las rocas sedimentarias producen suelo arcillosos, exceptuando las rocas muy siliciosas. Las rocas ígneas producen suelos arenosos o arcillosos dependiendo de lo seco o húmedo del ambiente del material. Las rocas de naturaleza ácida tienen mayor tendencia a producir suelos granulares.

PREPARACIÓN DE UN BANCO

Las etapas para la preparación de un banco son:

- Desmante (con pala)
- Limpieza
- Afloje

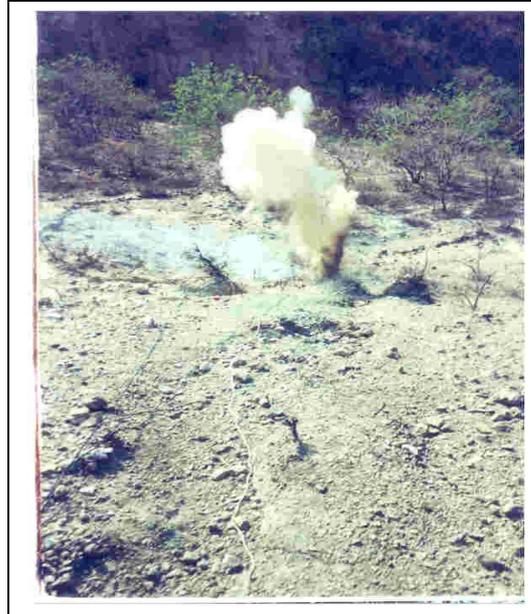


Figura 4.8 BANCO IGUALITA

4.4 PRUEBAS DE LABORATORIO

4.4.1 DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE PLASTICIDAD

Generalidades: Los límites de plasticidad deben determinarse en la fracción del suelo menor que la malla #40. Si el espécimen es arcilloso, es preciso que nunca haya sido secado a humedades menores que su límite plástico aproximadamente.

EQUIPO:

- 1 copa de Casagrande con ranurador laminar
- 1 balanza con sensibilidad de 0.01 gramos
- 1 horno de temperatura constante (110 °C)
- Vidrios de reloj
- Cápsulas de porcelana
- 1 espátula.

Figura 4.9 www.geoteknia.com

a) LÍMITE LÍQUIDO:

PROCEDIMIENTO:

1. Se toma una muestra de suelo húmedo y se le agrega agua destilada hasta llegar a una consistencia suave y uniforme.
2. Con la espátula se unta la pasta en la copa de Casagrande procurando que esta no tenga un espesor mayor a 1cm.
3. Con el ranurador se hace una ranura en la muestra procurando que éste siempre éste en una posición normal a la superficie de la copa.
4. Se acciona la copa de Casagrande a razón de 2 golpes por segundo y se cuentan los números de golpes que se llevan.
5. Una vez que el talud de la ranura se cierra 1.27 cm se anota el número de golpes acumulados.
6. Se toma un testigo de humedad y se pesa.
7. Se mete al horno y se deja reposar 24 horas.
8. Se anotan los resultados.
9. Se repiten los pasos a partir del 1 para diferentes cantidades de agua.
10. Dibújese un gráfica (curva de fluidez) con los contenidos de agua y los números de golpes correspondientes, los primeros como ordenadas en escala natural y los segundos como abscisas, en escala logarítmica. Esta curva debe considerarse como una recta entre los 6 y los 35 golpes. La ordenada correspondiente a los 25 golpes será el límite líquido del suelo.

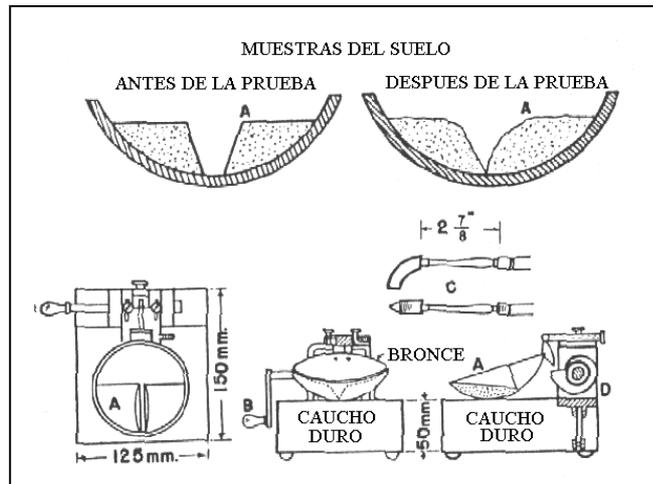


Figura 4.10 COPA DE CASAGRANDE

b) LÍMITE PLÁSTICO

PROCEDIMIENTO:

1. Mézclense perfectamente alrededor de 15 gr de suelo húmedo.
2. Rólese el suelo sobre una placa de vidrio o metal con la mano, hasta alcanzar un diámetro de 3 mm (1/8").
3. Repítase la etapa (2) hasta que el cilindro presente señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro de 3 mm (1/8").
4. Al llegar al límite señalado (3), determínese el contenido de agua de una parte del cilindro correspondiente.
5. Repítanse las etapas (2) a (4) dos veces más, para obtener tres valores. El límite plástico del suelo será el promedio de las tres dimensiones.

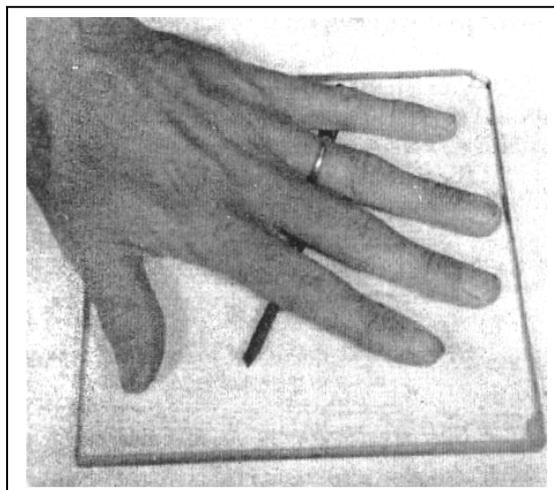


Figura 4.11 www.geoteknia.com

c) CONTRACCIÓN LINEAL Y VOLUMÉTRICA:

PROCEDIMIENTO:

1. Se toma una muestra de suelo y se coloca en los moldes.
2. Se compacta la muestra.
3. Se mete al horno durante 24 horas.
4. En el caso de la contracción lineal, la muestra se mide con un vernier varias veces y se saca el promedio de alturas.
5. Para la contracción volumétrica la muestra se sumerge en mercurio y se pesa el volumen desplazado.

4.4.2 EQUIVALENTE DE ARENA

Debido a que una buena cimentación de un camino necesita la menor cantidad de finos posible, sobre todo de arcillas, que son los materiales que en contacto con el agua causan un gran daño al pavimento, pues es necesario saber si la cantidad de finos que contienen los materiales que serán utilizados en la estructura del pavimento es la adecuada.

Se pretende que esta prueba sirva como una prueba rápida de campo para investigar la presencia de materiales finos o de apariencia arcillosa, que sean perjudiciales para los suelos y para los agregados pétreos.

EQUIPO:

- Probetas de acrílico de 38 cm de altura (15")
- Cápsulas de aluminio
- Malla del #4
- Pisón el cual tendrá una marca que tiene una longitud desde la punta hasta la marca de 25.4 cm (10) peso de 980 gr
- Embudo
- Balanza con aproximación de 1gr
- Solución de trabajo compuesta de cloruro de calcio, glicerina, formaldehído y agua destilada
- Repisa donde colocar el frasco con la solución del trabajo
- 90 mm de solución de trabajo y se completara hasta 1 galón agregándole agua
- 1 Cucharón
- 1 Charola redonda
- Tapones de corcho

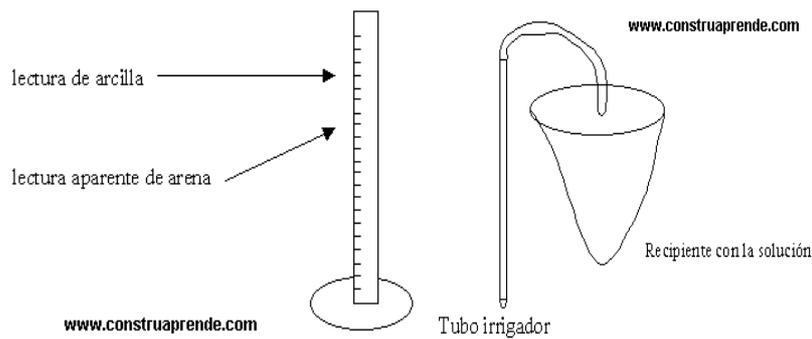


Figura 4.12 EQUIPO PARA LA PRUEBA

PROCEDIMIENTO:

1. Cribar por la malla #4 unos 500 gr de material, cuartearlo y tomar 2 muestras representativas del material con un peso de 100 gr cada una las cuales pesaremos en las cápsulas.
2. Agregar en la probeta solución de trabajo hasta la marca de 10 cm ó 4" colocar dentro de la probeta el contenido en una de las cápsulas procurando que la solución impregne el suelo dándole unos golpes en la parte inferior de la probeta y dejar en reposo durante 10 min, pasando ese tiempo se lleva a el agitador y se coloca en él durante 45 seg. y en caso de que no se cuente con este elemento se ara manualmente agitándola en forma horizontal de tal modo que se cumpla 90 cm.
3. Se retira del agitador y se coloca debajo del gabinete para agregarle solución de trabajo hasta la marca final (38 cm ó 15"). Este proceso de inicio debe darse un picado con la varilla por la que fluye la solución para que tiendan a subir las partículas finas y no queden atrapadas debajo de la arena, después de esto sé va subiendo lentamente el tubo regador y se ira lavando las paredes de la probeta bajándose nuevamente el tubo provocándole a la muestra una turbulencia con el mismo cuando se llega a la marca final se cierra la manguera del irrigador y esta solución se deja en reposo durante 20 min.
4. Después de este tiempo se lee directamente en la probeta la altura a la que se encuentra los finos a este valor le llamaremos lectura de arcilla.
5. Después de esto y ayudados con el pisón introducirlo lentamente para evitar turbulencias cuando ya no baje más se le dará un pequeño giro sin aplicar presiones y ayudados con la marca del pisón tomaremos la altura a la que se encuentra la arena a esto le llamaremos lectura aparente de arena y para conocer la lectura real la Restaremos 25.4 cm ó 10".

4.4.3 RESISTENCIA A LA ABRASIÓN O DESGASTE DE LOS AGREGADOS

En los agregados gruesos una de las propiedades físicas en los cuales su importancia y su conocimiento es indispensable en el diseño de mezclas es la resistencia a la abrasión o desgaste de los agregados. Esta es importante porque con ella conoceremos la durabilidad y la resistencia que tendrá el concreto para la fabricación de losas, estructuras simples o estructuras que requieran que la resistencia del concreto sea la adecuada para ellas.

El objetivo es establecer el método de ensayo para determinar la resistencia al desgaste de agregados gruesos, mayores de 19 mm, mediante la máquina de los Ángeles.

EQUIPO:

- Balanza. Un aparato sensible, fácil de leer, con precisión del 0.05% de la masa de la muestra en cualquier punto dentro del rango usado para este ensayo
- Estufa de Secado. Se debe mantener la temperatura uniforme
- Tamices. Serie de tamices que deben cumplir con la Norma de la SCT
- Se utilizaron los tamices 1 ½", 1", ¾", ½", y #4
- Máquina de los Ángeles. Aparato especificado por la Norma de la SCT

$$\text{Porcentaje de desgaste} = [Pa - Pb] / Pa$$

Donde:

Pa es la masa de la muestra seca antes del ensayo (grs)

Pb es la masa de la muestra seca después del ensayo, lavada sobre el tamiz 1.68 mm

En el ensayo de resistencia a la abrasión o al desgaste se utiliza la Máquina de los Ángeles.

Esta es un aparato constituido por un tambor cilíndrico hueco de acero de 500 mm de longitud y 700 mm de diámetro aproximadamente, con su eje horizontal fijado a un dispositivo exterior que puede transmitirle un movimiento de rotación alrededor del eje. El tambor tiene una abertura para la introducción del material de ensayo y de la carga abrasiva; dicha abertura está provista de una tapa que debe reunir las siguientes condiciones:

1. Asegurar un cierre hermético que impida la pérdida del material y del polvo.
2. Tener la forma de la pared interna del tambor, excepto en el caso de que por la disposición de la pestaña que se menciona más abajo, se tenga certeza de que el material no puede tener contacto con la tapa durante el ensayo.
3. Tener un dispositivo de sujeción que asegure al mismo tiempo la fijación rígida de la tapa al tambor y su remoción fácil.

El tambor tiene fijada interiormente y a lo largo de una generatriz, una pestaña o saliente de acero que se proyecta radialmente, con un largo de 90 mm aproximadamente. Esta pestaña debe estar montada mediante pernos u otros medios que aseguren su firmeza y rigidez. La posición de la pestaña debe ser tal que la distancia de la misma hasta la abertura, medida sobre la pared del cilindro en dirección de la rotación, no sea menor de 1250 mm.

La pestaña debe reemplazarse con un perfil de hierro en ángulo fijado interiormente a la tapa de la boca de entrada, en cuyo caso el sentido de la rotación debe ser tal que la carga sea arrastrada por la cara exterior del ángulo.

Una carga abrasiva consiste en esfera de fundición o de acero de unos 48 mm de diámetro y entre 390 y 445 gramos de masa, cuya cantidad depende del material que se ensaya, tal como se indica en la siguiente tabla:

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

RESIDENCIA: MÉXICO, D.F.

PRUEBA DE EQUIVALENTE DE ARENA

DESCRIPCION DE LA MUESTRA	<u>ARENA ARCILLOSA CAFÉ CLARO</u>	ENSAYE No.	_____
ESTUDIO POR EFECTUAR	<u>EQUIVALENTE DE ARENA</u>	FECHA DE INICIACION	<u>05/05/02</u>
PROCEDENCIA	<u>BANCO "RIO IGUALITA"</u>	FECHA DE TERMINACION	<u>05/05/02</u>
CARRETERA:	<u>TLAPA - METLATONOC</u>	LABORATORISTA	<u>TEC. RAMON GUEVARA</u>

ENSAYE	MUESTRA	HORA INICIAL	HORA FINAL	NIVEL DE LA ARENA (A)	NIVEL DE LA ARCILLA (B)	RESULTADO $\frac{A}{B} \times 100\%$	RESULTADO PROMEDIO (%)
BANCO "RIO IGUALITA"							26.1%
1		16:05	16:25	3.10	11.40	27.2%	
2		16:08	16:28	2.90	11.60	25.0%	

EQUIPO UTILIZADO

MANUAL

MECANICO

LABORATORISTA: TEC. RAMON GUEVARA

JEFE DE LABORATORIO: DR. ALBERTO HUERTA BARA.

Vo. Bo.: ING. WILLIAM GARCIA TORRES

TIPO	NÚMEROS DE ESFERAS	MASA DE LAS ESFERAS (grs)
A	12	5000 ± 25
B	11	4584 ± 25
C	8	3330 ± 25
D	6	2500 ± 15

4.4.4 PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA

El objetivo es determinar la cohesión “C” y el ángulo de fricción interna “ \downarrow ” del suelo en estudio.

EQUIPO:

- Prensa triaxial
- Dispositivo para agua con manómetro
- Compresor
- Calibrador con vernier
- Cronometro
- Balanza con aprox. De 0.1 gr
- Horno
- Membrana de látex
- Torno para el labrado
- Mangueras de plástico reforzada
- Cuchillo y arco con alambre acerado
- Molde cilíndrico
- Pisón
- Muestra inalterada

PROCEDIMIENTO:

1. Para esta prueba se requieren probar 3 especímenes a diferentes presiones confinantes, aunque se preparan 4 por si se necesita verificar algún resultado. Los especímenes podrán obtenerse de muestras inalteradas, labrándose en el toro especial o de las muestras inalteradas, que en este caso se remoldean, utilizando el molde y el pisón compactando el suelo y reproduciendo un cierto peso volumétrico.
2. Los especímenes se harán de 3.6 cm de diámetro y la altura será de 2 a 3 veces el diámetro.
3. Determínese la densidad y la humedad del suelo en estudio.
4. Si las muestras son labradas se medirán los diámetros: superior (Ds), central (Dc) e inferior (Di).

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
INFORME DE DESGASTE DE LOS ANGELES**

OBRA	ESTUDIOS Y PROYECTO	ENSAYE No	1
CARRETERA:	Tlapa - Metlatonoc	FECHA DE RECI	05/05/02
TRAMO:	KM. 15+000 AL KM. 18+500	FECHA DE INFO	05/05/02

DATOS DEL MUESTREO	DESCRIPCIÓN PETROGRÁFICA DEL MATERIAL	GRAVA-ARENA	PARA USO EN	Mézcila Asfáltica
	CLASE DE DEPÓSITO MUESTREADO	BANCO RIO IGUALITA	MÉZCLA:	
	TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO	Ninguno	UBICACIÓN:	
	UBICACIÓN DEL BANCO			

DESGASTE TIPO "B"

% DE DESGASTE	36%
% DE ABSORCION	
DENSIDAD kg/ m3	
P.V.S.S. KG/M3	1623
% DE PARTICULAS EN FORMA DE LAJA	15.00%
% DE PARTICULAS ALARGADAS	10.00%

ESPECIFICACIONES

40% máximo

35% máximo

35% máximo

COMPOSICION GRANULOMETRICA

MALLAS		PESO	PESO	% DE
PASA	RETIENE	INICIAL	FINAL	DESGASTE
3/4	1/2	2.5	3.95	21%
1/2	3/8	2.5		
SUMAS		5.00	3.95	

MALLAS		PESO	PESO	% DE
PASA	RETIENE	INICIAL	FINAL	DESGASTE
3/4	1/2	2.5	3.18	36.4%
1/2	3/8	2.5		
SUMAS		5.00	3.18	

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES:

5. Las muestras se introducen a un recipiente para que no pierdan humedad.
6. Se inicia con la muestra No. 1 la cual será medida y pesada, anotándose estos datos en el registro correspondiente.
7. Se coloca en la base de la cámara triaxial, se coloca el cabezal encima, se cubre la muestra con una membrana de látex, ligada perfectamente para evitar que penetre el agua que se utiliza para dar confinamiento al suelo.
8. Se saca el vástago de carga y se coloca la cámara triaxial sobre la muestra, se ajustan los tornillos, se baja el vástago hasta que toque el cabezal.
9. Se coloca en la cámara en la prensa, utilizando la manivela se sube la cámara hasta que el micrómetro que indica la carga se mueva una unidad y enseguida se introduce el agua que dará la compresión confinante, con la cual se va ensayar el primer espécimen. Teniendo cuidado de revisar la válvula que se encuentra en la parte superior de la cámara, la cual debe estar ligeramente abierta y cuando salga poco agua, esto nos indicara que la cámara se lleno completamente de agua, por lo que se cerrara esta válvula.
10. Se coloca la manivela en la tercera muesca; esto es para que la prensa funcione por medio de un motor a una velocidad constante (1.14m por minuto), se ajustan los dos extensómetros (el que registra unidades de carga y el de unidades de deformación) en cero.
11. Se aplica la carga, tomándose lecturas de unidades de carga y unidades de deformación a cada 30 seg. O a cada minuto hasta que se registren dos unidades de carga iguales. También se dejan de tomar lecturas o se suspende el ensaye si la muestra del suelo presenta una deformación del 20% con respecto a la altura inicial.
12. Se elimina la presión del confinamiento y se saca el espécimen fallado, se hace un croquis de este y se somete a un secado en el horno par obtener el contenido de agua.
13. Para los especimenes restantes se utiliza el mismo procedimiento, lo único que se hace el variar las presiones de confinamiento.
14. Cuando ya se probaron todos los especimenes se calculan los esfuerzos en los diferentes intervalos de tiempo, para cada espécimen y este se gráfica, se conoce como esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_2$).
15. Para obtener la cohesión "C" y el Angulo de fricción del suelo " \downarrow " se usan los círculos de MOHR; donde el diámetro del circulo será el esfuerzo desviador.
16. Para el trazo de los círculos se utiliza un eje vertical y otro horizontal, en el vertical van los esfuerzos tangenciales y en el horizontal los esfuerzos normales. Para poder verificar lo anterior se debe fijar una escala de esfuerzos por ejemplo 1:1 (1 cm = 1 kg/cm²), 2:1, etc.
17. Ya que se trazaron los círculos, se traza una tangente a estos hasta cortar el eje vertical; la distancia que existe a partir del origen hasta el corte antes descrito y medida en la escala previamente fijada, se le conoce como cohesión del suelo

18. Para obtener el ángulo de fricción interna del suelo; se traza una horizontal que corte la tangente antes descrita; el ángulo formado por la horizontal y la tangente será el de fricción del interna del suelo, que puede ser medido con un transportador u obtenido con la función tangente.



Figura 4.13 www.geoteknia.com

4.4.5 VALOR RELATIVO DE SOPORTE ESTÁNDAR (V.R.S. std.)

Objetivo: Determinar si el suelo en estudio, tiene la calidad para ser empleado en las capas: base, subbase y subrasante. Para ésta prueba se utiliza un suelo compactado por medio de la prueba Porter.

EQUIPO:

- Todo el equipo y materiales utilizados en la prueba Porter
- Prensa con capacidad de 5,000 Kg
- Depósito con agua para saturar el suelo compactado
- Papel filtro de 15.2 cm de diámetro
- Placa circular perforada de 15.2 cm de diámetro
- Placas circulares de carga de 15.2 cm de diámetro y de 3 Kg de peso cada una
- Un trípode metálico para referencia de mediciones
- Pistón de penetración de 4.95 cm de diámetro
- Extensómetro con carrera de 2.54 cm y una aproximación de 0.01 mm

PROCEDIMIENTO:

1. Estando el suelo ya compactado, se pone encima un papel filtro, para que no se erosione, al momento de introducirlo a inmersión total en agua.
2. Arriba del papel se coloca una placa circular perforada y encima de ésta, las 2 placas circulares de carga, sobre la extensión del molde se coloca el trípode, que servirá como referencia de mediciones de altura y conocer si el suelo presenta expansión.
3. Se introduce todo el conjunto al depósito con agua, de tal forma que el molde quede sumergido, con un tirante de 2 cm arriba del borde superior de la extensión del molde.

4. Utilizando el vernier, se hace una primera lectura de altura, medida sobre el trípode hasta la parte central de vástago de la placa circular perforada; anotando esta lectura como (Li), se verifica cada 24 hrs y cuando en dos lecturas sucesivas se observe que no hay diferencia, se anota su valor como lectura final (Lf) con aproximación de 0.01 mm. El período de saturación generalmente varía de 3 a 5 días.

5. Todo lo descrito en paso 4, es con el fin de determinar el porcentaje de expansión que puede tener un suelo y se obtiene con la siguiente fórmula:

$$\text{Expansión} = \frac{Li - Lf}{he} \times 100; \quad \text{donde: } he = \text{Altura del espécimen, en cm.}$$

6. Se retira el molde del agua, se le retira la extensión, el papel filtro y la placa circular perforada, colocándose en medio de las placas de carga el pistón de penetración, después se coloca el molde en la parte central de la prensa.

7. Se coloca el extensómetro que va indicar las penetraciones estandarizadas para esta prueba; estas son: 1.27 mm, 2.54 mm, 3.81 mm, 5.08 mm, 7.62 mm, 10.16 mm y 12.70 mm

8. Se aplica una precarga de 10 Kg e inmediatamente después, sin retirar la carga, se ajusta el extensómetro en cero, para iniciar la penetración vertical del pistón de penetración.

9. Se aplica carga para que el pistón penetre al espécimen a una velocidad de 1.27 mm./min, anotando las cargas necesarias para obtener cada una de las penetraciones descritas anteriormente.

10. Los resultados se llevan a la gráfica (penetraciones contra carga), obteniéndose la llamada curva de valor relativo de soporte estándar y se obtiene finalmente el resultado de este con la siguiente fórmula:

$$\text{V.R.S. std.} = C_{2.54} \times 100 / 1360$$

donde;

$C_{2.54}$ = A la carga correspondiente a la penetración de 2.54 mm. en kg

1360 = Equivale a la carga que presentaría un material de buena calidad, para esa penetración; por ejemplo: una caliza triturada

PRUEBA DE VRS

CARRETERA : TLAPA - METLATONOC TRAMO : Km. 15+000 - 18+500
 SUBTRAMO : BANCO DE MATERIALES RIO IGUALITA

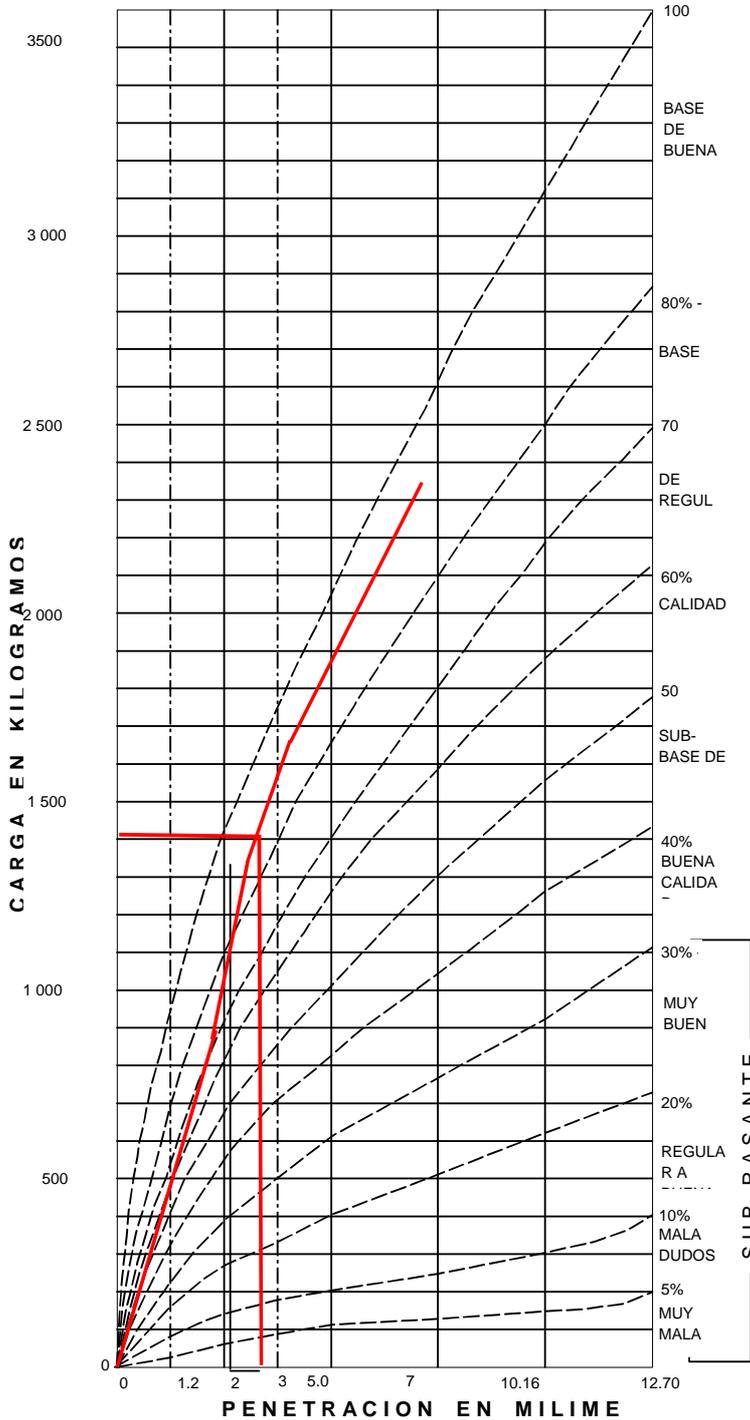
OBRA : BANCO DE MATERIALES RIO IGUALITA
 UBICACION : Km. 15+000 - 18+500
 OPERADOR : RAMON GUEVARA

ENSAYE : _____
 FECHA : 05-May-02

MOLDE No : 18
 PESO SECO : _____ Kg
 PESO HUMEDO : 4.600 Kg
 AGUA AGREGADA : _____ cm³
 ALTURA MOLDE : 12.70 cm
 ALTURA FALTANTE : 2.46 cm
 ALTURA DEL MAT : 10.24 cm
 AREA MOLDE : 193.60 cm²
 VOLUMEN EN MOLDE : 1982 cm³
 PESO VOL. HUM. γ_m : 2320 Kg/m³
 PVS Max. γ_d : 2206 Kg/m³
 HUMEDAD OPTIMA w : 5.2 %

V.R.S. 1,412 103.8 %
 CONSTANTE : 13.2

VRS CORREGIDO 83.1



m m.	ANILLO	CARGA
1.27-	19	251
2.54-	107	1,412
3.81-	115	1,518
5.08-	137	1,808
7.62-	165	2,178
10		-
13		-

13.19

TARA	
344.6	17.54
328.5	311.0
16.1	5.2

A= CARGA CORRESPONDIENTE A LA PENETRACION DE 2.54 mm

$$VRS = \frac{A}{1360} \cdot 100$$

1360=RESISTENCIA EN KG. DEL MATERIAL ESTANDAR A LA MISMA PENETRACION

LECTURA I = 4.67 mm
 LECTURA F = 4.63 mm
 EXPANSION -0.4 %

4.4.6 COMPACTACIONES

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, trayendo como consecuencia una variación de volumen, fundamentalmente ligada a la pérdida de volumen de aire, pues por lo general no se expulsa agua de los huecos durante la compactación. No todo el aire sale del suelo, por lo que se considera que un suelo compactado es un suelo saturado.

El objetivo principal de la compactación es lograr que el suelo mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de la vida útil de la obra.

VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS

1. La naturaleza del suelo: La clase de suelo es determinante en el proceso de compactación, prevaleciendo la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos arcillosos y fricciantes.
2. El método de compactación: En el laboratorio se utilizan tres tipos de compactación: la compactación por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática.
3. La energía específica: Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate.

En las pruebas de laboratorio en que se compacta el suelo mediante la aplicación de presión estática, al principio la energía específica se puede evaluar de manera análoga en términos del tamaño del material, el número de capas en que se dispone el suelo, la presión que se aplique a cada capa y el tiempo de aplicación.

En el caso de las pruebas en que se realiza la compactación por amasado se vuelve más compleja la evaluación de la energía específica, pues cada capa del suelo dentro del molde se compacta mediante cierto número de aplicaciones de carga con un pisón que produce presiones que varían gradualmente de cero hasta un valor máximo, y luego se invierte el proceso en la descarga. La energía de compactación no se puede cuantificar de un modo sencillo, pero puede hacerse variar a voluntad si se introducen cambios en la presión de apisonado, en el número de capas, en el número de aplicaciones del pisón por capa, en el área del pisón o en el tamaño del molde. En el caso de uso de rodillos depende principalmente de la presión y el área de contacto entre rodillo y el suelo, del espesor de la capa que se compacte y del número de pasadas del equipo.

4. El contenido de agua del suelo: Se sabe que el contenido de agua en el suelo que se compacta es una variable fundamental del proceso. Proctor observó que con contenidos crecientes de agua, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos para el material compactado, si se usa la misma energía de compactación; pero observó también que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad pasa de cierto valor, disminuyen los pesos específicos secos logrados.

5. El sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación: Este aspecto afecta sobre todo a las pruebas de laboratorio, en las que es común presentar resultados con base en gráficas $\gamma_d - w$ (peso volumétrico seco vs. humedad). Estas curvas son diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o si se parte de un suelo húmedo, que se va secando según avanza la prueba. En el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para un mismo suelo y con los mismos contenidos de agua. La explicación del fenómeno podría ser que cuando se le agrega agua a un suelo que está seco, esta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con propensión a penetrar en ellos después de algún tiempo; por otra parte, cuando el agua contenida en un suelo húmedo se evapora, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna. En el caso en que se agregó agua, la presión capilar entre los grumos es menor por el exceso de agua, en comparación con el caso en que la evaporación hace que los meniscos se desarrollen más. Por lo tanto, en el primer caso será menor la ligazón entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en el segundo caso.

6. El contenido de agua original del suelo: Este concepto se refiere al contenido natural de agua que el suelo poseía antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo o cualquier otro con que se hubiere decidido realizar la compactación.

En los procesos de laboratorio, el contenido natural de agua del suelo tiene influencia en las compactaciones que se logren con una cierta energía, a humedades menores que la óptima, sobre todo cuando se procede a compactar el suelo inmediatamente después de la incorporación del agua.

7. La recompactación: En muchos laboratorios es práctica común usar la misma muestra de suelo para la obtención de puntos sucesivos de la pruebas de compactación; ello implica la continuada recompactación del suelo. Se ha visto que con esta práctica se obtienen pesos volumétricos mayores a los que se logran con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias, de modo que con suelos recompactados la prueba puede llegar a dejar de ser representativa.

8. La temperatura: La temperatura ejerce un importante efecto en los procesos de compactación de campo, en primer lugar por efectos de evaporación del agua incorporada al suelo o de condensación de la humedad ambiente en el mismo.

4.4.6.1 LA CURVA DE COMPACTACIÓN

Proctor visualizó la correlación entre los resultados de un proceso de compactación y el aumento del peso volumétrico seco del material compactado. Juntando estos dos aspectos, que considero básicos, estableció la costumbre que subsiste hasta la actualidad, de representar la marcha de un proceso de compactación por medio de una gráfica en la que se haga ver el cambio de peso volumétrico seco al compactar al suelo con diversos contenidos de agua, utilizando varias muestras del mismo suelo, cada una de las cuales proporciona un punto de la curva.

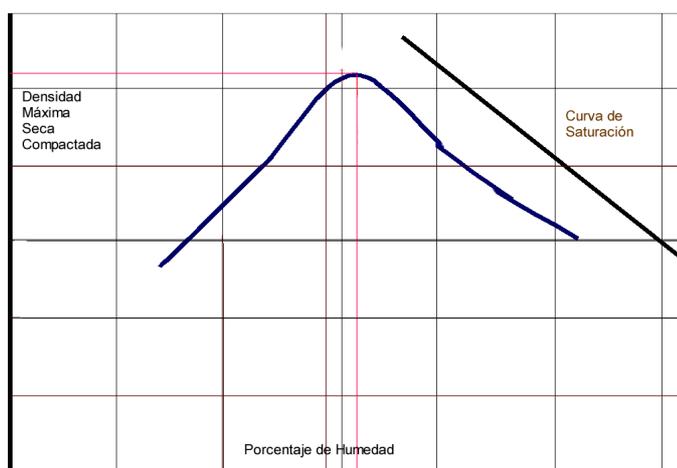


Figura 4.14 CURVA DE COMPACTACIÓN

Una representación tal y como la anterior ($\gamma_d - w$) recibe el nombre de curva de compactación, pero no constituye el único medio gráfico de representar los resultados de un proceso de compactación; simplemente es el modo más usual de representación de los que hoy se utilizan.

La curva muestra un valor máximo absoluto, alguna vez acompañado de otro secundario de menor valor. El peso volumétrico seco máximo; la humedad con la que tal máximo se consigue se denomina humedad óptima y representa el contenido de agua con la cual el procedimiento de compactación que se este usando produce la máxima eficiencia, por lo menos si está se juzga por el peso volumétrico seco que se logre.

La curva puede construirse, ya sea en el laboratorio ó en el campo, a partir de parejas de valores, los cuales se pueden obtener, como ya se dijo, y se aplica el procedimiento de compactación de que se trate a diversos especímenes del mismo suelo con diferente contenido de agua. La curva puede entonces dibujarse a partir de los valores anteriores.

4.4.6.2 PRUEBA PROCTOR ESTÁNDAR (COMPACTACIÓN DINÁMICA)

Este ensayo se realiza únicamente a suelos que pasan la criba #4 (4.76 mm), ó que el retenido en esta malla sea de aproximadamente 10%, pero que pasen totalmente por la criba de 3/8" (9.52 mm). No debe efectuarse en arenas, tezontles y en todos aquellos materiales que carecen de cementación.

Con esta prueba se determina el peso por unidad de volumen del suelo, así como la resistencia a la penetración de un suelo que se ha compactado por cualquier procedimiento dinámico para distintos contenidos de humedad.

La Proctor estándar se utiliza principalmente para reproducir en el laboratorio la compactación que se puede obtener en el campo con el equipo denominado pata de cabra o similares. (Compactación por amasado en suelos finos.)

Los objetivos de la prueba son:

1. Determinar el peso volumétrico seco máximo del suelo y la humedad óptima a que se alcanza dicho peso volumétrico (P.V.S.M.) en el Laboratorio compactando el suelo por capas.
2. Encontrar el porcentaje de compactación alcanzado por los suelos durante la construcción de las terracerías, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar, con el peso volumétrico Próctor de compactación obtenido en el laboratorio.

EQUIPO:

- Molde para compactación Proctor Estándar, provisto de collarín y base
- Martillo de golpe
- Charola de lámina
- Probeta graduada de 100 ml
- Espátula de cuchillo y regla metálica
- Báscula de 20 kg. de capacidad
- Balanza de 2.160kg. de capacidad
- Cucharón de lámina
- Horno de temperatura constante
- Cápsulas de aluminio (previamente numeradas y taradas)
- Criba #4

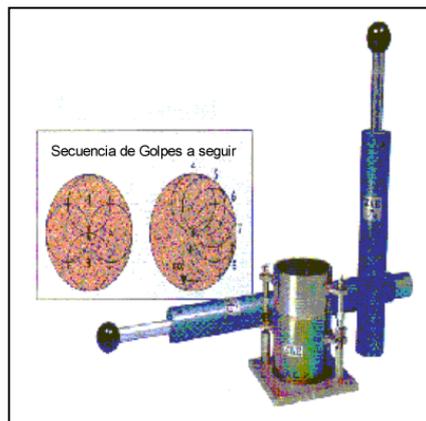


Figura 4.15 www.geoteknia.com

ENERGÍA DE COMPACTACIÓN EN PRUEBA PROCTOR

Para determinar la energía de compactación, se puede emplear la siguiente fórmula:

$$E = \frac{WHN}{V} \div 3$$

Donde:

E = Energía de compactación, en kg. - cm./cm³

W = Peso del martillo en kg

H = Altura de caída en cm

V = Volumen total de la probeta compactada en cm³

N = Número de golpes

Ejemplo:

Utilizando los datos anteriores y con los siguientes valores:

$E = 6.1 \text{ kg. - cm./cm}^3$, usual en la Prueba Proctor Estándar

$W = 2.492 \text{ kg}$

$H = 30.5 \text{ cm}$

$V = 929.376 \text{ cm}^3$

$N = \text{Número de golpes por capa}$

$$E = \frac{(2.492) (30.5) (25)}{929.376} \div 3$$

$$E = 6.1 \text{ kg. - cm / cm}^3$$

Despejando N (número de golpes) de la fórmula, se tiene:

$$N = \frac{EV}{WH}$$

Sustituyendo:

$$N = \frac{(6.1) (929.376)}{(2.492) (30.5)} = 75 \text{ golpes}$$

Como el suelo se compacta dentro del cilindro en tres capas, el número de golpes por capa será:

$$75 / 3 = 25 \text{ golpes}$$

PROCEDIMIENTO:

1. Del suelo que pasa la criba #4, se pesan 3 kg colocándose en la charola y adicionándole cierta cantidad de agua. El agua que se le agregue, será la necesaria para que una vez que se mezcle perfectamente con el suelo, este presente una consistencia tal, que al ser comprimido en la palma de la mano no deje humedad ni partículas en ella, (Humedad óptima). Después se pesa el molde y se anotan sus dimensiones para obtener su volumen. Posteriormente se arma con su base y collarín para formar un cilindro.
2. Con el cucharón se vacía en el cilindro, suelo suficiente hasta obtener una capa de + 8 cm de espesor que al ser compactada se reduce a 14.5 cm.
3. Esta primera capa se compacta con 25 golpes los cuales se reparten uniformemente en toda la superficie, usando el martillo de golpe que se elevará hasta tocar la parte superior de la guía, para que la altura de caída sea siempre la misma 30.5 cm.
4. La parte superior de la primera capa compactada en el cilindro, se escarificará con la espátula de cuchillo, para que la siguiente capa al ser compactada se adhiera perfectamente.

5. Con el cucharón se vuelve a vaciar suelo en el cilindro para obtener la segunda capa, que agregada a la primera nos marque una altura de 11 a 12 cm que se reducirá a ± 9 cm compactándola a golpes igual que la primera, escarificándola en la parte superior para que se ligue perfectamente a la siguiente capa.
6. El mismo procedimiento se sigue para la tercera capa, procurando que efectuada la compactación, la superficie esté de 1 a 2 cm arriba del collarín.
7. Al terminar de compactar las tres capas, con la espátula de cuchillo se recorre el perímetro interior del collarín para despegar el suelo, se quita el collarín con mucho cuidado, se enrasa el suelo en la parte superior de el molde con la espátula de cuchillo y el enrasador.
8. Se limpia el molde perfectamente, se separa de la base y se pesa en la báscula molde y suelo compactado, anotando el valor en la columna peso del molde + suelo húmedo en gr.
9. Se extrae el suelo del molde y se toma una porción pequeña de la parte central colocándola en una cápsula de aluminio, se pesa anotando el valor en la columna, peso de la cápsula + suelo húmedo en gr, se introduce al horno de secado para determinar su contenido de agua. De esta manera se obtienen los datos ó coordenadas de un punto en la gráfica de compactación (contenido de agua % peso volumétrico seco ton/m^3).
10. El suelo compactado que se extrae del molde se disgrega, hecho lo anterior, se le agrega agua en cantidad suficiente para aumentar su humedad, aproximadamente entre un 2 a 5%, y se vuelven a repetir los pasos desde el inciso b) al i).
11. La gráfica de compactación queda definida con 5 puntos, 3 de ascenso al irse incrementando el peso volumétrico seco y 2 de descenso al disminuir este valor.

Al agregar agua en cada ensayo y apisonar el suelo, aumenta su grado de compactación, hasta llegar a un punto que corresponde a la humedad óptima (w óptima), la cual estará relacionada con el máximo peso volumétrico seco. Después de este máximo PVS obtenido con la prueba, podemos observar que al ir incrementando la cantidad de agua, el valor del peso volumétrico disminuye debido a que se provoca un aumento del volumen de los huecos en el suelo, así como la sustitución de partículas de suelo por agua.

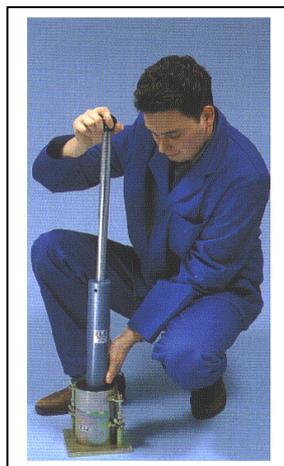


Figura 4.16 www.geoteknia.com

CÁLCULO:

1. Peso del suelo húmedo: W_m

Peso del molde + suelo húmedo - peso del molde = (gr)

2. Peso volumétrico húmedo: γ_m

$\gamma_m = \text{peso del suelo húmedo} / \text{volumen del molde} = (\text{kg/cm}^3)$

3. Contenido de agua: (w %)

$w = W_w / W_d \times 100 = (\%)$

Donde:

W_w = Peso del agua

W_d = Peso del suelo seco

4. Peso volumétrico seco: γ_d

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{\frac{w}{100} + 1} = (\text{kg/cm}^3)$$

5. Finalmente, con los valores obtenidos (w %, γ_d), se dibuja la curva de compactación Próctor, localizándose en la curva el peso volumétrico seco máximo, correspondiente a una humedad óptima.

4.4.6.3 PRUEBA PORTER

En suelos friccionantes es muy común que las pruebas dinámicas produzcan una curva de compactación con una forma inadecuada para la determinación del peso volumétrico seco máximo y una humedad óptima. También, para este tipo de suelos existen otras pruebas de compactación en las que usualmente se define una curva de compactación de forma típica, adaptada para los fines que se persiguen.

Una de estas es la prueba de compactación estática, que introdujo O. J. Porter y que alcanzó su forma definitiva alrededor de 1935. En ella se compacta al suelo colocándolo dentro de un molde cilíndrico de unas 6" de diámetro, el suelo se dispone en tres capas y se acomoda con 25 golpes de una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída, que no está especificada es la mínima utilizable por el operador para la manipulación cómoda.

La compactación propiamente dicha se logra al aplicar al conjunto de tres capas una presión de 140.6 Kg/cm², la cual se mantiene durante un minuto.

Este método de prueba sirve para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas que se emplean en la construcción de terracerías; también se puede emplear en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor que 6, el método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla de una pulgada, a los que se le agregan diferentes cantidades de agua y se compactan con carga estática.

EQUIPO:

- Molde con base y extensión de 6" de diámetro y 5" de altura aproximadamente
- Varilla con punta de bala
- Probeta de 500 ml
- Cápsula de aluminio
- Charola cuadrada
- Balanza con capacidad de 20 kg y otros con aproximación de 1gr
- Horno
- Maquina para aplicar carga o presión con capacidad de 30 toneladas

PROCEDIMIENTO:

1. Cribar por la malla # 1 con 16 kg de material (4 kg) finos 2.5 kg y gruesos 1.5kg.
2. Medir el diámetro y altura del molde y pesarlo con la base y extensión.
3. Agregarle agua en forma homogénea la cual deberá medirse cuando estemos en la humedad optima. Una manera aproximada de conocer esta humedad es apretando el suelo húmedo el cual nos dejara un leve rocío en la palma de la mano, varia entre 450 a 550 ml aproximadamente de agua tomar una muestra representativa para calcular el contenido de humedad en la cápsula de 80 a 100 gr de la muestra.
4. El material restante se colocara en 3 capas dentro del cilindro y a cada una de ellos se le aplicara 25 golpes con la varilla punta de bala en forma de espiral empezando la orilla y terminando en el centro.
5. Calcular el área del cilindro.
6. Conocido esto calcular la carga total por aplicar sabiendo que esta tiene un valor constante de 1406 kg/cm^2 , la carga por aplicar en la maquina la obtendremos multiplicando el área x carga.
7. El equipo donde se aplicara esta carga esta compuesta de un gato hidráulico y un manómetro y este último tiene una constante de carga de 78 kg. Dividiendo la carga total entre la constante para conocer que lectura tendremos en el manómetro de carga.
8. Según las especificaciones esta carga deberá aplicarse en un tiempo de 5 minutos para conocer que carga deberá aplicarse/ minuto dividiendo el valor anterior entre 5.
9. Para decir que hemos encontrado la humedad optima en un lapso entre el mínimo de 5 y 6 el espécimen deberá arrojar unas gotas de agua por la parte inferior en caso contrario se repetirá la prueba con otra porción del material y con una cantidad de agua mayor ó menor según se requiera.
10. Retirar el espécimen de la maquina y pesarla con la base y extensión para conocer el peso del suelo húmedo.
11. Se retira la extensión y ayudados con un vernier se mide la altura faltante del material esta se tomara del borde superior del cilindro de cara superior del espécimen en 3 lugares diferentes y de esta sumatoria se saca un promedio para poder conocer la altura de la muestra compactada.

Figura 4.17 www.geoteknia.com

4.5 PROCESOS DE COMPACTACIÓN DE CAMPO

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar mediante cualquiera de las cinco formas que se enumeran enseguida:

- Por amasado
- Por presión
- Por impacto
- Por vibración
- Métodos mixtos

4.5.1 COMPACTADORES POR AMASADO

Estos compactadores concentran su peso sobre la superficie de todo un conjunto de puntas de forma variada ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las puntas penetran en el suelo. Conforme se van dando pasadas y el material se va compactando, las patas profundizan cada vez menos en el suelo, y llega el momento en que ya no existe ninguna compactación adicional.

La presión que ejerce el rodillo pata de cabra al pasar con sus vástagos sobre el suelo no es uniforme en el tiempo; los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical y en su máxima penetración; a partir de ese momento la presión disminuye hasta que el vástago sale. Además, la acción del rodillo es tal que hace progresar la compactación de la capa de suelo de abajo hacia arriba; en las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, lo que permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar; para que esto ocurra el espesor de la capa no debe ser mucho mayor que la longitud del vástago. A esta manera de compactar se le denomina “amasado”.



Figura 4.18 www.caterpillar.com

Por lo general, se considera adecuada la operación cuando el vástago penetra del 20 al 50% de su longitud, lo que depende de la plasticidad del suelo; así, para una arcilla blanda se busca realizar penetraciones menores que para una arcilla arenosa, a fin de evitar que se adhieran al vástago cantidades considerables del suelo y se reduzca el rendimiento del equipo.

El rodillo pata de cabra produce entonces dos resultados muy deseables en los terraplenes de suelos finos compactados, que son una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa y una buena liga entre capas sucesivas.

El rendimiento de los rodillos pata de cabra está influido notablemente por la forma en que opera el equipo; por ejemplo, si los vástagos penetran en los mismos agujeros durante varias pasadas sucesivas, el rendimiento del equipo se reduce; para evitar que esto ocurra el operador debe procurar hacer un ligero cambio en el recorrido del rodillo.

Los rodillos pata de cabra rinden sus mejores resultados en suelos finos. La concentración de presión que producen los vástagos se ha revelado como muy útil para la ruptura y disgregación de los grumos que se forman en las arcillas homogéneas por acción de fuerzas de naturaleza capilar entre sus partículas. En suelos finos no homogéneos, con diferentes rangos de tamaños, la acción de las patas de cabra también es muy benéfica para romper y disgregar las diferentes partículas y para unir entre sí las distintas capas de material compactado, pues al quedar distorsionada la superficie de cada capa, se compacta junto con la siguiente, lo que elimina la tendencia a la laminación. En arcillas blandas francas, además de que tiene posibilidad de eliminar grumos, el rodillo pata de cabra resulta muy conveniente por la acción de amasado, ya descrita.

El rodillo de rejillas se ha venido utilizando con éxito en materiales que requieren disgregación, pero en realidad ha dado buen resultado en un gran variedad de suelos, incluyendo arcillas homogéneas o mezclas de arenas, limos y arcillas, con abundancia de finos. La superficie del cilindro la constituye una parrilla o malla fabricada con barras de acero, que forman una cuadrícula. Suelen lastrarse con bloques de concreto o arena húmeda. Por lo común se fabrican con alto peso (más de 14 ton, lastrados) y elevadas presiones de contacto (arriba de 20 kg/cm²).

El rodillo segmentado también se ha utilizado sobre todo con materiales que requieren disgregación, pero su uso se está extendiendo a varios tipos de suelos, incluso las arcillas no muy plásticas. Cada cilindro suele estar formado por tres ruedas adosadas, de aro interrumpido, lo cual forma la segmentación que da su nombre al equipo.

4.5.2 COMPACTACIÓN POR PRESIÓN

Rodillos lisos. Se dividen en dos grupos: remolcados y autopropulsados. Los primeros constan generalmente de dos tambores montados en un marco al que se sujetan los ejes; su peso varía por lo común de 14 a 20 ton. Los autopropulsados constan de una rueda delantera y una o dos traseras; se fabrican con pesos de 3 a 13 ton. El motor que los impulsa es de gasolina o diesel y pueden circular en velocidad directa o en reversa. Los rodillos lisos tienen su campo de aplicación circunscrito a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión, por no formar grumos o por no necesitar disgregado; por lo general son arenas y gravas relativamente limpias. También se utilizan mucho para el acabado de la superficie superior de las capas compactadas.



Figura 4.19 www.caterpillar.com

El efecto de la compactación de los rodillos lisos se reduce considerablemente a medida que se profundiza en la capa que se compacta, y el efecto de la compactación se produce de arriba hacia abajo.

Cuando se utiliza sólo el rodillo liso en arcillas y limos plásticos es común que al cabo de un cierto número de pasadas lleguen a presentarse fracturas en la parte superior de la capa, debido a la rigidez que esta zona adquiere por excesiva compactación, en comparación al lecho inferior de la misma capa, menos compactado, que adquiere una resistencia relativamente baja.

Rodillos neumáticos. La acción compactadora del rodillo neumático tiene lugar fundamentalmente por la presión que transmite a la capa de suelo tendida, pero estos rodillos producen también un cierto efecto de amasado, que causa al suelo grandes deformaciones angulares por las irregularidades de las llantas; este efecto ocurre a escala mucho menor que en los rodillos pata de cabra, pero tiene cierta importancia, sobre todo en la porción más superficial de la capa que se compacta. El rodillo aplica a la superficie de la capa prácticamente la misma presión desde la primera pasada; esta presión es casi igual a la presión de inflado de la llanta.

Podría pensarse que la eficacia compactadora pudiese crecer de manera indiscriminada con la presión de inflado, pero esto no es el todo cierto, pues si la presión no es demasiado grande, a ambos lados de la huella se producen concentraciones que hacen aparecer presiones horizontales adicionales que ayudan al asentamiento de las partículas y a su mezclado; así, la elección de la presión de inflado se ha de hacer con base en varios factores. El acabado superficial de las capas compactadas con rodillos neumáticos suele tener la rugosidad suficiente para garantizar una buena liga con la capa superior. En cualquier tipo de suelo, un incremento en la carga por rueda o en la presión de inflado produce un aumento en el peso volumétrico seco máximo. Ese incremento va acompañado de una disminución en el contenido de agua óptimo.

No obstante, es poco recomendable aumentar la presión de inflado sin incrementar en la misma proporción la carga por rueda, pues ello reduciría el área de contacto, haría que no se presentasen las presiones de confinamiento horizontal de que ya se habló y tendería a producir mayores variaciones del grado de compactación con la profundidad. A medida que el suelo se compacta, su resistencia a la penetración va aumentando.

Los rodillos neumáticos se usan principalmente en los suelos arenosos con finos poco plásticos, en los que no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, en limos poco plásticos también son eficientes.

4.5.3 COMPACTACIÓN POR IMPACTO

En los procedimientos de compactación por impacto es muy corta la duración de la transmisión del esfuerzo. Los equipos que pueden clasificarse dentro de este grupo son los diferentes tipos de pisones, cuyo empleo está reservado a áreas pequeñas, y ciertas clases de rodillos apisonadores (tamper) semejantes en muchos aspectos a los rodillos pata de cabra, pero capaces de operar a velocidades mucho mayores que estos últimos, lo que produce un efecto de impacto sobre la capa de suelo que se compacta.



Figura 4.20 www.caterpillar.com

Los pisones pueden ir desde los de caída libre y accionados a mano, hasta aparatos más complicados movidos por compresión neumática o por combustión interna. Sobre todo por razones de costo, en todos los casos su empleo está limitado a determinadas partes de la estructura vial, tales como zanjas, desplante de cimentaciones, áreas adyacentes a alcantarillas o estribos de puentes, cobertura de alcantarillas, etc.

Los pisones de caída libre pueden ser desde simples mazas unidas a un mango y accionadas por un hombre, hasta mazas de 2 ó 3 ton que se izan con cables y se dejan caer desde uno o dos metros de altura. Estos modelos pesados, accionados por una máquina apropiada, se han usado con éxito en la compactación de grandes fragmentos de roca.

Los pisones neumáticos o de explosión se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra el propio suelo, lo que basta para elevarlos 15 ó 20 cm. Se les considera apropiadamente para compactar suelos cohesivos, pero pueden resultar convenientes en otros tipos de suelos.

Los rodillos apisonadores (tamper) operan a velocidades de 20 a 25 km/h, y ello, unido a la forma, las dimensiones y la separación de sus patas, hace que su efecto sobre el suelo sea básicamente el de una compactación por impacto. Parece que su mejor rendimiento se logra en suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados.

4.5.4 COMPACTACIÓN POR VIBRACIÓN

Para la compactación por vibración se emplea un mecanismo de masas desbalanceadas o del tipo hidráulico pulsativo, que proporciona un efecto vibratorio al elemento compactador propiamente dicho. Hay varios factores inherentes a la naturaleza de la vibración que influyen de manera substancial en resultados que rinde el equipo; los principales son:

1. La frecuencia, esto es, el número de revoluciones por minuto del oscilador.
2. La amplitud, generalmente medida por una distancia vertical en casi todos los equipos comerciales.
3. El empuje dinámico que se genera en cada impulso del oscilador.
4. La carga muerta, es decir, el peso del equipo de compactación, sin considerar el oscilador propiamente dicho.
5. La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.
6. La estabilidad de la máquina.

En el caso de la vibración, para obtener la máxima eficiencia de compactación, el contenido de agua óptimo del suelo suele ser bastante menor que el que el mismo requería para ser compactado por otro procedimiento.

Quizá la ventaja principal de la aplicación de la vibración a las técnicas de compactación estriba en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor que las que es común usar con otros compactadores; esto aumenta el rendimiento del proceso y reduce el costo de la operación. Por ejemplo, en suelos del tipo GW o GP, la compactación por vibración puede conseguir con facilidad el mismo resultado en capas de 60 cm que el que se lograría con el uso de rodillos neumáticos muy pesados en capas de 20 ó 30 cm de espesor.



Figura 4.21 www.caterpillar.com

En diversas pruebas se ha llegado a apreciaciones cuantitativas de la reducción de la fricción interna que se consigue por un proceso vibratorio; ésta ha llegado a ser de 15 veces en arenas y de 40 en gravas. A este efecto reductor de la fricción se suma la presión del compactador, con sus cargas de compresión y esfuerzo cortante, las que además de mejorar el acoplamiento entre las partículas y aumentar la posibilidad del relleno de huecos, contrarrestan las fuerzas de tensión capilar que pueden existir entre los granos de arena.

Si el suelo grueso (arena y grava) contiene una cantidad apreciable de finos y su contenido de agua es alto, la compactación por vibración puede dificultarse notablemente. Desde el punto de vista de la compactación por métodos vibratorios convendrá siempre que dicho contenido de finos no exceda el 10%. En lo que se refiere a los suelos finos arcillosos que se compactan por vibración, se ha visto una influencia muy grande del contenido de agua; las arcillas poco húmedas exigen grandes energías de compactación y los equipos que las compacten han de ejercer adicionalmente grandes presiones. Los limos y los suelos limosos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios cuando su contenido de agua es próximo al óptimo y cuando los espesores de capa no son excesivamente grandes.

Uno de los equipos vibratorios de más extenso uso es el manual de placa, en el que ésta es accionada por un operador que utiliza un mango o maneral; si se opera de modo eficiente, puede avanzar unos 10 m por minuto. Las placas vibratorias también pueden montarse en un bastidor al que remolque un tractor.

4.4.5 COMPACTACIÓN POR MÉTODOS MIXTOS

La tecnología actual está desarrollando un gran número de equipos en los que se busca combinar los efectos de dos o más de los sistemas tradicionales, a fin de lograr una especialización de las acciones que garantice un resultado óptimo para cada caso particular. Como es natural, el uso de estos equipos difícilmente se justificará para empresas y organismos que no tengan un alto grado de diferenciación en sus trabajos.

Por ejemplo tenemos: rodillo liso vibratorio, compactador neumático vibratorio, rodillos pata de cabra con aditamento vibratorio, combinación de los rodillos lisos y neumáticos, en ocasiones esta última combinación se hace aún más versátil dotándola de un vibrador, por lo general adaptado al rodillo liso, el rodillo liso también se puede combinar con placas o plataformas vibratorias.

4.5.6 IDEAS ÚTILES EN LA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS DE COMPACTACIÓN EN EL CAMPO

El primer requisito para quien aspira a realizar una buena compactación es conocer razonablemente bien los suelos que se vayan a compactar; esto ha de lograrse por medio de la exploración general que se realice a lo largo de la línea, con objeto de producir el estudio geotécnico del proyecto, y por la exploración particular que se efectúe en los bancos de donde se extraerán los materiales.

La humedad natural del suelo en el campo es un dato importante. También lo será la información que se logre al obtener curvas de compactación, siguiendo el procedimiento de laboratorio que se estime reproduce mejor las condiciones de laboratorio.

También se deben investigar las características de expansión y contracción por secado del suelo, para fijar el porcentaje de cambio de volumen que puede sufrir el suelo en la exploración de la vía terrestre; la expansión deberá estudiarse en especímenes compactados y saturados, y la contracción secando el suelo compactado.

Las consideraciones más importantes que se deben ponderar antes de elegir el equipo apropiado en un caso dado son los siguientes:

1. Tipo de suelo
2. Variaciones del suelo dentro de la obra
3. Tamaño e importancia de la obra que se vaya a ejecutar
4. Especificaciones de compactación fijadas por el proyecto
5. Tiempo disponible para ejecutar el trabajo
6. Equipo que ya se posea antes de comenzar los trabajos

La selección de un equipo de compactación es fundamentalmente un asunto de economía. La tabla siguiente ofrece un resumen de los criterios expuestos.

SÍMBOLO SUCS*	MATERIAL	TAMPER	TAMPER	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	LISO	LISO	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	NEUMÁTICO	NEUMÁTICO
		AUTOPROPUULSADO	REMOLCADO	AUTO PROPUULSADO	REMOLCADO	VIBRATORIO PEQUEÑO	VIBRATORIO PESADO	VIBRATORIO PEQUEÑO	VIBRATORIO, PESADO	LIGERO	PESADO
	GRANULAR LIMPIO					1	1			3	2
	GRANULAR CON POCOS FINOS	1	1			1	1	2	2		2
	ROCA	2	2				1		2		
GW, GP, SW	ARENA, GRAVA	2	2			1	1	2	2		2
SP	ARENAS UNIFORME					1	1	2	2		3
SM, GM	ARENAS O GRAVAS LIMOSAS	1	1	4	4	3	3	2	2		2
ML, MH	LIMOS	1	1	2	2			3	3		2
GC, SC	ARENAS O GRAVAS ARCILLOSAS	1	1	2	2			3	3		2
CH, CL	ARCILLAS	1	1	2	2				3		2

4.6 INFORME DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Con el fin de determinar la estratigrafía a lo largo del eje del trazo, así como las propiedades de los suelos existentes, se realizó un reconocimiento geotécnico desde el Km. 15+000 hasta el Km. 18+500; con base en las observaciones realizadas en este, se elaboró el programa de exploración y a las muestras obtenidas se les practicaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Análisis granulométrico por mallas
- Peso volumétrico seco suelto
- Límites de consistencia
- Contracción lineal
- Densidad y absorción
- Valor relativo de soporte estándar
- Peso volumétrico seco máximo
- Forma de partícula y equivalente de arena.

De forma general, la estratigrafía encontrada se puede resumir de la siguiente manera:

Del Km. 15+000 al 16+880 aproximadamente, se tienen fundamentalmente 3 estratos del suelo. El primero con espesor de 3 m, el cual es suelo residual y roca arenisca de color café rojizo muy fracturada e intemperizada formada por paquetes de hasta 30 cm de espesor, el segundo presenta un espesor de 20 m, en este estrato encontramos roca arenisca de color café rojizo medianamente fracturada y por último tenemos el tercer estrato con un espesor de 30 m y esta constituido por alternancia de lutitas poco fracturadas.

Del Km. 16+880 al 18+500, sólo se presentan 2 estratos. El primero con espesor de 5 m, consiste en suelo residual producto de la descomposición de roca arenisca de color café rojizo, el siguiente estrato es exactamente igual al segundo del tramo anterior.

4.6.1 OBSERVACIONES INDICADAS EN LAS TABLAS DE CURVA – MASA

A. En todos los casos el cuerpo del terraplén se compactará al 90% o bandeará según sea el caso, las capas de transición y subrasante se compactarán al 95% y 100% respectivamente.

B. En todos los casos, cuando no se indique otra cosa, el terreno natural descubierto después de haberse efectuado el despalme correspondiente, deberá compactarse al 90% de su PSVM, en una profundidad mínima de 0.20 m o bandearse según sea el caso.

C. Material que por sus características, solo puede utilizarse en la formación del cuerpo de terraplén, mismo que deberá compactarse al 95% de su PVSM o bandearse según sea el caso.

D. Material que por sus características pueden utilizarse en la formación del cuerpo de terraplén , capa de transición y capa subrasante.

E. Material que por sus características, no debe utilizarse ni en construcción del cuerpo de terraplén.

F. Material que por sus características puede utilizarse en la formación del cuerpo de terraplén y capa de transición.

G. En terraplenes formados con éste material, se deberá considerar la colocación de una capa de transición de 0.20 m de espesor, cuando la altura de éstos sea menor de 0.80 m y cuando sea mayor la transición será de 0.50 m en ambos casos se proyectará capa subrasante de 0.30 m de espesor.

H. En terraplenes construidos en éste material se deberá construir capa de transición de 0.20 m de espesor como mínimo y capa subrasante de 0.30 m compactados al 95 y 100% respectivamente, las cuales se construirán con material procedente del banco de material 02

I. En cortes formados en éste material, la cama de corte se deberá compactar al 95% de su PVSM, en una profundidad mínima de 0.20 m y se deberá proyectar capa subrasante de 0.30 m de espesor, compactándola al 100% con material procedente del banco 02

J. En éste tramo se deberá proyectar en cortes y terraplenes bajos, capa de transición de 0.50 m de espesor mínimo de 0.15 m con lo que quedará formada la primera capa de subrasante misma que deberá compactarse también al 100% de su PVSM.

K. En cortes se deberán escarificar los 0.15 m superiores, acamellonar el material producto del escarificado y la superficie descubierta, se deberá compactar al 100% de su PVSM en espesor mínimo de 0.15 m con lo que quedará formada la primera capa subrasante.

L. En cortes formados en éste material, se proyectará únicamente capa de subrasante de 0.30 m de espesor mínimo, compactándola al 100% y se construirá con material de préstamo del banco.

M. En cortes formados en este material, se escarificarán los primeros 0.30 m a partir del nivel superior de la subrasante, se deberá acamellonar el material producto del escarificado y se compactará la superficie descubierta al 95% hasta una profundidad de 0.20 m posteriormente, con el material acamellonado se formará la subrasante de 0.30 m de espesor.

4.6.2 OBSERVACIONES GENERALES PARA TODO EL TRAMO

1. Los trabajos se iniciaran con el desmonte, desenraíce y limpieza general del área en donde quedará alojado el cuerpo del camino, de acuerdo a lo indicado en el proyecto.

2. El despalme se hará hasta la profundidad indicada en las tablas de datos y de la manera conveniente para eliminar el material correspondiente al primer estrato.

3. Los terraplenes desplantados en un terreno con pendiente natural igual ó mayor al 25 %, se anclarán al terreno natural mediante escalones de liga a partir de los ceros del mismo; cada escalón tendrá un ancho mínimo de huella de 2.50 m, en material tipo "A" ó "B" y en material "C" el escalón tendrá un metro de huella; en ambos casos la separación de dichos escalones será de 2.00 medidos horizontalmente, a partir de los ceros de los mismos.
4. En los taludes de los cortes, no se dejarán fragmentos rocosos ó porciones considerables de material susceptibles de desplazarse hacia el camino.
5. Con el material producto de despalme, se deberán arropar los taludes de los terraplenes.
6. La construcción de obras de drenaje se hará antes de iniciar la construcción de terracerías; concluidas tales obras, deberán arroparse adecuadamente para evitar cualquier daño a la estructura de las mismas durante la construcción.
7. Se debe de propiciar la forestación de los taludes de los cortes y terraplenes, con vegetación para evitar la erosión de los mismos.
8. En todo el tramo las cunetas deberán impermeabilizarse con concreto hidráulico $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, con un espesor de 8 cm aproximadamente.
9. Debe evitarse que la boquilla de aguas debajo de las alcantarillas, descargue sus aguas sobre el talud del terraplén construido; en estos casos la obra de drenaje se prolongará con lavadero hasta los ceros del terraplén.
10. Cualquier ampliación de corte por requerimiento de material, debe hacerse a partir de talud externo de la cuneta, ó bien formando una banqueteta, la cual quedará debidamente drenada y de preferencia aguas abajo.
11. Los taludes de proyecto que deberán considerarse para terraplén son los siguientes:

ALTURAS	TALUD
Entre 0.00 y 0.80 m	3:1
Entre 0.81 y 2.00 m	2:1
Mayores de 2.01 m	1.5:1

12. El material que forma la capa subrasante, no deberá contener partículas mayores de 75 mm (3"). Cuando éstas existan deberán eliminarse mediante papeo.
13. Al material grueso no compactable, se le dará un tratamiento de bandeado para aumentar su acomodo; este material solo servirá para formar el cuerpo del terraplén, construyéndose por capas sensiblemente horizontales, con espesor aproximadamente igual a la de los fragmentos, y se dará como mínimo tres pasadas a cada punto de su superficie con tractor D-8 ó similar.

GEOTECNIA DEL CAMINO

OBRA: ESTUDIO Y PROYECTO DEL CAMINO
CAMINO: TLAPA - METLATONOC
TRAMO 15+000 AL 18+500
ESTADO: GUERRERO

KM DESDE HASTA	ESTRATO		CLASIFICACIÓN SCT	TRAT. PROB.	C.V.V				CLASIF.			CORTE		TERRAPLEN		OBS.
	N°.	ESP (m)			90%	95%	100%	BAND.	PRESUP. A B C	ALT. MAX.	TALUD	ALT. MAX.	TALUD			
15+000	1	3.00	SUELO RESIDUAL Y ROCA ARENISCA DE COLOR CAFÉ ROJIZO MUY FRACTURADA E INTEMPERIZADA FORMADA POR PAQUETES DE HASTA 30 cm DE ESP.	BAND.					1.00	20-80-00	5	1/2:1	5	1.5:1	A,B,F y L	
16+880																
	2	20	ROCA ARENISCAS DE COLOR CAFÉ ROJIZO MEDIANAMENTE FRACTURADA	BAND.					1.07	0-0-100	25	1/4:1	5	1.5:1	A,B,F y L	
		30	ALTERNANCIA DE LUTITAS POCO FRACTURADAS	BAND.					1.15	0-0-100	25	1/4:1	5	1.5:1	A,B,F y L	
16+880	1	5.00	SUELO RESIDUAL PRODUCTO DE LA DESCOMPOSICION DE LA ROCA ARENISCA DE COLOR CAFÉ ROJIZO	COMP.					1.00	40-60-00	5	1/2:1	5	1.5:1	A,B,F y L	
18+500																
	2	20	ROCA ARENISCAS DE COLOR CAFÉ ROJIZO MEDIANAMENTE FRACTURADA	BAND.					1.07	0-0-100	25	1/4:1	5	1.5:1	A,B,F y L	

CROQUIS DEL BANCO DE MATERIAL

CARRETERA: TLAPA METLATONOC
TRAMO: KM. 15+000 AL KM. 18+500
SUB-TRAMO: TLAPA - IGUALITA
ORIGEN: TLAPA

PRESTAMO DE MATERIAL PARA: SUB-RASANTE, BASE, SUB-BASE, CARPETA, AGREGADOS P/CONCRETO DENOMINACIÓN: S/NOMBRE

UBICACIÓN	ESTRATO		CLASIFICACIÓN	TRATAMIENTO PROBABLE	C.V.V			BANDEADO	CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO		
	Nº	ESP. (m)			90%	95%	100%		A	B	C
KM 23+00 CAMINO TLAPA METLATONOC 200 M DESV . IZQUIERDA	0	1	Acarreos fluviales formado por arena arcillosa con gravas subredondeadas de color gris claro (SC-SW)	Cribado	0.87	0.82	0.78		100 - 0 - 0		
Cauce del río igualita (Distancia al centro de gravedad del camino 4.7)											

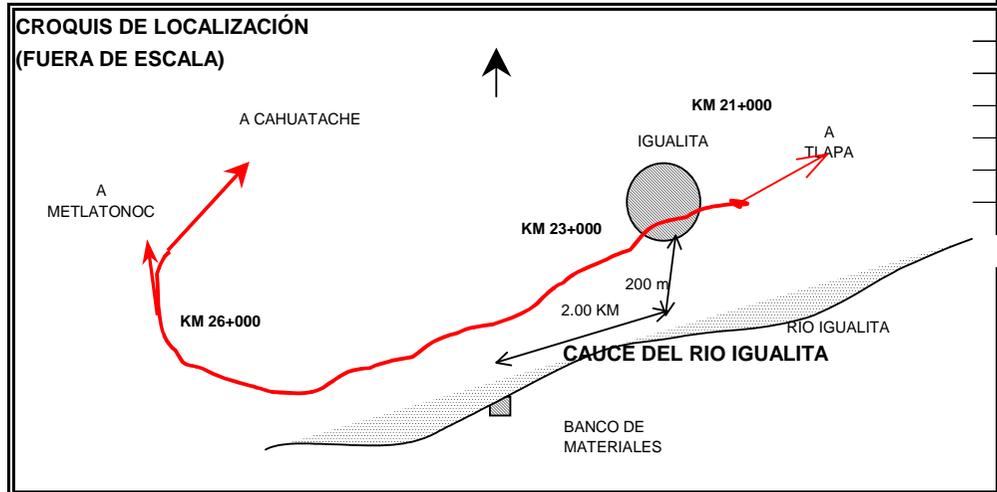
DIMENSIONES		VOLUMEN	
LARGO:	500 m	500,000	
ANCHO:	100 m	APROVECHABLES	
ESPESOR:	10 m	APROXIMADAMENTE	

OBSERVACIONES:

En el banco existen varios camellones donde se observan los materiales clasificados en gravas y grava arena.

El material se extrae del río y se encuentra en explotación

Distancia al centro geométrico del tramo 4.7 km



5 DRENAJE EN CARRETERAS

El drenaje del camino tiene por objeto evitar, total o parcialmente, que el agua llegue al camino y que el agua que llegue, tenga salida fácil.

Las formas en que el agua puede llegar al camino son:

1. Precipitación directa
2. Esguccionamiento del agua del terreno adyacente
3. Crecientes de ríos o arroyos
4. Infiltración directa o por ascensión capilar a través del suelo

El drenaje deberá preverse desde el reconocimiento de la línea, tratando que casi siempre sea natural para evitar obras costosas en su construcción y mantenimiento. En la localización deberán escogerse suelos permeables, naturalmente drenados, fijando los cruces de corrientes de agua desde el punto de vista funcional y económico.

El trazo ideal sería aquel que siguiera a lo largo de los parteaguas de grandes zonas de drenaje, con lo cual las corrientes fluirían alejándose del camino y el problema del drenaje se reduciría a recoger al agua que cae directamente sobre la vía y algunas pequeñas zonas.

Un buen drenaje debe cumplir con las siguientes funciones:

1. Evitar que el agua circule sobre el camino en cantidades excesivas, provocando que en las zonas erosionadas el agua permanezca, dando lugar a la formación de "baches" y a la destrucción del pavimento.
2. Evitar que el agua de las cunetas reblandezca las terracerías, disminuyendo y originando asentamientos que puedan llevar a la destrucción del camino.
3. Evitar que los cortes en suelos no muy buenos se saturen, con peligro de derrumbes, deslizamientos, fallas, etc.
4. Evitar que el agua de arroyos, talwegs u hondonadas sea remanzada por los terraplenes, existiendo peligros de deslaves.
5. Evitar que el agua subterránea ascienda hasta la subrasante, originando el deterioro del camino.

5.1 DRENAJE SUPERFICIAL: LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

En el Drenaje superficial se estudiarán: en primer término, la manera de reducir al mínimo el agua que afluye, lo cual se realiza mediante la captación de las aguas que pueden llegar al camino ó a sus inmediaciones y la defensa de las distintas partes del camino contra la acción de corrientes de agua o almacenadas que puedan llegar a afectarlo. En segundo término, la manera de dar salida al agua que inevitablemente entra, lo cual se realiza mediante el cruce con el camino de aquellas porciones del agua superficial que no se pueden alejar en otra forma. El drenaje superficial se clasifica, según la posición que las obras guardan con respecto al eje del camino, en paralelo (longitudinal) y transversal.

5.1.1 DRENAJE LONGITUDINAL

Es aquel que tiene por objeto captar los escurrimientos para evitar lleguen al camino ó permanezcan en él, de tal manera que no le causen desperfectos, para ello se deberán de construir las obras de captación y defensa.

5.1.2 DRENAJE TRANSVERSAL

Consiste en obras que permiten el paso de los causes naturales, y/o desalojo del excedente de precipitaciones, cuyo eje de desarrollo es perpendicular al camino.

5.2 DRENAJE SUBTERRÁNEO

Por sus características se puede comparar el drenaje subterráneo, con el drenaje superficial, debido a que las capas impermeables forman canales definidos ó vasos de almacenamiento subterráneos, como los que se forman en la superficie del terreno. Este tipo de drenaje debe dársele toda la importancia que merece, ya que de él dependen aspectos como son: la seguridad, estabilidad y conservación del camino, y así evitar daños mencionados en párrafos anteriores.

El agua se infiltra hasta que alcanza el manto freático o alguna capa impermeable, o bien permanece allí o comienza a fluir lateralmente a algún lugar mas bajo buscando una salida. Esa salida puede ser una zanja o un canal, o bien, algún conducto subterráneo (por ejemplo un tubo).

5.3 DIFERENTES TIPOS DE OBRAS

5.3.1 OBRAS DE CAPTACIÓN Y DEFENSA

En estas obras comprenden las que están situadas más o menos en forma paralela al eje del camino, como son: las cunetas, contracunetas, canales auxiliares, cunetas entubadas, vertedores, bordos, lavaderos, etc.

1. CUNETAS

Las cunetas son zanjas que se hacen a ambos lados del camino en cortes y tienen como función interceptar el agua que escurre de la corona, del talud del corte y del terreno natural adyacente.

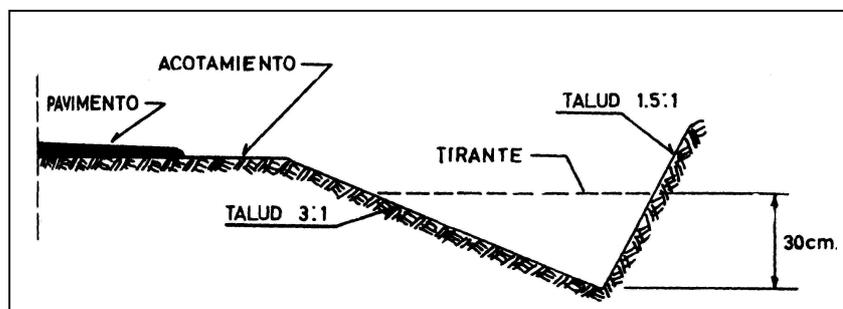


Figura 5.1 CUNETA TIPO

LOCALIZACIÓN: Deberán colocarse al borde del acotamiento del camino pudiendo recibir: el agua que escurre del centro del camino hacia los lados, en los cortes o tajos, el agua se escurre por los taludes, y el agua que escurre en dirección al camino en pequeñas áreas adyacentes al mismo. Al pasar las cunetas del corte al terraplén se prolongan a lo largo del pie del mismo, o sea siguiendo una dirección paralela a la intersección del terraplén con el terreno natural, dejando una berma conveniente entre dicho pie y el borde de la zanja o cuneta; esa berma sirve para evitar que se remoje el terraplén, lo cual es causa de asentamientos y derrumbes.

ÁREA HIDRÁULICA NECESARIA: El área por drenar de las cunetas, generalmente se proyectan para que den capacidad a fuertes lluvias de 10 a 20 minutos de duración. Se considera proyectar las cunetas para que tomen del 70 al 80% de la precipitación pluvial de la mitad del ancho total del derecho de vía, sin embargo en algunos casos puede llegarse al 100%. Las características de la cuneta como son, la pendiente, las dimensiones, los taludes y otras, dependen del flujo de agua que conduzcan; dicho flujo se puede determinar con la fórmula para canales abiertos, con flujo uniforme (Manning):

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3}$$

Donde:

V = Velocidad promedio m/s

n = coeficiente de rugosidad, adimensional (tabla 1)

R = radio hidráulico, en m

S = Pendiente

Además, por continuidad sabemos que:

$$Q = VA = \frac{A}{n} S^{1/2} R^{2/3}$$

Donde:

Q = gasto en m³/s

A = Área de la sección transversal del flujo en m²

Tipo de revestimiento	Valor de n
Tierra ordinaria, nivelada y alisada	0.02
Roca partida o piedra tosca	0.04
Concreto áspero	0.02
Revestimiento bituminoso, tendiente a ondularse	0.02
Piedra lisa	0.02
Pasto bien mantenido-profundidad de flujo mayor a 15.24 cm	0.04
Pasto bien mantenido-profundidad de flujo menor a 15.24 cm	0.06
Pasto pesado	0.10

Tabla 1. VALORES DE “n”

SECCIÓN, PENDIENTE Y ELEVACIÓN DEL FONDO: La tendencia es hacer cunetas tan pequeñas y poco profundas como sea posible, tanto para mayor seguridad como para mayor economía en la construcción y conservación. La practica actual en nuestro país es hacer cunetas en forma de “V”, suponiendo un tirante de agua de 30 cm y teniendo un talud 1:3 por el lado del camino y por el lado de afuera el talud natural. En esa forma el fondo de a cuneta queda a unos 40 ó 45 cm debajo de la subrasante y lleva la misma pendiente del camino.

El desnivel mínimo bajo la corona del camino en cualquier caso será de cerca de 30 cm y el máximo de no más de 90 cm a fin de que no quede demasiado profunda y por tanto peligrosa.

LONGITUD DE LA ESTRUCTURA: Una cuneta de las dimensiones indicadas, pueden servir satisfactoriamente en longitudes hasta de 600 ó 700 m, en terreno plano y de 300 ó 400 m en terrenos de cierta pendiente. Estas longitudes se contarán desde una cresta hasta un desfogue, o bien desde una alcantarilla de alivio a otra.

PROYECTO CONSTRUCTIVO: Para que se conserven con facilidad las secciones dadas a las cunetas, es necesario que la velocidad no pase de ciertos valores, y para ello se consignan las siguientes tablas:

Pendiente de la cuneta en %	Velocidad m/seg.	Gasto en M ³ /seg.
1	0.60	0.110
2	0.90	0.117
3	1.10	0.200
4	1.30	0.240
5	1.50	0.270
6	1.60	0.300
7	1.70	0.320
8	1.80	0.340
9	2.00	0.370
10	2.10	0.400

Tabla 2. VELOCIDADES Y GASTOS MÁXIMOS CON UN TIRANTE DE 30 cm

Material	Velocidad en m/seg.
Arena fina	0.45
Arcilla arenosa	0.50
Arcilla ordinaria	0.85
Arcilla firme	1.25
Grava fina	2.00
Pizarra suave	2.00
Tepetate	2.00
Grava gruesa	3.5
Zampeado	3.4 a 4.5
Concreto	4.5 a 7.5

Tabla 3. VELOCIDAD CON QUE EL AGUA EROSIONA ALGUNOS MATERIALES

2. CONTRACUNETAS Y CANALES AUXILIARES

Son zanjas que se construyen aguas arriba de los cerros de los cortes y tienen como finalidad interceptar el agua que escurre por las laderas y conducirla hacia alguna cañada inmediata o parte baja del terreno (talweg), evitando que al escurrir por los taludes las erosione y que se aumente el caudal de las cunetas ya que si esto sucede, se puede provocar el humedecimiento de las terracerías, hacerse ineficaz la capa de revestimiento e interrumpir el tránsito lo que va en contra del criterio general con el que se construye este tipo de caminos que es lograr transitabilidad durante todo el año.

Un porcentaje alto de fallas de taludes en la red nacional, son provocadas por la presencia de contracunetas, ya sea por la calidad de los materiales en que se encuentran o por una inadecuada localización, al grado de que se puede recomendar que en toda la red, no se construyan sistemáticamente contracunetas en las zonas que existan cortes, pues en general son mayores los perjuicios que los beneficios que se pueden obtener; esto es aplicable particularmente cuando las contracunetas no se impermeabilizan.

LOCALIZACIÓN: Para su localización y proyecto, se deberán tomar en cuenta; la formación geológica, la topografía y la cobertura vegetal del terreno.

Las contracunetas se usan en terrenos montañosos o de lomerío y se colocan, transversalmente a las crestas, en la parte superior de los taludes de los cortes, debiendo hacerlas mas o menos perpendiculares a la pendiente del terreno para que efectivamente intercepten el agua que escurra, evitando que se erosionen y se aumente el caudal en las cunetas. Las contracunetas tendrán la dirección general de las curvas de nivel del terreno adyacente al camino.

ÁREA HIDRÁULICA NECESARIA: Esta se determina conociendo el área por drenar, la precipitación pluvial, etc.

FORMA, PENDIENTE Y ELEVACIÓN DEL FONDO: La sección de las contracunetas, generalmente es de forma trapezoidal y a fin de asegurar un buen funcionamiento se ha establecido que las dimensiones sean de 0.80 m. en la plantilla y 0.50 m. de profundidad, taludes 1:1 en material suficientemente compacto. En todos los casos el talud de aguas abajo será el suficiente para que no se derrumbe y el de aguas arriba deberá ser igual o mayor con el fin de evitar se erosione con el escurrimiento. Su pendiente debe ser uniforme desde el punto de partida hasta su desfogue, para evitar los trastornos que se producen en los cambios de pendiente, como son excavaciones y azolves.

LONGITUD DE LA ESTRUCTURA: La distancia de la contracuneta (en toda su longitud) al borde del corte, será como mínimo de 5 m. ó una distancia igual a la altura de corte, si esta es mayor. La longitud deberá ser la necesaria para llevar a la zanja interceptora desde el parte-aguas hasta desembocar en el talweg u hondonada adyacente.

DESFOGUE: En cuanto al desfogue, cuando a pesar de contarse con la pendiente máxima compatible con el tipo de terreno, al llegar a la cañada u hondonada (talweg), se tenga un desnivel importante, se hará una rápida caída, protegiendo al terreno natural, cuando sea necesario, con zampeado o revistiéndolo con concreto. Cuando las ramas de la contracuneta se alejen lo suficiente del camino, se dará salida libre al agua.

3. CANALES DE ENCAUZAMIENTO

En terrenos sensiblemente planos, en donde el escurrimiento es del tipo torrencial y no existen cauces definidos, tal como sucede en algunas regiones del país, es necesario construir canales que intercepten el agua antes que llegue al camino y la conduzcan a sitios elegidos con anticipación para construir una obra y efectuar el cruzamiento.

El material que se extraiga de estos canales, si es de la calidad adecuada, pueda utilizarse en la construcción de los terraplenes. La pendiente del canal deberá proyectarse tomando en cuenta, entre otros factores, el que la descarga se efectúe en el sitio preestablecido y evitar la construcción de canales de salida de gran longitud.

4. BORDILLOS, GUARNICIONES Y DIQUES

Los bordillos son elementos que se construyen en los acotamientos, junto a los hombros de los terraplenes, para evitar que el agua erosione el talud del terraplén, se construyen a lo largo del camino, en ambos lados, en tramos rectos y se interrumpen en curvas

Las Guarniciones son elementos parcialmente confinados por suelo natural, se emplean principalmente para limitar camellones, isletas y delinear las orillas de la calzada.

Los Diques son terraplenes de tierra empleados para contener o dividir el flujo de las corrientes. Cuando toda la construcción debe estar por encima del nivel de la tierra existente, se utilizan diques solos. Frecuentemente, la combinación de dique y canal representa la solución más económica ya que el dique puede hacerse del desperdicio del canal. La practica moderna exige que la construcción se haga en capas apretadas tal como para los terraplenes de los caminos.

5.3.2 OBRAS DE CRUCE

1. BOMBEO

Es la pendiente que se le da a la corona del camino, en las tangentes del trazo horizontal, una pendiente transversal del centro del camino hacia los hombros y su función es dar salida expedita del agua que cae sobre la corona hacia los lados del mismo y evitar en lo posible que penetre en las terracerías.

En las curvas horizontales se proporciona al camino una sobre-elevación del hombro exterior con respecto al interior con el fin de contrarrestar la fuerza centrífuga. Dicha sobre-elevación sirve también para dar salida al agua que cae en estas partes del camino, hacia el hombro interior.

El bombeo que debe usarse depende de la clase de superficie, facilidad de circulación de los vehículos y aspecto del camino. Una superficie lisa y dura requiere menos bombeo que una áspera y suave. La facilidad y comodidad para manejar requiere que el bombeo sea pequeño o nulo, pero la buena apariencia exige que haya por lo menos un ligero bombeo.

En los caminos rurales, cuya corona está revestida, el bombeo debe ser de 4% como máximo; pero con el fin de evitar erosión en los terraplenes en el balcón y en la superficie de rodamiento, cuando la pendiente longitudinal sea fuerte, se podrá proporcionar a la corona una pendiente transversal continua, hacia el lado de corte, hasta el 5% con objeto de desalojar con rapidez el agua hacia la cuneta; la sobre elevación máxima será del 10%.

El bombeo y la sobre-elevación deberán proporcionarse a las terracerías al afinarlas y, posteriormente, en caso de necesitarse, se colocará el revestimiento con espesor uniforme.

2. LAVADEROS Y VERTEDEROS

Son obras de desfogue que se construyen para desalojar el agua, y así evitar la erosión en terraplenes. En curvas horizontales se localizan en la parte central mientras que en las curvas verticales en las partes bajas. En los cortes se ubican donde se interrumpió el escurrimiento natural, descargándolo a una caja amortiguadora, al pie del lavadero. Generalmente son obras de complemento de: bordillos, guarniciones y cunetas.

Normalmente los lavaderos son de material de mampostería, concreto hidráulico o metálicos. Cuando se construyen en terrenos inclinados es necesario anclarlos con dentellones para evitar que resbalen.

3. VADOS

En algunas comarcas poco lluviosas se encuentran hondonadas por las que llega a escurrir agua solamente en raras ocasiones de tal manera que no ameritan la construcción de una alcantarilla. En estos casos lo que se hace es construir un vado

Los vados son estructuras superficiales del camino diseñadas para que el agua pueda cruzar sobre la corona de la vía, circulando sobre ella en forma laminar, no dañándola y permitiendo la circulación de los vehículos en todo tiempo.

Su configuración debe acercarse lo más posible a la del terreno natural, para no alterar el régimen hidráulico y para la protección del vado mismo, la elección de este tipo de obra es en general, cuando se tienen causes amplios y la rasante del camino es baja.

El proyecto geométrico del vado debe ser con la superficie de rodamiento a pelo de tierra, adaptando al terreno natural una catenaria o una parábola con pendiente de entrada máxima del 4% y ligándola al camino a través de curvas verticales inversas a las del vado.

El material del que están contruidos los vados puede ser de mampostería, concreto hidráulico o concreto asfáltico.

Un vado bien hecho debe cumplir con las siguientes características:

- La superficie de rodamiento no se debe erosionar al paso del agua
- Debe evitarse la erosión y socavación de aguas arriba y aguas abajo
- Facilitar el escurrimiento para evitar regímenes turbulentos
- Tener señales visibles que indiquen el vado, además del tirante de agua para que los conductores decidan a su juicio si pueden pasar o no

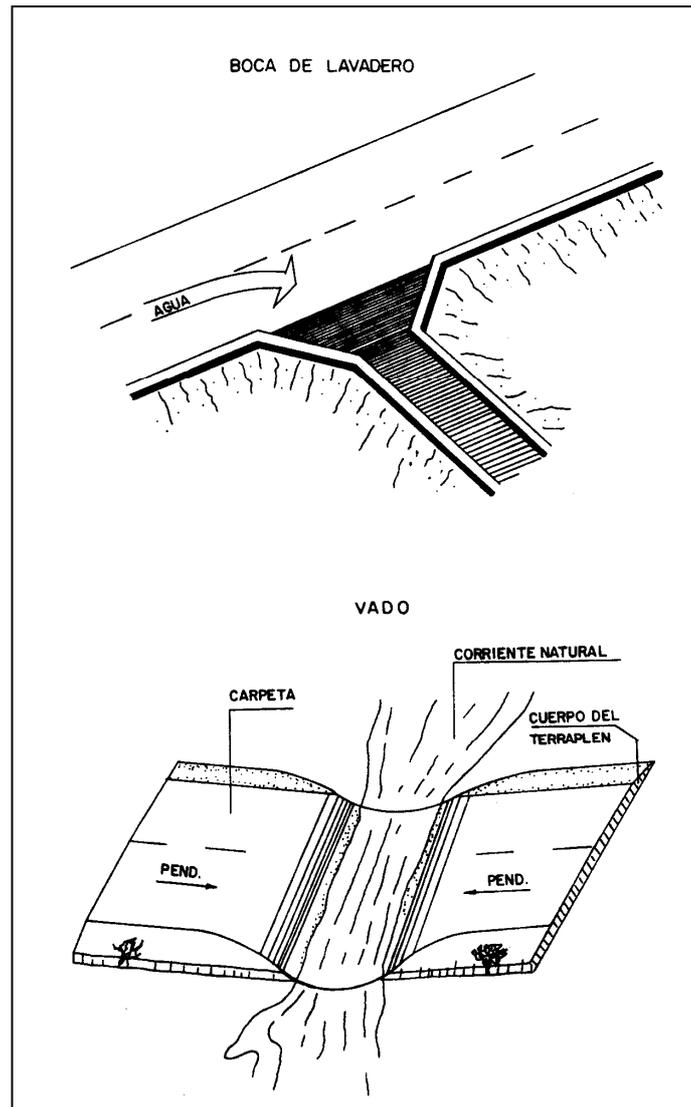


Figura 5. 2 LAVADERO Y VADO

4. CAJONES DE ENTRADA, DESARENADORES, ETC.

Las alcantarillas de alivio deben tener algún dispositivo adecuado para dirigir el agua hacia ellas: ese dispositivo puede ser un simple muro transversal, un cajón de entrada, un desarenador ó un pozo de visita.

El muro transversal es, un muro que atraviesa en la cuneta aguas bajo de la entrada de la alcantarilla, para contener el agua y encauzarla a ella.

El cajón de entrada ó caída de entrada es, un cajón de mampostería o concreto simple en donde cae el agua que corre por la cuneta y después de caer entra a la alcantarilla.

El desarenador es un cajón de entrada que tiene un primer depósito destinado a retener los arrastres que lleve la cuneta, y el pozo de visita es un desarenador bastante grande y profundo, que está tapado con una reja móvil por el cual entran operarios a inspeccionar y limpiar tanto el pozo como la alcantarilla (por lo regular se usa en zonas sub-urbanas).

La aplicación más frecuente de las estructuras mencionadas, es en las laderas de lomas en donde el agua que se reúne en la cuneta o badén de la parte superior se puede eliminar del camino a intervalos por medio de una alcantarilla de alivio.

5. ALCANTARILLAS

Una alcantarilla es aquella que sirve para dar paso de cruce al agua de lluvia o de pequeños arroyos por debajo de la carretera u otra vía de comunicación. Son estructuras de forma diversa que tienen la función de conducir y desalojar lo más rápidamente posible el agua de las hondonadas y partes bajas del terreno (talwegs) que atraviesan el camino.

Las alcantarillas a diferencian de los puentes tienen una longitud no mayor de 6 m, pero además de ello se puede señalar otra mucho más precisa y es que las alcantarillas llevan un colchón de tierra y los puentes no.

Una alcantarilla consiste en dos partes, el cañón y los muros de cabeza. El cañón forma el canal de la alcantarilla, y es la parte esencial de la estructura. Los muros de cabeza sirven para impedir la erosión alrededor del barril, para guiar la corriente y para evitar que el terraplén invada el canal.

Según la forma del cañón, las alcantarillas se pueden dividir en: alcantarillas de tubo, alcantarillas de cajón y alcantarillas de bóveda, además también se pueden clasificar de acuerdo al material de que están hechas.

Como norma general debe siempre tenerse en cuenta, que la única economía que puede hacerse en el drenaje es eligiendo el tipo más económico de estructura para cada caso, pero no tratando de omitir alcantarillas, o de reducirles su área hidráulica, longitud o resistencia, pues todo ello a la larga es antieconómico.

Por lo demás, el costo del alcantarillado no pasa en general del 5% del costo total del camino, lo cual indica que el costo del camino no se incrementa notablemente si el proyecto del sistema de drenaje se hace con liberalidad.

LOCALIZACIÓN: Las alcantarillas se localizan en tres sitios en general; en el fondo de depresiones donde no existen cursos de agua naturales, donde las corrientes de agua cortan las carreteras; y en los lugares en que se requiere que pase el agua del drenaje superficial conducido por cunetas debajo de los caminos y carreteras hasta las propiedades adyacentes.

La mayoría de las alcantarillas se instalan en cursos de agua naturales que cruzan las carreteras, ya sea en ángulo recto o sesgadas. Además de la selección adecuada de la ubicación o “número de estación” para situar la alcantarilla con respecto al eje del camino, son importantes el eje y la pendiente.

DIRECCIÓN DEL CRUCE

1. Cruces normales: Cuando el esviamiento de una corriente sea menor de 5° es muy fácil hacer la estructura perpendicular al camino, por lo cual en estos casos es preferible suprimir el esviamiento. Las alcantarillas según su cruce se clasifican en: cruces normales, cuando los ejes de la corriente y el camino forman un ángulo de 90°

2. Cruces esviados: Es un cruce esviado cuando el eje de la corriente y el camino forman un ángulo diferente de 90° . En este caso es preferible alinear la alcantarilla con el fondo del arroyo o talweg, aún a expensas de hacer una alcantarilla más larga y costosa que la normal, pues ésta en cambio requeriría canalizar el cauce con codos mas o menos forzados, los cuales pocas resisten el embate del agua en los aguaceros fuertes, produciendo deslaves y depósitos en los lugares de máxima y mínima velocidad, respectivamente..

3. Cruces radiales: Se llaman cruces radiales, cuando el eje del camino se localiza en una curva circular con respecto al cauce natural, es decir tiene la dirección de un radio.

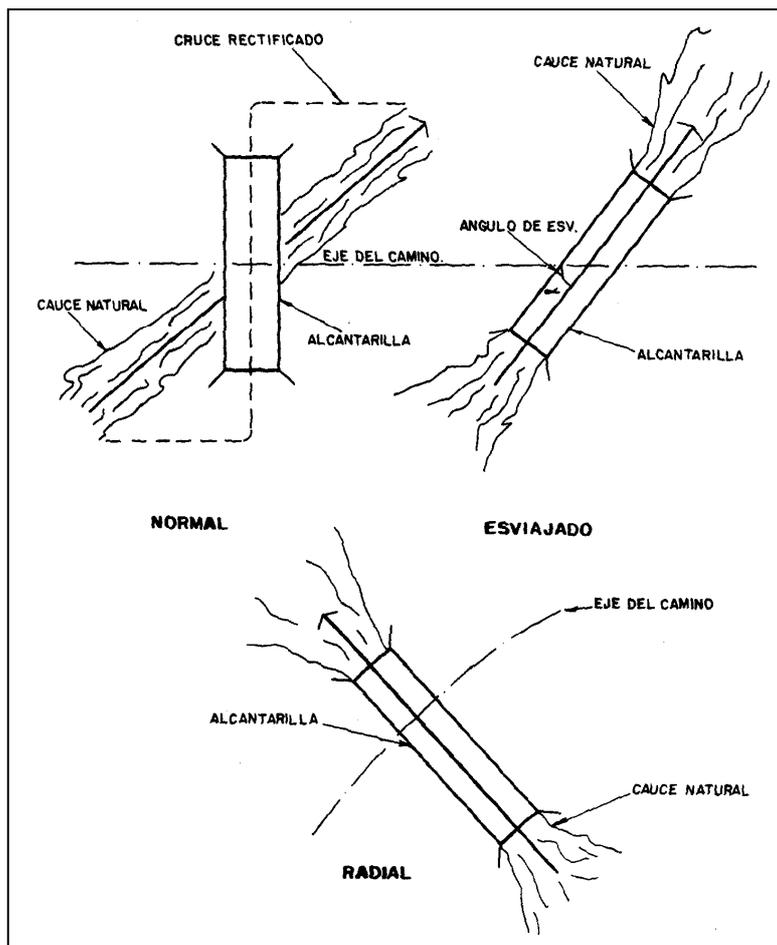


Figura 5. 3 TIPOS DE CRUCE

OBSTÁCULO SALVADO

1. Arroyos: La localización de la alcantarilla en estos casos debe seguir el curso del arroyo, pues hay que tomar como regla general en trazo de alcantarillas el principio de que es muy difícil cambiar el curso de las corrientes.
2. Cañadas profundas: Cuando un camino cruza una cañada profunda, casi siempre resultan muy costosas las alcantarillas, porque el trazo de ellas debe indudablemente seguir el fondo de la cañada, y por tal motivo requiere un largo desarrollo de la estructura, a menos de hacerla sumamente alta y con aleros muy prolongados.
3. Talwegs y hondonadas: En estos lugares se recomienda muy especialmente que la localización se haga en el fondo del canal, pues se han visto casos en que el agua corta el camino a un lado de la alcantarilla, ya que ésta se encuentra mal localizada.
4. Alcantarillas de alivio de las cunetas: Cuando una cuneta es sumamente larga, debido a que el camino vaya bordeando una loma o ladera muy prolongada, es muy conveniente aliviar a la cuneta cada 100 m ó 150 m mediante una alcantarilla que permita la salida de toda el agua que esté arriba de ella. En esta forma se logra que el caudal de la cuneta no pase de cierto límite, reduciendo por lo tanto el peligro de deslaves o erosiones.

Se colocan aprovechando depresiones o puntos bajos adecuados. La separación a que se colocan debe de estar de acuerdo con la pendiente, tipo de suelo, clase de protección de la cuneta y ancho de la cuneta y ancho de la sección.

Un camino en montaña, de 3 m de ancho requiere más alcantarillas de alivio que uno de doble circulación, porque un pequeño deslave obstruye por completo el paso en el primero, mientras que en el segundo puede producirse un deslave bastante fuerte sin alterar gravemente la circulación

AREA HIDRÁULICA NECESARIA: El problema es semejante al de los puentes, aunque en menor escala; esto es, se trata de permitir el paso del máximo caudal de agua que haya en cada caso, haciéndolo en forma tal que no cause trastornos al camino ni a la estructura misma, ni que requiera excesivos cuidados de conservación.

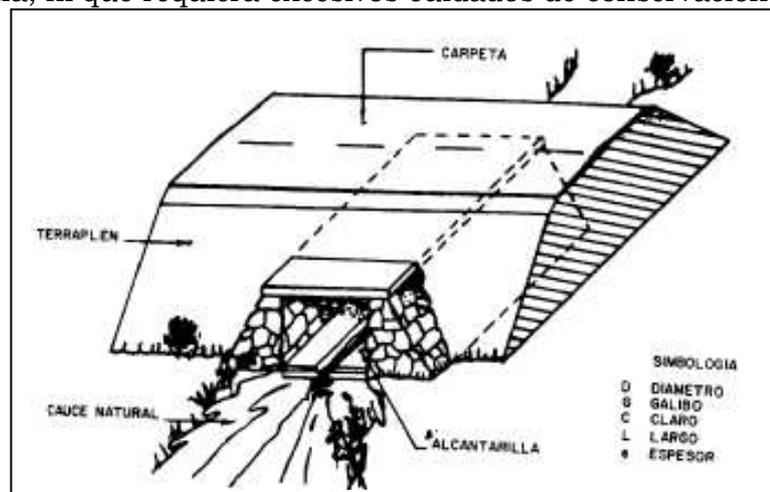


Figura 5. 4 ALCANTARILLA

DIFERENTES TIPOS DE ALCANTARILLA

Por la forma de su sección y el material de que están construidas, éstas estructuras de drenaje menor pueden clasificarse como tubos, bóvedas, losas, sobre estribos y cajones. Están siempre alojadas en el cuerpo de la terracería.

1. TUBOS: Son alcantarillas de sección interior circular y requieren siempre de un espesor de terraplén ó colchón mínimo de 60 cm para su mejor funcionamiento estructural, y el material de que están contruidos puede ser de concreto reforzado, lámina ondulada, y en ciertos casos puede convenir económicamente su construcción con mampostería de tercera y mortero de cemento, aunque este caso se encuentra dentro del grupo de las bóvedas.

2. BÓVEDAS: Son estructuras cuya sección transversal interior está formada por tres partes principales: el piso, dos paredes verticales que son las caras interiores de los estribos y, sobre éstas un arco circular, de medio punto o rebajado.

En general las bóvedas son construidas con mampostería de tercera y mortero de cemento 1:5. Para construir el arco se requiere un molde de madera que se aprovecha también para colar la clave a lo largo de la obra. La clave de concreto simple cierra el arco en el centro, es de $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ con juntas radiales y tiene un ancho mínimo de 35 cm.

Las piedras del arco tendrán hasta donde sea posible, juntas radiales con cuatrapeo longitudinal y su mayor dimensión estará del lado del extradós. Cuando se use cemento normal, el descimbrado se hará a los 14 días de la colada de la clave, tiempo a partir del que puede construirse el terraplén.

El zampeado del piso y los dentellones de aguas arriba y abajo que protegen el suelo contra la erosión pueden omitirse en terrenos rocosos. Para eliminar el empuje hidrostático sobre los muros, se coloca en el respaldo de cada estribo una capa de 30 cm. de espesor de material graduado.

3. LOSAS SOBRE ESTRIBOS: Son estructuras formadas por dos muros de mampostería de tercera con mortero de cemento 1:5, sobre los que se apoya una losa de concreto reforzado. Cuando la resistencia del terreno sea baja se usarán estribos mixtos, con el muro de mampostería y el cimiento de concreto.

El descimbrado de las losas se hará a los 21 días, mientras se elaborará la formación del terraplén, el zampeado del piso y la construcción de dentellones, cuando el piso es de suelo erosionable y, finalmente, la eliminación del empuje hidrostático en el respaldo de los estribos, se resolverá como se dijo para las bóvedas.

4. CAJONES: Son estructuras de sección rectangular con paredes techos y piso de concreto reforzado, cuya construcción requiere cuidados especiales. Trabajan en conjunto como un marco rígido que absorbe el peso y empuje del terraplén, la carga viva y la reacción del terreno. Tanto las losas como los muros son esbeltos y de poco peso.

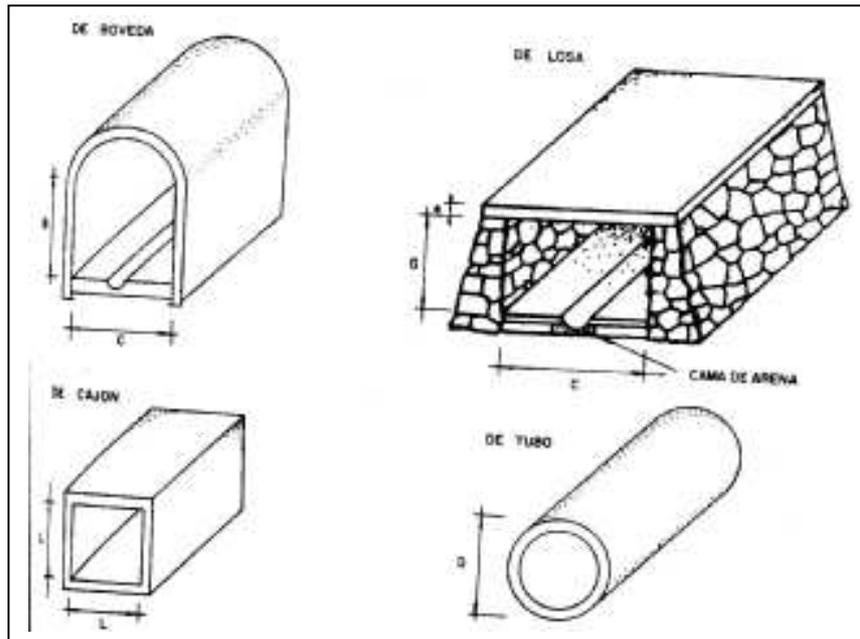


Figura 5. 5 DIFERENTES TIPOS DE ALCANTARILLAS

5.3.3 MÉTODOS DE SUBDRENAJE

1. ZANJAS

Este tipo de subdrenaje se usa en los caminos construidos en zonas bajas y planas. Su localización se realiza de manera paralela al camino y a unos cuantos metros fuera, aunque su función principal es para drenaje superficial, tienen un buen funcionamiento como subdrenaje. La sección transversal de las zanjas puede variar, desde los 60 cm de ancho en la base y de 90 a 120 cm de profundidad que son las dimensiones más comunes, también se construyen de forma trapecial de paredes inclinadas. Para incrementar su efectividad, las zanjas deben ser suficientemente profundas para llegar más abajo de la máxima altura deseable del nivel freático.

El uso de zanjas como subdrenaje debe decidirse con cuidado pues depende de la calidad de los materiales y su conservación, no se deberán elegir en todas partes, por que presentan la desventaja de que deben construirse lejos del camino para reducir el peligro de los autos que salen al acotamiento y no den mal aspecto pero de esa manera reducen su eficacia ó se tienen que hacer muy profundas. Su efectividad es en un tiempo corto pues se obstruye por los derrumbes de sus paredes y por el crecimiento de plantas, incrementando el costo de mantenimiento a la larga, por eso no se consideran económicas

2. DRENES CIEGOS

Su localización puede ser transversal o paralela al camino. Cuando se construyen drenes ciegos paralelos al camino deberá colocarse uno en cada lado del camino bajo las cunetas. Se excavan a una profundidad de 60 cm a 90 cm. con paredes verticales y ordinariamente y tienen 45 cm. de ancho en la parte superior, como dimensiones mínimas. Para que estos drenes sean efectivos deben tener una pendiente uniforme e ir a desfogar a una salida adecuada.

Es recomendable colocar un solo dren en el centro del camino a profundidad suficiente para hacer que el nivel freático baje en las orillas del camino, y cubrir después la cepa con el material de revestimiento. De esta manera es mínima la cantidad de agua de lluvia que se puede infiltrar y además no arrastra lodo.

Los drenes ciegos son zanjas rellenas de piedra quebrada ó grava. Estos drenes han sido muy empleados, y cuando se les ha construido en forma correcta, han dado resultados satisfactorios durante mucho tiempo.

Debe tener cuidado en su construcción, pues si son mal construidos captaran y retendrán el agua donde se desea eliminarla, debe tenerse cuidado en graduar el material con que se rellena a la zanja, ya que existe una marcada tendencia, en todos los aguaceros fuertes a que las cepas rellenas de piedra se inunden de agua cargada de lodo y que se azolven.

3. DRENES CON TUBO DE BARRO Y DE CONCRETO

Para subdrenar caminos los drenes con tubo de barro o de concreto son mas recomendados que las zanjas abiertas y los drenes ciegos, con una desventaja los tubos son más costosos. Este tipo de drenes también se les conoce con el nombre de "dren francés". El espesor del relleno de grava o piedra quebrada colocado alrededor y arriba del tubo varía de acuerdo con las condiciones del suelo y del agua freática. Dependiendo de las condiciones el relleno de piedra puede ser hasta la superficie, u omitirlo. Para una intercepción más eficaz de las aguas freáticas en terrenos con varios estratos, se tendrá que llenar la cepa completamente con piedra o grava; en todos los casos se debe impedir que el lodo entre al tubo o que obstruya el relleno.

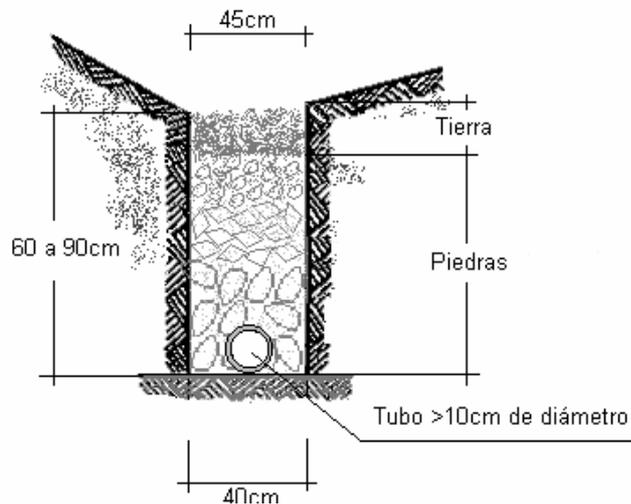


Figura 5. 6 DREN CON TUBO

El tamaño adecuado de los tubos en un lugar dado depende del carácter del terreno por drenar, de la clase de tubo, de la altura de precipitación y de la pendiente de tubería; teóricamente la diferencia entre precipitación y escurrimiento es la cantidad de agua que llega al tubo, existen datos que a través de observaciones se han obtenido y que se pueden tomar como bases.

Si el terreno es muy plano y no existe entrada superficial de agua el gasto es de $3\text{m}^3/\text{hora}$ por hectárea drenada; si es un terreno muy accidentado o cuando hay desfuegos en el tubo el gasto aumenta de una manera considerable.

Para determinar el área que un tubo dado drenará, es necesario saber hasta qué distancia a cada lado del tubo éste influencia para abatir el nivel freático. Como datos prácticos un dren colocado a una profundidad de 1.20m o de 1.50m la distancia de influencia es de 30m a cada lado del tubo, en terrenos con arcillas compactas se reduce de 6 a 9m a cada lado con una profundidad de 70cm a 90cm y en terrenos muy sueltos es de 60m a cada lado con una profundidad de 0.90m a 1.20m; en general se puede tomar como dato que la zona drenada abarcará 15m de ancho, teniendo en cuenta que estas distancias varían dependiendo de la profundidad del tubo. Los tubos utilizados no deberán ser menores a 4" de diámetro, ya que diámetros menores son fáciles de azolvar, de acuerdo a estudios que se han realizado se llegó a la conclusión de que un tubo de 4" es suficiente para drenar, y solo en casos muy especiales se llega a requerir un tubo de diámetro de 6".

El tubo de barro sin machihembré es el más utilizado para drenar caminos, debe colocarse un lado del camino, donde no este sujeto a pesadas cargas. El tubo debe ser recto longitudinalmente, bien cocido y exento de grietas. La unión se realiza a tope. El tubo de concreto se fabrica de cemento Pórtland y arena o gravilla y puede substituirse al tubo de barro en aquellos lugares en que resulte económico, no deberá colocarse en lugares donde el agua sea ácida o alcalina.

4. DRENES DE TUBO DE LAMINA CORRUGADA

Por medio de observaciones se ha llegado a la conclusión de que en una longitud de 100m un tubo de 15cm de diámetro mínimo es suficiente, sin recibir agua superficial. La pendiente recomendada para esta clase de drenes no debe ser menor de 0.5%. el desfogue de estos drenes se tendrá que realizar lo mas alto posible que el terreno circundante para evitar que se obstruyan, esto es prolongar el tubo quedando volando fuera del terraplén con una pendiente conveniente para un desfogue adecuado, además se le tendrá que colocar una rejilla en la salida del tubo para evitar el paso de roedores que puedan tapar la salida de este.

A los tubos corrugados se le han hecho perforaciones (ver figura en capitulo "requisitos de tubos") que le permiten en todo lo largo del tubo captar el agua, estas perforaciones al colocar el tubo deberán quedar en la parte inferior, esto se realiza por que se impide la entrada de sólidos (arena, lodo y gravilla); además colocado así disminuye más el nivel freático. Debe impedirse que los drenes se azolven ya que se ha observado que los azolves son una causa principal de falla en estos, por eso se han realizado experimentos en los que intervienen aspectos como velocidad, dimensiones de materiales, tirantes, gastos y pendientes.

Existen casos en los que las perforaciones deben quedar hacia arriba, el relleno de la cepa se tendrá que hacer con piedra tamizada para evitar que el material entre en las perforaciones. Tales casos pueden tener la siguiente estratificación.

Las cepas para este tipo de drenes dependen del diámetro del tubo, cuidando que se tenga un espacio para realizar maniobras de ensamble. Normalmente un ancho de 40 a 50 cm es suficiente.

El relleno tendrá un espesor mínimo de 15 cm sobre el tubo; el material debe ser gravilla con diámetros de 1/4" a 1/2". Es recomendable colocar una capa de material permeable en la parte inferior del tubo facilitando así la filtración; se debe procurar colocar el tubo alejado del suelo suave.

REQUISITOS DE LOS TUBOS PARA SUBDRENAJE

Todo tubo que se ocupe para subdrenaje debe cumplir con los siguientes requisitos para que funcione efectivamente durante un largo periodo:

CONDICIONES MECÁNICAS

Aplastamiento: como los subdrenes se colocan dentro de los límites del tránsito, se tendrán que usar tubos que no se rompan, pues se corre el riesgo de que un tubo roto o agrietado puede hechar a perder todo un sistema de drenaje. Los tubos de concreto tendrán una resistencia mínima de carga de 1000 Kg/m.

Presión hidráulica: se deberán presentar juntas fuertemente conectadas para evitar en lo máximo filtraciones que provoquen socavaciones.

Capacidad de infiltración: solo para tubos perforados ya que este tipo están diseñados para permitir infiltraciones y las perforaciones se localizan de manera que impidan la entrada de lodo y material de relleno.

Durabilidad: tendrán que presentar una resistencia estructural, pues esta les da mayor durabilidad. Los materiales de los que este construido el tubo deberán resistir la desintegración, corrosión y erosión.

Materiales: Los tubos serán de cualquier material que a juicio del proyectista, reúna las propiedades mencionadas. Los tubos de barro o de concreto podrán proyectarse con juntas abiertas o perforaciones que permitan la entrada de agua en su interior. Los de plástico, de material ondulado deberán ir provistos de ranuras u orificios para el mismo fin que el señalado anteriormente. Los de concreto poroso deben permitir la entrada del agua a través de sus paredes. Se recomienda el empleo de tuberías de concreto poroso o de plástico.

Perforaciones y Juntas: En las tuberías con juntas abiertas, el ancho de estas oscilará entre 1 cm y 2 cm. Los orificios de las tuberías perforadas se dispondrán, preferentemente, en la mitad inferior de la superficie del tubo y tendrán un diámetro entre 8 mm y 10 mm.

La disposición que deben tener los orificios de tuberías perforadas en la mitad inferior del tubo.

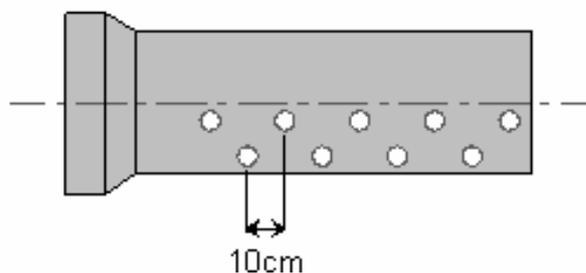


Figura 5. 7 PERFORACIÓN EN TUBERÍAS

5. CAPAS DRENANTES

Su uso generalmente es en las camas de los cortes. Estas son capas de espesor que varía de 15 a 30cm que se colocan abajo de la corona del camino o de la superficie pavimentada y están constituidas por material de filtro, de manera que con ayuda de una pendiente transversal y de instalaciones de salida puedan drenar el agua que se infiltre desde el pavimento, o que ascienda por capilaridad.

Un aspecto importante en el diseño de capas permeables es su costo, que suele ser alto. Por eso es recomendable tener mínimos espesores de la capa sin disminuir en la capacidad drenante. No deben emplearse capas de espesor menor a 15cm ni mayores a 30cm; por que incrementarían el costo.

5.4 REGULACIÓN DEL AGUA CAPILAR

En todos los tramos del camino que presenten efectos de capilaridad se debe conservar el nivel freático a profundidades adecuadas para impedir que se tengan ascensos capilares que dañe a este. En caminos con acotamientos angostos los drenes que se colocan para regular la capilaridad pueden servir para controlar el agua superficial. En este caso se tendrá que colocar un dren de tubo en una cepa de poca profundidad la cual se tapa con una capa impermeable colocada sobre un relleno de material permeable y poniendo intervalos pozos de entrada de agua superficial al tubo.

A estas zanjas se les coloca en la parte superior una capa impermeable que impide que se atasque el terreno permeable con los arrastres deslavados de los taludes del camino. Cuando el camino tiene acotamientos amplios, no se recomienda combinar el drenaje superficial con el subterráneo, la razón es que un subdren colocado muy lejos de la orilla del camino no bajara el nivel hidrostático bajo el pavimento tan eficientemente como lo haría si se colocara cerca.

5.5 DRENAJE INTERCEPTOR DE ESCURRIMIENTOS

El propósito de este tipo de drenaje es, interceptar y recolectar el agua que llega al camino lateralmente. El agua baja verticalmente al relleno permeable de la cepa hasta llegar al fondo, y entra después al tubo. La colocación del tubo se deberá realizar dentro de la zona impermeable, en terrenos blandos se colocará material permeable bajo el tubo para evitar la entrada de material del deleznable o lodo al tubo tapando las entradas o agujeros del mismo.

Se recomienda colocar un relleno permeable relativamente fino y graduado, ya que: en los casos en que entra al dren un volumen considerable de agua, esta puede erosionar los lados de la cepa deslavándose el suelo alrededor del tubo. Un relleno permeable graduado disminuye la velocidad del agua y por lo tanto la erosión. También se tendrá que colocar un cierre de la cepa en su parte superior con material impermeable para impedir la entrada del agua superficial que pueda arrastrar material que pueda obstruir el relleno permeable. El material usado para este cierre puede ser arcilla o una mezcla artificial en la que se usa asfalto o una sustancia semejante para obtener la impermeabilidad.

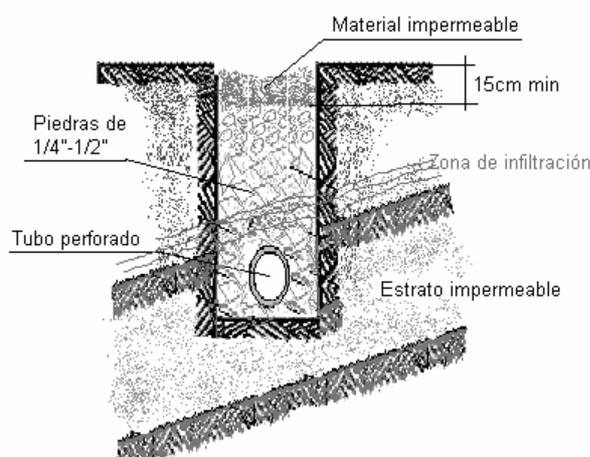


Figura 5. 8 TUBO INTERCEPTOR

5.6 DEDUCCIÓN DE ESCURRIMIENTOS

La deducción de escurrimientos se realiza más que nada para obtener el gasto de la cuenca por drenar, para esto debemos seguir un procedimiento, en el cual hay que tener en cuenta los siguientes puntos:

1. El área de la cuenca se determina con base a las fotografías aéreas y en las cartas topográficas de la zona.
2. En éstas, se remarcan todos los cauces, las zonas bajas, las canalizaciones y los almacenamientos de agua existentes.
3. Después se traza el parteaguas que delimita la cuenca, el cual pasa por los puntos de mayor elevación topográfica, de forma que abarque todos los cauces y canalizaciones que influyan en el eje del camino.

4. Posteriormente con un planímetro, se determina en las cartas topográficas el área de la cuenca (en Km²), que corresponde a la superficie delimitada entre el parteaguas y el eje de la carretera.

5.7 DISEÑO Y CÁLCULO DE OBRAS

Algunos de los procedimientos para proyectar adecuadamente una alcantarilla son los que a continuación se enumeran:

1. Procedimiento por comparación

Se aplica cuando se trata de construir una nueva alcantarilla en un lugar donde ya había otra; en este caso sirven de base las huellas visibles o los informes de gente del lugar, relativos al nivel más alto alcanzado por el agua durante un periodo de tiempo razonable (a no menos de 10 años) en la alcantarilla existente.

Este procedimiento es el que da la máxima seguridad (en lo que cabe) pues no deja duda de cual es el área y sección que debe tener para dar paso franco al agua y a los materiales que lleve suspensión, o de arrastre lográndose en tal forma que no haya azolves ni erosiones peligrosas.

Si no ha habido alcantarilla en el lugar, una estructura cercana puede dar también indicaciones de valor, si se consiguen noticias de cómo ha funcionado en el pasado durante épocas de lluvias intensas

2. Procedimiento empírico

Es el único aplicable si no existe ninguna estructura, y especialmente cuando no hay datos respecto del gasto máximo del arroyo, ni de la precipitación pluvial. Este método consiste en aplicar ciertas fórmulas empíricas para calcular el área hidráulica de una alcantarilla en función del área drenada y de la características topográficas de la cuenca por drenar. Para este procedimiento se utiliza la fórmula de Talbot, la cual es:

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

a = área hidráulica que deberá tener la alcantarilla (en m²)

C = coeficiente de escurrimiento que depende de la topografía del terreno

A = superficie por drenar (en hectáreas).

Los valores del coeficiente "C" de la fórmula de Talbot, dependen del tipo de terreno en que se encuentre la alcantarilla, algunos valores se muestran a continuación:

C	TIPO DE TERRENO
1.00	Montañoso y escarpado
0.80	Lomerío fuerte.
0.60	Lomerío suave.
0.50	Muy ondulado.
0.40	Ondulado.
0.30	Casi plano.
0.20	Plano.

A continuación, la siguiente tabla que de acuerdo con la fórmula de Talbot, proporciona el área hidráulica necesaria para los diferentes tipos de terrenos:

FORMULA DE TALBOT (ÁREA HIDRÁULICA EN m²)

Area Drenada (hectáreas)	Terreno Montañoso C = 1.0	Lomerio escarpado C= 0.80	Lomerio C=0.60	Terreno Ondulado C=0.50	Terreno Plano C=0.30
0.5	0.11	0.09	0.07	0.05	0.03
1	0.18	0.15	0.11	0.09	0.05
1.5	0.25	0.20	0.15	0.12	0.07
2	0.31	0.25	0.18	0.15	0.09
3	0.42	0.33	0.25	0.21	0.13
4	0.52	0.41	0.31	0.26	0.16
5	0.61	0.49	0.37	0.31	0.18
6	0.70	0.56	0.42	0.35	0.21
7	0.79	0.63	0.47	0.39	0.24
8	0.87	0.70	0.52	0.44	0.26
9	0.95	0.76	0.57	0.48	0.29
10	1.03	0.82	0.62	0.51	0.31
12	1.18	0.94	0.71	0.59	0.35
14	1.32	1.06	0.79	0.66	0.40
16	1.46	1.17	0.88	0.73	0.44
18	1.60	1.28	0.96	0.80	0.48
20	1.73	1.38	1.04	0.87	0.52
22	1.86	1.49	1.12	0.93	0.56
24	1.98	1.59	1.19	0.99	0.60
26	2.11	1.69	1.26	1.05	0.63
28	2.23	1.78	1.34	1.11	0.67
30	2.35	1.88	1.41	1.17	0.70
40	2.91	2.33	1.75	1.46	0.87
50	3.44	2.75	2.06	1.72	1.03
60	3.95	3.16	2.37	1.97	1.18
70	4.43	3.54	2.66	2.21	1.33
80	4.90	3.92	2.94	2.45	1.47
90	5.35	4.28	3.21	2.67	1.60
100	5.79	4.63	3.47	2.89	1.74
120	6.63	5.31	3.98	3.32	1.99
140	7.45	5.96	4.47	3.72	2.23
160	8.23	6.59	4.94	4.12	2.47
180	8.99	7.19	5.40	4.50	2.70
200	9.73	7.79	5.84	4.87	2.92
225	10.63	8.51	6.38	5.32	3.19
250	11.51	9.20	6.90	5.75	3.45
275	12.36	9.89	7.41	6.18	3.71
300	13.19	10.55	7.91	6.60	3.96
400	16.37	13.09	9.82	8.18	4.91
500	19.35	15.48	11.61	9.67	5.80
600	22.19	17.75	13.31	11.09	6.66
700	24.90	19.92	14.94	12.45	7.47
800	27.53	22.02	16.52	13.76	8.26
900	30.07	24.06	18.04	15.03	9.02
1000	32.54	26.03	19.53	16.27	9.76

El valor de la intensidad de precipitación asociada con las observaciones que sirvieron de base para la deducción de la fórmula fue del orden de 100 mm/hr, y la velocidad del agua dentro de la obra de drenaje fue alrededor de 3 m/s. Desde el punto de vista hidrológico e hidráulico, la fórmula de Talbot proporciona solamente una idea muy tosca de la respuesta al problema, ya que supone que el área hidráulica de la alcantarilla es directamente proporcional al gasto y que éste varía con la potencia $^{3/4}$ del área de la cuenca.

La fórmula de Talbot fue deducida especialmente con relación a superficies de 20,000 hectáreas, por lo que no se aconseja a usarla en áreas mucho mayores, además de que las alcantarillas drenan áreas mucho más pequeñas.

La fórmula de Talbot, es aplicable a cuencas de hasta 200 Km², pero en la SCT, al restringir su uso a las obras menores únicamente, se ha reducido ese valor a 10 Km² aprox., en términos generales, es el valor del área de la cuenca más grande que se puede drenar con una alcantarilla.

3. Procedimiento de sección y pendiente

Es el método que relaciona las características geométricas del cauce (áreas parciales o totales de la sección transversal, tirante, etc.) con las velocidades y los gastos, además; no tiene el inconveniente de los aforos directos de no poderse aplicar en causes secos.

Se puede decir que de las fórmulas empleadas para el método de sección y pendiente, la más universal es la de Manning, porque se han hecho muchos experimentos que comprueban su confiabilidad.

4. Procedimiento racional

En este caso la alcantarilla esta en función del escurrimiento máximo probable, por lo cual se debe conocer la precipitación pluvial máxima en un número suficientemente grande de años. En el sistema métrico se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q = 0.278 C I A$$

Donde:

Q = Gasto en m³/s

C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional

I = Intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/hr

A = Área drenada en Km²

0.278 = Factor de homogeneidad de unidades

En caso de que la cuenca por drenar esté compuesta por diferentes tipos de suelo, el coeficiente de escurrimiento se promedia de acuerdo al área de cada uno de los diferentes tipos de suelo.

5. FÓRMULA DE BURKLI – ZIEGLER

Se utiliza para áreas pequeñas menor a 250 Ha.

$$Q = 0.022 C A H^{4\sqrt{S/A}}$$

Donde:

Q = Gasto de la alcantarilla, m³/s

H = Precipitación, cm/hr correspondiente a la lluvia más intensa (10 min)

S = Pendiente del terreno

A = Área tributaria, Has

C = Coeficiente de rugosidad, de acuerdo a la siguiente tabla:

C	TIPO DE TERRENO
0.75	Calles pavimentadas y distritos comerciales
0.625	Calles ordinarias de la ciudad
0.30	Poblaciones con parques y calles con pavimento asfáltico
0.25	Terrenos de cultivo

6. FÓRMULA DE DICKENS

Se utiliza para superficies de 0.25 km² a 250 km², para calcular el gasto máximo producido en una alcantarilla debido a una lluvia de 24 horas de duración.

$$Q = 0.01385 C^{4\sqrt{A}}$$

Donde:

Q = Gasto de la alcantarilla, m³/s

A = Area tributaria en km²

C = Coeficiente de rugosidad.

TIPO DE TERRENO	VALOR DE C	
	PRECIPITACIONES 10cm en 24 hrs.	PRECIPITACIONES 15 cm en 24 hrs.
Plano	200	300
Lomerío suave	250	325
Lomerío fuerte	300	350

7. DISEÑO DE UNA LOSA DE CONCRETO

ESPECIFICACIONES PARA PROYECTO DE LOSAS DE CONCRETO REFORZADO EN ALCANTARILLAS

1. Consideraciones de carga:

Para el proporcionamiento de losas para alcantarilla (con luz hasta de 6.00 m.) se tomarán en cuenta los efectos de carga viva, impacto y cargas permanentes debidas al peso propio de la losa y el colchón.

a) La carga viva (c.v.) corresponde al camión tipo H15 y HS20 (camión con semiremolque), eligiendo entre ellos el que produce mayor esfuerzo. Las especificaciones que normalmente se utilizan en el proyecto de puentes son las que estipula la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) de los Estados Unidos de América. Estas especificaciones fueron traducidas y publicadas por la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en 1984. Las de 1996 son las más recientes.

b) La carga viva (c.v.) se incrementará en un porcentaje por concepto de impacto de acuerdo con el espesor del colchón, de la siguiente manera:

COLCHON	IMPACTO (i)
0 30 cm	30%
31 a 60 cm	20%
61 a 90 cm	10%

c) Las cargas permanentes corresponden a los pesos propios de la losa de concreto reforzado con 2400 Kg/cm³, teniendo en éste un espesor máximo de 4.25 m para este tipo de alcantarilla.

2. Esfuerzos permisibles:

Los esfuerzos permisibles en el concreto reforzado, serán los señalados en las Especificaciones para Puentes y Caminos, S.O.P. de 1959.

5.7.1 DISEÑO Y CÁLCULO DE UN TUBO DE CONCRETO

1. Determinar el Área Hidráulica que deberá tener la obra de cruce del Km. 16+746.41 en el tramo del Km. 15+000.00 al Km 18+500.00 de la carretera Tlapa - Metlatonoc, empleando el método de Talbot.

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

Datos:

Las cuencas por drenar se delimitaron y se midieron en la planta topográfica INEGI esc. 1:50,000, obteniendo los siguientes resultados:

Área de la superficie por drenar, $A = 18.12$ Has.

Como el terreno es montañoso y presenta pendiente transversal fuerte, se toma un coeficiente de 0.8, aplicando la fórmula de Talbot.

$$a = 0.183 \times 0.8 \sqrt[4]{18.12^3}$$

$$a = 1.29 \text{ m}^2$$

2. Encontrar las dimensiones de la obra (se propone dos tubos).

$$a = 1.29 / 2 = 0.645 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4a}{\pi}} = D = \sqrt{\frac{4 \times 0.645}{\pi}}$$

$$D = 0.90 \text{ m.} \quad \text{Trabajando a tubo lleno}$$

Se incrementa al diámetro comercial siguiente.

$$\varnothing = 1.05 \text{ m}$$

6 PROYECTO DE SUBRASANTE

6.1 GENERALIDADES

La subrasante es el perfil de las terracerías del camino compuesto por las líneas rectas que son las pendientes unidas por arcos de curvas parabólicas verticales.

Al iniciarse el estudio de la subrasante en un tramo se deben analizar los siguientes puntos que definirán el proyecto:

- Alineamiento Horizontal
- Perfil longitudinal
- Secciones Transversales del terreno
- Datos de calidad de los materiales
- Elevaciones mínimas requeridas para dar cabida a las estructuras

La subrasante económica es aquella que ocasiona el menor costo de la obra, durante la construcción, operación y conservación del camino.

Sin embargo se encontrara la subrasante económica determinándola únicamente por el costo de construcción, por ser este concepto el que generalmente presenta variaciones sensibles. Bajo este aspecto, para el proyecto de la subrasante económica hay que tomar en cuenta que:

1. La subrasante debe cumplir con las especificaciones de proyecto geométrico dadas.
2. En general, el alineamiento horizontal es definitivo, pues todos los problemas inherentes a él han sido previstos en la fase de anteproyecto. Sin embargo habrá casos en que se requiera modificar localmente.
3. La subrasante a proyectar debe permitir alojar las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel y su elevación debe ser la necesaria para evitar humedades perjudiciales a las terracerías o al pavimento, causadas por zonas de inundación o humedad excesiva en el terreno natural.

6.1.1 ALINEAMIENTO VERTICAL

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. A este eje se le conoce en dicho alineamiento como línea subrasante. Los elementos que integran son:

- Tangentes
- Curvas

Las tangentes se caracterizan por su longitud y su pendiente y están limitadas por dos curvas sucesivas. La longitud de una tangente es la distancia medida horizontalmente entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente, se representa como TV. La pendiente de la tangente es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

Al punto de intersección de dos tangentes consecutivas se le denomina PIV y a la diferencia algebraica de pendientes en ese punto se le representa por la letra A.

a) Pendiente gobernadora: es la pendiente del eje del camino que se puede mantener indefinidamente y que sirve de base para fijar las longitudes máximas que se debe dar a pendientes mayores que ella, para una velocidad de proyecto dada.

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

Se recomienda que para caminos principales las pendientes máximas no excedan a las dadas en la siguiente tabla. Para caminos secundarios, con escaso volumen de tránsito, las pendientes dadas en la tabla pueden incrementarse hasta en 2%.

Tipo de terreno	Pendiente máxima para diversas velocidades de proyecto en Km/hr						
	50	60	70	80	90	100	110
Plano	6	5	4	4	3	3	3
Lomerío	7	6	5	5	4	4	4
Montañoso	9	8	7	7	6	5	5

c) Pendiente mínima: se fija para permitir el drenaje. En los terraplenes puede ser nula; en los cortes se recomienda 0.5% mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas.

d) Longitud crítica de una tangente del alineamiento vertical: Es la longitud máxima en la que un camión cargado puede ascender sin reducir su velocidad más allá de un límite previamente establecido. Los elementos que intervienen para la determinación de la longitud crítica de una tangente son fundamentalmente el vehículo de proyecto, la configuración del terreno, el volumen y la composición del tránsito.

6.1.1.1 CURVAS VERTICALES

Las curvas verticales son las que 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 tangente de salida.

Deben dar por resultado un camino de operación segura y confortable, apariencia agradable y con características de drenaje adecuadas. El punto común de una tangente y una curva vertical en el inicio de ésta, se representa como PCV y como PTV el punto común de la tangente y la curva al final de ésta.

Forma de la curva: La condición que se considera óptima para la conducción de un vehículo, correspondiente a un movimiento cuya componente horizontal de la velocidad sea constante.

$$V_x = dx/dt = C_1$$

Por lo que la componente horizontal de la aceleración:

$$A_x = dV_x/dt = d^2x/dt^2 = 0$$

P es la pendiente de la tangente de entrada y:

$$Y = Kx^2 + Px$$

La expresión anterior corresponde a la ecuación de una parábola que es la recomendada para emplearse en las curvas verticales. Las curvas verticales pueden tener concavidad hacia arriba o hacia abajo, recibiendo el nombre de curvas en cresta o en columpio respectivamente.

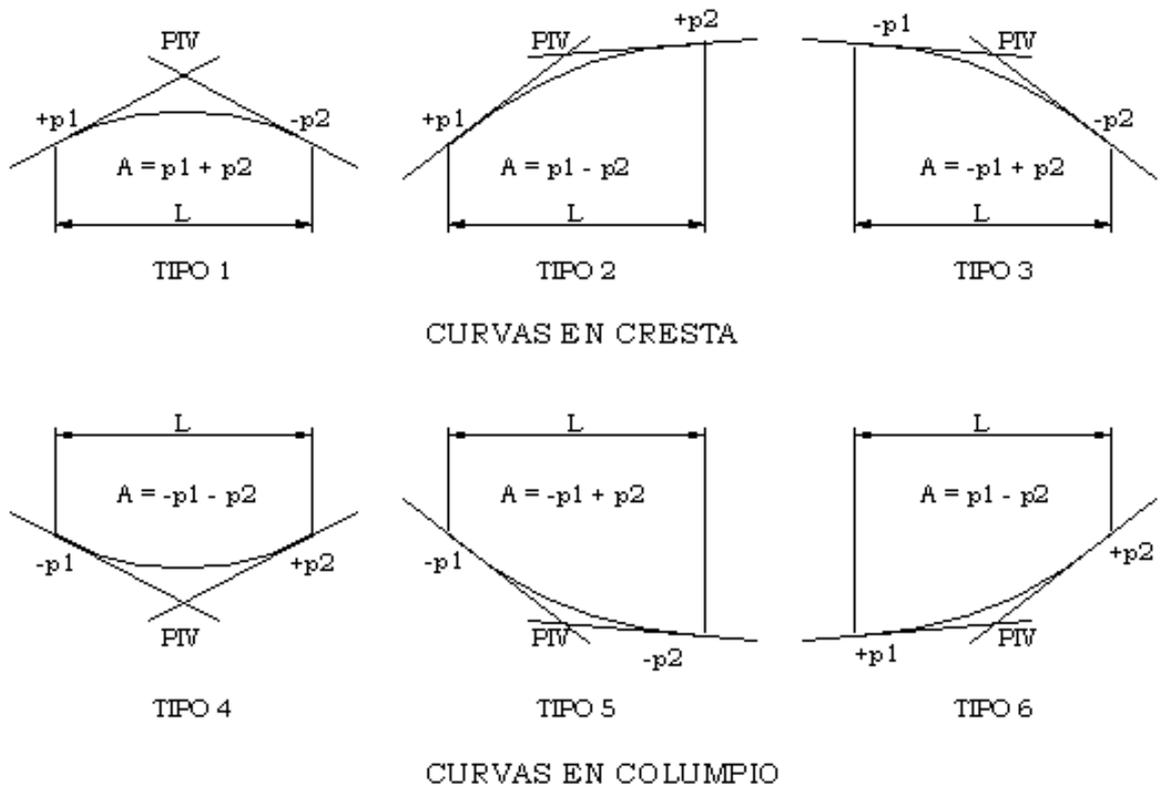


Figura 6.1 TIPOS DE CURVAS VERTICALES

P1 = Pendiente de entrada

P2 = Pendiente de salida

A = Diferencia de pendientes

L = Longitud de la curva

K = Variación de longitud por unidad de pendiente $K = L/A$

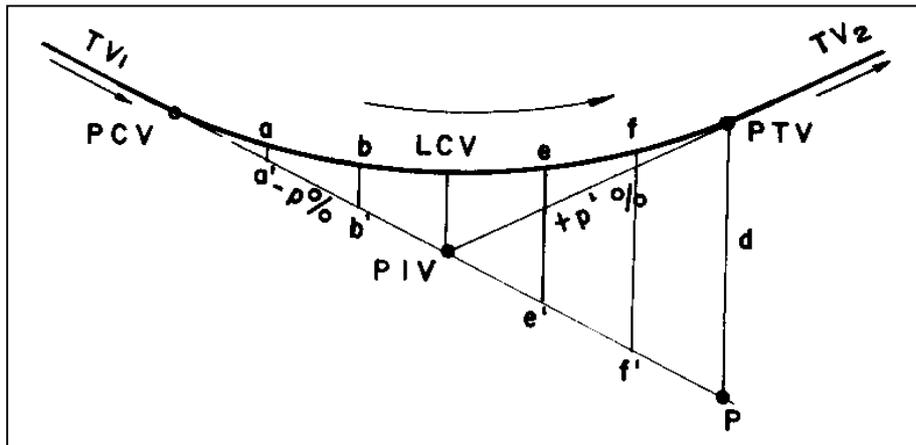


Figura 6.2 ELEMENTOS DE LA CURVA VERTICAL

- PIV = Punto de inflexión vertical
- PCV = Punto en donde comienza la curva vertical
- PTV = Punto en donde termina la curva vertical
- P1 = Pendiente de la tangente de entrada en por ciento
- P2 = Pendiente de la tangente de salida en por ciento
- P = Pendiente en un punto cualquiera de la curva en por ciento.
- LCV = Longitud de la curva vertical

Una forma de proyectar las curvas verticales es la siguiente. Ya se sabe que las curvas verticales son parábolas que se calculan por la fórmula:

$$Y = K x^2$$

En esta formula K es una constante y se le puede asignar el valor de:

$$K = A / 10 L$$

Donde:

- Y = Ordenada de la curva vertical, estas ordenadas se restan de las cotas de las tangentes si la curva es en cresta y se suman si la curva es en columpio
- A = Diferencia algebraica de pendientes
- L = Longitud de la curva vertical en estaciones de 20 m
- x = Número que corresponde a la estación para la cual se calcula la ordenada

Para facilitar el calculo se emplea la siguiente tabla:

EST	COTAS EN LA TANG.	X	X ²	K	Y	COTAS EN LA CURVA

6.1.2 SECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN

La sección de construcción de un camino en un punto cualquiera de este es un corte vertical normal al alineamiento horizontal. Permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman el camino en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

Los elementos que la integran y definen son:

- Corona
- Subcorona
- Cunetas y Contracunetas
- Taludes
- Partes complementarias

1. La corona: es la superficie del camino terminado que queda comprendido entre los hombros del camino, los elementos que definen la corona son la rasante, las pendientes transversales, la calzada y los acotamientos.

a) Rasante: es la línea obtenida al proyectar el alineamiento vertical del camino.

b) Pendiente transversal: es la que se le da a la corona normal a su eje de acuerdo a: 1) Bombeo, 2) Sobreelevación y 3) Transición del bombeo a la sobreelevación.

c) Calzada

d) Acotamientos

Bombeo: Es la pendiente que se le da a la corona en las tangentes del alineamiento horizontal hacia uno y otro lado de la rasante para evitar la acumulación del agua sobre el camino. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente.

Tipo de superficie de rodamiento		Bombeo
Muy buena	Superficie de concreto hidráulico	1 a 2%
Buena	Superficie de mezcla asfáltica, Carpeta de riegos	1.5 a 3%
Regular a mala	Superficie de tierra o grava	2 a 4%

Sobreelevación: Es la pendiente que se da a la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga de un vehículo en las curvas del alineamiento horizontal. La ecuación empleada para el cálculo es:

$$S = \frac{0.00785}{R} - \mu$$

Donde:

S = Sobreelevación, en valor absoluto

V = velocidad del vehículo (km/h)

R = Radio de la curva (m)

μ = Coeficiente de fricción lateral

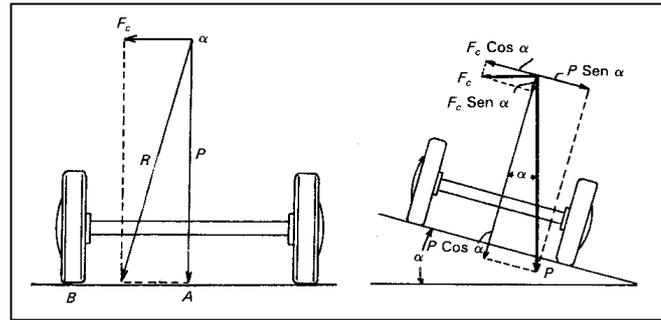


Figura 6.3 SOBREELEVACIÓN

Con esta expresión se calcula la sobreelevación necesaria para que no se deslice un vehículo que circule por la curva a una velocidad dada; debido a condiciones de operación y conservación se han fijado 4 valores de sobreelevación máxima:

Tipo de zona	% de transito pesado	Smáx
No existan heladas ni nevadas	Mínimo	12 %
No exista nieve o hielo	Alto	10 %
Heladas o nevadas frecuentes	-	8 %
Zonas urbanas	-	6 %

Transición del bombeo a la sobreelevación: En el alineamiento horizontal al pasar de una sección en tangente a otra en curva, se requiere cambiar la pendiente de la corona, desde el bombeo hasta la sobreelevación correspondiente a la curva, este cambio se hace gradualmente, este cambio se realiza sobre la longitud de la espiral o en las tangentes continuas a la curva cuando esta no tiene espirales de transición, esta ultima obliga al conductor a mover el volante en sentido contrario a la curva para no salirse de la curva, siendo esto peligroso y molesto por lo que se recomienda dar parte de la transición en las tangentes y otra sobre la curva circular.

La longitud mínima de la tangente entre dos curvas circulares de sentido contrario sin espirales de transición debe ser igual a la semisuma de las longitudes de transición de las dos curvas.

Para pasar del bombeo a la sobreelevación existen tres procedimientos.

- La sección gira sobre el eje de la corona
- La sección gira sobre la orilla interior de la corona
- La sección gira sobre el exterior de la corona

En el primer procedimiento se indica la variación de la sobreelevación y las secciones transversales hasta la mitad de la curva debido a que la otra mitad es simétrica, se observa en la sección AA a una distancia N antes del punto donde comienza la transición una sección en tangente.

A partir de la cual se empieza a girar el ala exterior con centro en el eje de la corona a fin de que el TE este a nivel como se muestra en la sección BB y el ala interior conserve su pendiente original de bombeo. A partir de ese punto se sigue girando el ala

exterior hasta que se hace colineal con el ala interior, como se muestra en la sección CC.

Apartir de la cual, se gira la sección completa hasta obtener la sobreelevación S de la curva en el EC.

Cuando la curva circular no tiene espirales de transición y se introduce la transición de la sobreelevación dentro de la curva circular la sobreelevación en el PC es menor debido a que el vehículo no puede cambiar de radio de giro instantáneamente, por lo que en el PC tendrá necesariamente un radio de giro mayor y por lo tanto se requiere una sobreelevación menor.

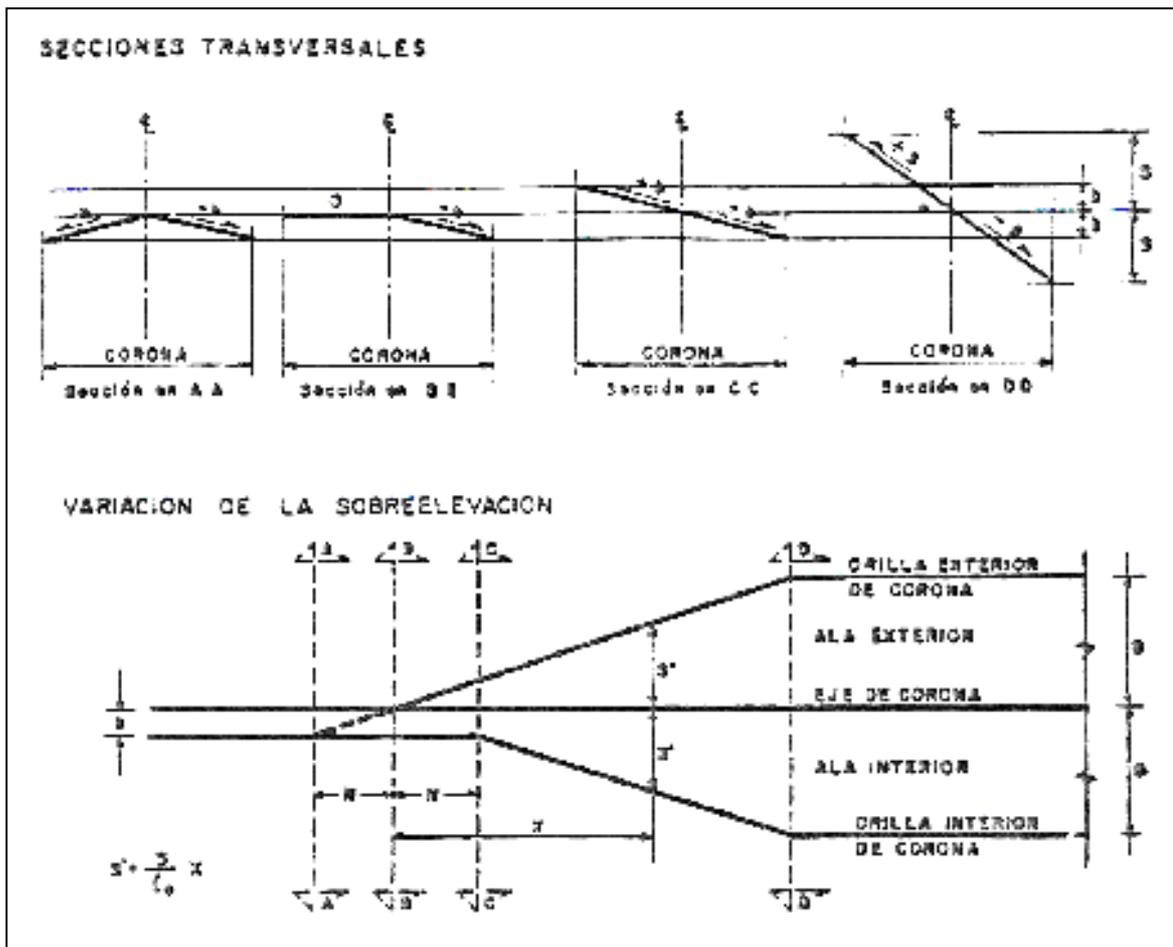


Figura 6.4 TRANSICIÓN DEL BOMBEO A LA SOBREELEVACIÓN

La calzada: Es la parte de la corona destinada al tránsito de vehículos y constituida por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la faja de ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

Este ancho es variable a lo largo del camino dependiendo de la localización de la sección.

Ancho de calzada en tangente: Para determinar el ancho de calzada en tangente debe conocerse el nivel de servicio con esto se determina el ancho y número de carriles. Los anchos de carril usuales son: 2.75, 3.05, 3.35 y 3.65 m

Normalmente se proyectan 2.4 o más carriles, sin embargo cuando el volumen de tránsito es muy bajo de 75 vehículos por día o menos puede proyectarse caminos de un carril para las dos direcciones con un ancho de 4.50 m.

Si la pendiente longitudinal es muy fuerte en tangente, se puede ampliar la calzada mediante la adición de un carril, mejorando el nivel de servicio.

Ancho de calzada en curvas: Cuando un vehículo circula por una curva el alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A este sobreancho se llama ampliación, la cual debe darse tanto a la calzada como a la corona.

Para caminos de dos carriles, el ancho de calzada en curva se calcula sumando el ancho definido por la distancia entre huellas externas U de dos vehículos que circulan por la curva; la distancia libre lateral C entre los vehículos y entre estos y la orilla de la calzada; el sobreancho FA debido a la proyección del vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interior de la curva; y el ancho adicional Z que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva. Para caminos de cuatro carriles sin dividir, la ampliación en curva tendrá un valor doble que el calculado para los caminos de dos carriles. Si están divididos, a cada calzada le corresponde la ampliación calculada.

Para fines de proyecto no se consideran las ampliaciones que resulten menores de 20 cm. La ampliación de la calzada en las curvas se da en el lado interior la raya central se pinta posteriormente en el centro de la calzada ampliada. Para pasar del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva, se aprovecha la longitud de transición requerida para dar la sobreelevación, de manera que la orilla interior de la calzada forme una curva suave sin quiebres bruscos a lo largo de ella.

En curvas circulares con espirales, la ampliación en la transición puede darse proporcionalmente a la longitud de la espiral, esto es:

$$A' = A / Le$$

Donde:

A' = Ampliación en una sección que esta a l m del TE

Le = Longitud de la espiral

A = es la ampliación de la curva

Obteniéndose una ampliación nula en TE, ampliación total en EC.

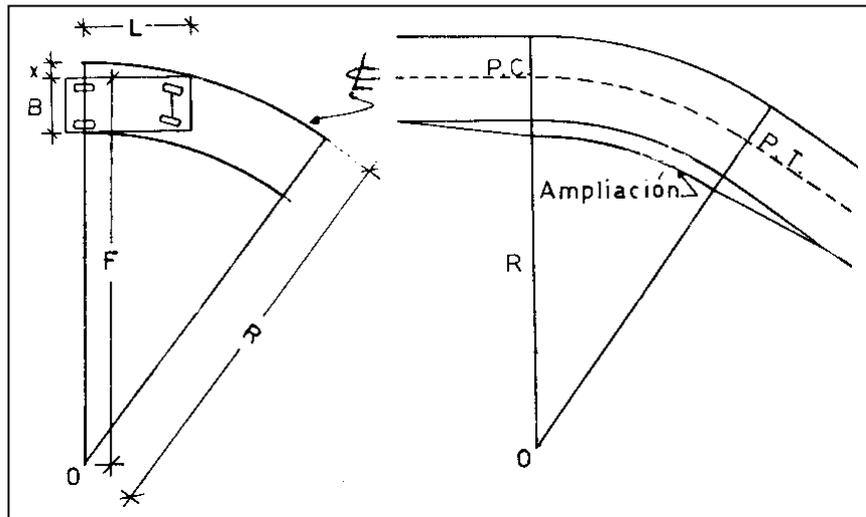


Figura 6.5 AMPLIACIÓN EN CURVAS

Los acotamientos: Son las fajas continuas a la calzada, comprendidas entre sus orillas y las líneas definidas por los hombros del camino. Sus características son:

- Dar seguridad al usuario, al proporcionarle un ancho adicional fuera de la calzada
- Proteger contra la humedad y erosiones a la calzada
- Mejorar la visibilidad en curvas
- Facilita los trabajos de conservación
- Dar una mejor apariencia al camino

2. La subcorona es la superficie que limita a las terracerías y sobre la que se apoyan las capas del pavimento, la diferencia entre el terreno natural y la subcorona define los espesores de corte o terraplén, a los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula se llama puntos de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural se les llama ceros.

Elementos que la definen son:

- a) Subrasante: es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona.
- b) Pendiente transversal: Es la misma pendiente de la corona logrando mantener uniforme el espesor del pavimento
- c) Ancho: Es la distancia comprendida entre los puntos de intersección con los taludes y esta en función de la corona y del ensanche.
- d) Ampliación y sobreelevación en transiciones.

El ancho de la subcorona se calcula con la expresión:

$$A_s = C + e_1 + e_2 + A$$

Donde:

A_s = Ancho de la subcorona (m)

C = Ancho de la corona en tangente (m)

e_1, e_2 = Ensanche, a cada lado del camino (m)

A = Ampliación de la calzada (m)

El ensanche es el sobreancho que se da a cada lado de la subcorona para que, con los taludes de proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y subbase; está en función del espesor de estas capas, de la pendiente transversal y de los taludes. Cuando el camino va en corte y se proyecta cuneta provisional, el ensanche es nulo.

Ampliación y sobreelevación en transiciones: Se establece una metodología que facilita el cálculo, con el uso de la tabla de elevaciones, ampliaciones y ensanches de la subcorona.

En la parte superior hay cinco columnas de datos:

- En la primera se anotan los nombres del camino, tramo y subtramo a que pertenece la curva.
- En la segunda columna se anotan las especificaciones generales de proyecto geométrico pertinentes tales como la velocidad del proyecto V , la sobreelevación máxima (S_{max}) el grado máximo de curvatura (G_{max}), el ancho de coronas en tangente C y el bombeo en tangente b .
- En la tercera columna se anotan los datos específicos de la curva que se está analizando tales como el grado y el sentido de la deflexión ($\Delta = 2^\circ$ Der), la sobreelevación de la curva S , la longitud de transición L_e , la distancia N y la ampliación de la curva A .
- En la cuarta columna se anota el cadenamiento de los puntos que definen la curva circular y sus transiciones.
- En la quinta columna se efectúa el cálculo de los parámetros que definen la variación de la sobreelevación DS y de la ampliación DA . Como esta variación es lineal se tendrá:

$$DS = S / L_e$$

$$DA = A / L_e$$

Una vez completa la parte superior de la forma se procede a llenar las columnas y renglones de la tabla propiamente dicha.

ESTACIÓN: se anota el cadenamiento de los puntos en donde se van a calcular sobreelevaciones y ampliaciones. Estos puntos son las estaciones cerradas de 20 m, los puntos que definen la curva y sus transiciones y los puntos que se encuentren a una distancia N del principio o fin de la transición.

d: se anotan las distancias d entre el principio o final de la transición y la sección en donde se requiere calcular la ampliación o la sobreelevación.

SOBREELEVACIÓN: se anotan las sobreelevaciones de las alas del camino. Se anotan primero las sobreelevaciones conocidas que son los las de aquellos puntos que definen a la curva y sus transiciones. Las sobreelevaciones restantes se calculan multiplicando la distancia d por el parámetro DS.

AMPLIACIÓN: se anotan las ampliaciones de la curva y se complementa con la anotación Izq. o Der. Según sea el sentido.

TALUDES: se anotan los valores recomendados para los taludes de del corte y de la cuneta o terraplén en cada estación. Si los taludes son de corte, se acostumbra escribirlos como quebrado, siendo la unidad el denominador y si son de terraplén o cuneta, se escribe el valor del talud.

ENSANCHES: se anotan los ensanches calculados, limitados por los taludes del corte, cuneta o terraplén, cuando se tengan cunetas provisionales el ensanche será nulo.

SEMIANCHOS: se anotan los semianchos de la subcorona para proyecto, que están integrados por la suma de la semicorona en tangente horizontal, el ensanche y la ampliación.

CAMINO: TRAMO: SUBTRAMO:			Vp = Smax = Gmax = C =	Δ= S = N = Le =	TE = EC = CE = ET =	DS = DA=				
1	2	3		4	5		6		7	
EST	d	SOBRE ELEVACIÓN		AMPLIACIÓN	TALUDES		ENSANCHES		SEMIANCHOS	
		IZQ	DER		IZQ	DER	IZQ	DER	IZQ	DER

3. Las cunetas y contracunetas: son obras de drenaje que por su naturaleza quedan incluidas en la sección transversal. Estos conceptos ya fueron definidos en el tema de obras de captación y defensa.

4. Los taludes: Es la inclinación del paramento de los cortes o de los terraplenes, expresado numéricamente por el recíproco de la pendiente. En terraplenes el valor común empleado es de 1:5. En cortes debido al tipo de material es indispensable un estudio.

5. Partes complementarias: Son aquellos elementos con los cuales se trata de mejorar la operación y conservación del camino. Estos elementos son: Guarniciones, Bordillos, Banquetas, Fajas separadoras, Defensas y Dispositivos para el control del tránsito

6.2 ELEMENTOS QUE DEFINEN EL PROYECTO DE LA SUBRASANTE

Los elementos que definen el proyecto de la subrasante económica, son los siguientes:

- Condiciones Topográficas
- Condiciones Geotécnicas
- Subrasante Mínima
- Costo de Terracerías

6.3 CONDICIONES TOPOGRÁFICAS Y GEOTÉCNICAS

6.3.1 CONDICIONES TOPOGRÁFICAS

De acuerdo a la configuración del terreno este se considera en los siguientes tipos:

TERRENO PLANO: Se considera terreno plano, aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula.

En terreno plano el proyecto de la subrasante 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 escurrimiento 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 se presenta excepcionalmente; como consecuencia, los terraplenes estarán formados con material producto de préstamo, ya sea lateral o de banco.

TERRENO EN LOMERÍO: Se considera así al terreno cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión, cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de 25°.

En un terreno considerado como lomerío, el proyectista estudiará la subrasante combinando 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 subrasante en este tipo de suelo tiene como características:

- Proyecto de la subrasante a base de contra pendientes.
- Compensación longitudinal de las terracerías en tramos de longitud considerable.
- No presentar problemas para dejar el espacio vertical necesario para alojar las alcantarillas, los pasos a desnivel y puentes.

TERRENO MONTAÑOSO: Este tipo de terreno se caracteriza por tener pendientes transversales mayores de 25°, así como accidente 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 de grandes volúmenes. El proyecto de la subrasante queda generalmente condicionado a la pendiente transversal del terreno y el 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 subrasante debe estudiarse considerando la construcción de muros de contención o de viaductos, con el objeto de obtener el menor costo del 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 vertical.
- La facilidad de disponer del espacio libre para dar cabida a alcantarillas y puentes
- La presencia en el diagrama de masas una serie de desperdicios interrumpidos por pequeños tramos compensados.
- La frecuencia de zonas críticas
- Los grandes volúmenes de tierra a mover
- La necesidad de proyectar alcantarillas de alivio
- Alto costo de construcción resultante, si se quiere considerar en el proyecto la visibilidad de rebase.

6.3.2 CONDICIONES GEOTÉCNICAS

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

La elevación de la subrasante está limitada en ocasiones por la capacidad de carga del suelo que servirá de base al camino.

Las especificaciones generales de construcción de la Secretaría de Obras Públicas (SOP) clasifica a los materiales de acuerdo a:

- Dificultad que ofrecen a su ataque: Material A, B y C.

A = Ese material es blando y suelto, que puede ser excavado con pala de mano y cargado eficientemente con herramienta manual, sin ayuda de equipo mecánico; son suelos poco o nada cementados.

B = Este material es aquel que no puede ser excavado a mano, por sus características solo puede excavar y cargarse eficientemente con equipo mecánico. El material generalmente son rocas fragmentadas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas, tepetates y piedras sueltas con diámetro mayor de 7.5 cm y menores de 75 cm.

C = Es el que por su dificultad de extracción solo puede ser extraído mediante el empleo de explosivos, como lo son las rocas basálticas, areniscas, conglomerados fuertemente cementados, calizas, granitos y también es considerado como material tipo C a las piedras sueltas con una dimensión mayor de 75 cm.

- Compactación: Material compactable y No compactable.

6.4 SUBRASANTE MÍNIMA

La elevación mínima correspondiente a puntos determinados del camino, a los que el estudio de la subrasante económica debe sujetarse, define en esos puntos el proyecto de la subrasante mínima.

Los elementos que fijan estas elevaciones mínimas son:

- Obras menores
- Puentes
- Zonas de inundación
- Intersecciones

6.4.1 OBRAS MENORES

Para lograr la economía deseada y no alterar el buen funcionamiento del drenaje, es necesario que el estudio de la subrasante respete la elevación mínima que requiere el proyecto de las alcantarillas. Esto es determinante en terrenos planos, pues 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 subrasante estará obligado por las condiciones que este tipo de configuración topográfica impone y generalmente habrá espacio vertical suficiente para dar cabida a las obras menores.

La metodología para encontrar la elevación a la cual debe sujetarse la subrasante está en función de las características propias de la alcantarilla y de la sección de construcción, principalmente la elevación del despalme, la pendiente según el eje de la obra, el colchón mínimo, el ángulo de esviajamiento, la altura de la obra hasta su coronamiento, el ancho de la semicorona y las pendientes longitudinal y transversal de la obra.

6.4.2 PUENTES

Aun cuando en los cruces de corrientes que hacen necesaria la construcción de puentes, la elevación definitiva de la subrasante no será conocida hasta que se proyecte la estructura, es necesario tomar en consideración los elementos que intervienen para definir la elevación mínima, con el objeto de que el proyecto del alineamiento vertical se aproxime lo más posible a la cota que se requiere.

Para lograr lo anterior se debe contar con los siguientes datos:

- Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Sobre elevación de las aguas ocasionada por el estrechamiento que origina el puente en el cauce.
- Espacio libre vertical necesario para dar paso a cuerpos flotantes.
- Peralte de la superestructura.

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

En caminos de poco tránsito localizados 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 al régimen de la corriente, así como al estudio comparativo de costos de las alternativas que se presenten.

6.4.3 ZONAS DE INUNDACIÓN

El paso de un camino por zonas de inundación obliga a guardar cierta elevación de la subrasante que se fija de acuerdo con el nivel de aguas máximas extraordinarias, con la sobre elevación de las aguas producida por el obstáculo que a su paso presentará el camino y con la necesidad de asegurar la estabilidad de las terracerías y del pavimento.

En estos casos se recomienda que la elevación de la subrasante sea como mínimo un metro arriba del nivel de aguas máximas extraordinarias.

6.4.4 INTERSECCIONES

Los cruces que un camino tiene con otras vías de comunicaciones terrestres, ya sean en proyecto o existentes, 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 que se está proyectando. Para fijar la elevación de la subrasante económica se sigue una metodología semejante a la ya explicada para el caso de los entronques.

6.5 LIGA DE SUBRASANTES

Un punto muy importante es la liga de rasantes del proyecto en estudio con el cruce de los caminos existente, intersecciones con vías secundarias o cualquier libramiento. Esta consiste básicamente en conocer la elevación de las rasantes en el punto de intersección para poder unirlos sin alterar las condiciones de velocidad tanto del nuevo camino como del camino ya existente y tener incorporaciones viales de manera eficiente y segura. La podemos dividir en dos:

1. La liga de subrasante en puntos intermedios se presenta regularmente por accidentes topográficos, obras de drenaje y lugares donde se modifico su rasante inicial.

2. La liga de rasante en puntos obligados de origen y final de camino son generalmente intersecciones que se presenta en el camino principal con caminos secundarios.

DATOS GENERALES DEL PROYECTO TOMADOS EN EL ESTUDIO DE LA SUBRASANTE:

Carretera: Tlapa – Metlatonoc Km. 15+000 al Km. 18+500

Tramo: Tlapa – Igualita

DATOS GEOMÉTRICOS DEL PROYECTO:

El camino de proyecto será:	Tipo C
TDPA en el horizonte de proyecto:	500
Velocidad de proyecto:	40 a 60 km/hr
Distancia de visibilidad de parada:	de 40 a 75 m
Distancia de visibilidad de rebase:	de 180 a 270 m
Grado de curvatura máximo:	de 11 a 30°
Curvas verticales K cresta:	de 4 a 14%
Curvas verticales K columpio:	de 7 a 15%
Longitud mínima de curvas verticales:	de 30 a 40 m
Pendiente gobernadora:	6%
Pendiente máxima:	8%
Ancho de calzada:	6 m
Ancho de corona:	7 m
Ancho de acotamientos:	0.50 m
Bombeo:	2%
Sobreelevación máxima:	10%

6.6 CÁLCULO TRADICIONAL

Para lograr la aproximación debida en el cálculo de los volúmenes de tierra, es necesario obtener la elevación de la subrasante tanto en estaciones cerradas como en las intermedias en que se acusan cambios en la pendiente del terreno. Así mismo, es conveniente calcular la elevación de los puntos principales de las curvas horizontales, en los que la sección transversal sufre un cambio motivado por la sobre elevación y la ampliación.

Obtenida la elevación de la subrasante para cada una de las estaciones consideradas en el proyecto, se determina el espesor correspondiente dado por la diferencia que existe entre las elevaciones del terreno y de la subrasante. Este espesor se considera en la sección transversal del terreno previamente dibujada, procediéndose al proyecto de la sección de construcción.

El cálculo de los volúmenes se hace con base en las áreas medidas en las secciones de construcción y los movimientos de los materiales se analizan mediante un diagrama llamado curva masa.

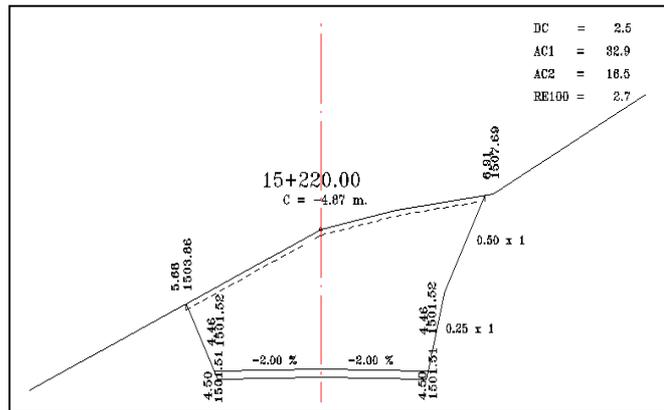
6.6.1 SECCIONES DE CONSTRUCCIÓN

Se llama así a la representación grafica de las secciones transversales que contienen tanto los datos propios del diseño geométrico, como los correspondientes al empleo y tratamiento de los materiales que forman las terracerías:

Los elementos y conceptos que determinan el proyecto de una sección de construcción, pueden separarse en dos grupos claramente definidos:

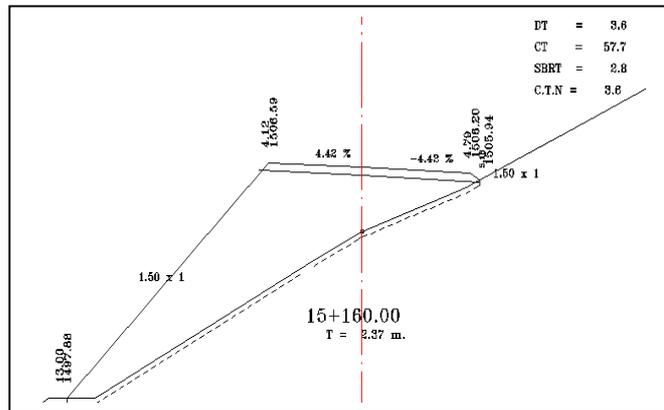
1. Elementos del diseño geométrico:

- Espesor de corte o de terraplén
- Ancho de corona
- Ancho de calzada
- Ancho de acotamiento
- Pendiente transversal
- Ampliación en curvas
- Longitud de transición
- Espesor de pavimento
- Ancho de subcorona
- Talud de corte o de terraplén
- Dimensiones de las cunetas



2. Elementos impuestos por el procedimiento a que debe sujetarse la construcción de las terracerías:

- Despalme
- Compactación del terreno natural
- Escalón de liga.
- Cuerpo del terraplen
- Capa subrasante
- Cuña de afinamiento
- Muro de retención
- Berma
- Estratos en corte
- Caja en corte



DESPALME:

Es la remoción de la capa superficial del terreno natural que, por sus características no es adecuada para la construcción; ya sea que se trate de zonas de corte, de áreas destinadas para el desplante de terraplenes o de zonas de préstamo.

COMPACTACIÓN DEL TERRENO NATURAL:

Es la que se da al material del terreno sobre el que se desplantará un terraplén o al que quede debajo de la capa subrasante en un corte, para proporcionarle a ese material el peso volumétrico requerido.

ESCALÓN DE LIGA:

Es el que se forma en el área de desplante de un terraplén, cuando la pendiente transversal del terreno es poco menor que la inclinación del talud 1.5:1, a fin de obtener una liga adecuada entre ellos y evitar un deslizamiento del terraplén. También se proyecta en casos de ampliación o reconstrucción de caminos existentes, cuando la distancia horizontal entre taludes, es menor que el ancho del equipo de construcción, para lo cual hay que recortar el terraplén existente, hasta obtener la distancia mínima necesaria. Las dimensiones de los escalones de liga se fijan de acuerdo con las características de los materiales y del equipo de construcción.

CUERPO DEL TERRAPLÉN:

Se llama así a la parte del terraplén que se queda debajo de la subcorona. Está formado por una o más porciones según sea la elevación del terraplén, las características de los materiales y el tratamiento que se les dé.

CAPA SUBYACENTE:

Es también llamada capa de transición y es la porción entre el cuerpo de terraplén y la capa subrasante, su espesor generalmente es de 50 cm. formada por materiales seleccionados de acuerdo con los estudios de geotecnia

CAPA SUBRASANTE:

Es la porción final del cuerpo de terraplén, tanto en corte como en terraplén. Su espesor es comúnmente de 30 cm. y está formada por suelos seleccionados para soportar las cargas que le transmite el pavimento.

Es el aumento lateral que se da a un talud de terraplén, para lograr la compactación debida. Es de forma triangular, comúnmente de 20 cm. De ancho en su parte superior al nivel del hombro de la subcorona y termina en la línea de ceros del talud o en el lecho superior de la porción inferior, si está es de material no compactable. Esta cuña debe recortarse en el afinamiento final.

MURO DE RETENCIÓN:

Cuando la línea de ceros del terraplén no llega al terreno natural es necesario construir muros de retención, cuya ubicación y altura estarán dadas como resultado de un estudio económico.

BERMA:

En un terraplén, está formada por el material que se coloca adosado a su talud, a fin de darle mayor estabilidad al terraplén. En corte, es un escalón que se hace recortando el talud, con el objeto de mayor estabilidad y de detener en él al material que se pueda desprender, evitando así que llegue hasta la corona del camino.

ESTRATOS EN CORTES:

Así se designan a las diferentes capas que aparecen en un corte, cuando cada una de ellas está formada por material de distintas características de las demás. En una sección en corte se observa lo siguiente:

- La capa superficial del terreno o estrato: En general está formada por materiales finos, si es aprovechable por su calidad para formar el terraplén, se considera como tal; si por el contrario es inadecuado para ese empleo, viene a ser el despalme descrito.
- Las siguientes porciones representan dos estratos formados por material adecuado para la formación de terracerías, pero cuyas características son distintas entre si.

CAJA EN CORTE:

Es la excavación del material subyacente a la subcorona, inadecuado para formar la capa subrasante. Este material debe ser sustituido por otro de características apropiadas.

6.6.2 DETERMINACIÓN DE ÁREAS

Para fines de presupuesto y pago de la obra es preciso determinar volúmenes de corte como de terraplén, por lo tanto es necesario el cálculo de las áreas consideradas en el proyecto de la sección de construcción. Dentro de los distintos procedimientos empleados para este fin los siguientes tres son los más comunes:

- Método analítico
- Método gráfico
- Método del planímetro

MÉTODO ANALÍTICO

Este método se basa en la descomposición de la sección en figuras regulares obtenidas al trazar líneas verticales por los puntos de quiebre del terreno y de la sección de construcción.

Si se considera una sección en corte como la mostrada en la figura, referida a un sistema de ejes cartesianos; el área de la sección es la suma de las áreas de los trapecios: A23CA, C34DC y D45FD, menos la suma de las áreas de los trapecios A21BA, B16EB y E65FE. Puesto que el área de un trapecio es la semisuma de las bases por la altura.

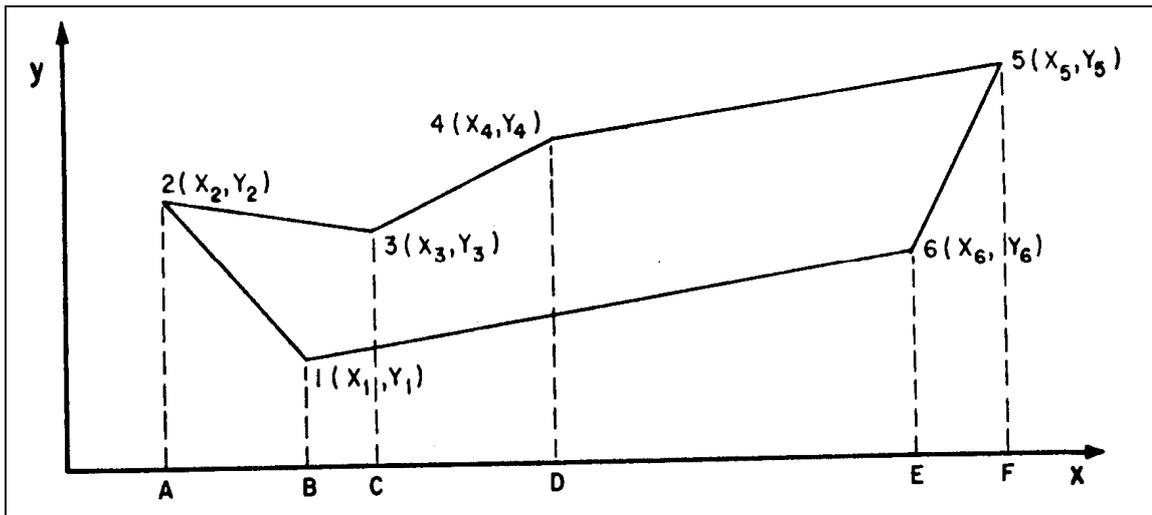


Figura 6.6 MÉTODO ANALÍTICO

MÉTODO GRÁFICO

En la figura, la sección en terraplén mostrada se divide en trapezios y dos triángulos extremos mediante líneas verticales a una separación constante. El área de la sección es igual a la suma de las áreas parciales. Para que esta expresión fuera exacta se necesitaría que las líneas verticales coincidieran en todos los casos con los puntos de cambio dependiente del terreno, con los cerros, hombros y centro de la línea de la sección, lo que no siempre sucede; el error que se origina es función de la equidistancia y lógicamente será menor conforme esta sea más pequeña.

La aplicación del método gráfico, basado en esta expresión, consiste en acumular las distancias verticales aa' , bb' , cc' , dd' , marcándolas en una tirilla de papel; una vez efectuada la operación en toda la sección, la distancia entre las marcas extremas de la tirilla multiplicada por la equidistancia S , se define el área total de la sección.

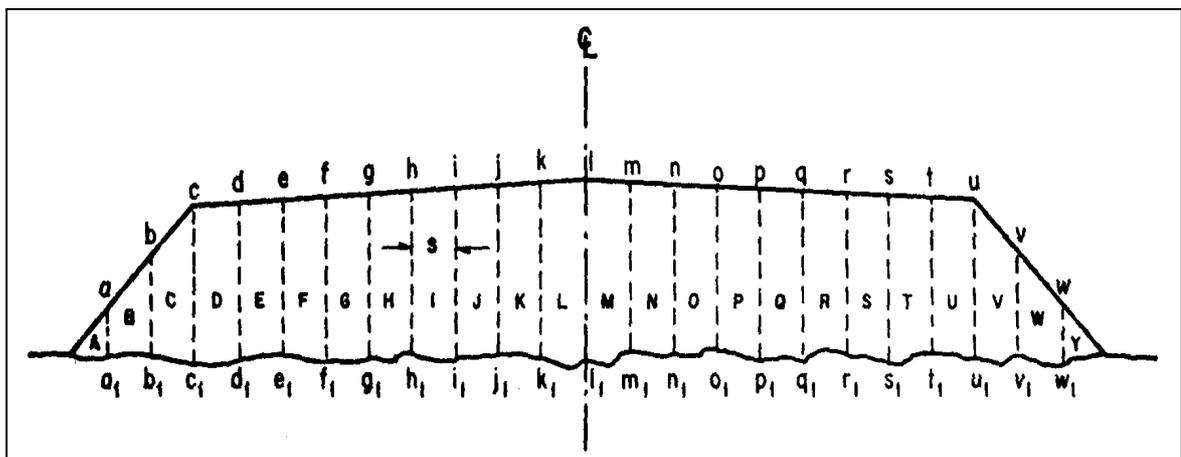


Figura 6.7 MÉTODO GRÁFICO

MÉTODO DEL PLANÍMETRO

Por la rapidez en su operación y por la precisión que proporciona el planímetro es el instrumento que más se presta para la determinación de las áreas. De los distintos tipos que existen, el polar de brazo ajustable es el más usado.

Teniendo en cuenta la escala del papel milimétrico, puede no corresponder a las dimensiones nominales, sea por una impresión defectuosa o por condiciones climatológicas, es norma práctica antes de efectuar las mediciones de áreas, ajustar el planímetro para obtener las áreas correctas.

Para determinar el área se fija el polo en un punto conveniente y se coloca la guía trazadora en un cero de la sección, se toma la lectura inicial y se sigue el perímetro de la figura con la guía hasta volver al punto de partida, tomándose la nueva lectura; la diferencia entre estas dos lecturas multiplicada por una constante será el área buscada; para comprobar el dato obtenido se repite la operación, debiendo estar la diferencia entre ambos resultados dentro de la tolerancia establecida.

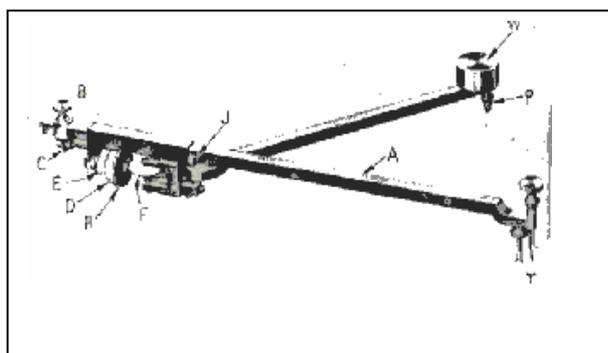


Figura 6.8 PLANÍMETRO

6.6.3 CÁLCULO DE VOLÚMENES

Una vez que se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de los volúmenes de tierra. Para ello es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides tanto en corte como en terraplén. Cada uno de estos prismoides está limitado en sus extremos por dos superficies paralelas verticales representadas por las secciones de construcción y lateralmente por los planos de los taludes, de la subcorona y del terreno natural.

6.6.4 REGISTRO DE CÁLCULO

El procedimiento de cálculo del registro para la obtención de las ordenadas de curva masa se presentan a continuación:

ESTACIÓN: En esta columna se anotan los kilometrajes de las estaciones correspondientes a las secciones en estudio, es decir a cada 20 m. y en los puntos de interés.

ELEVACIÓN TERRENO: En esta columna se anotan las cotas o elevaciones del terreno natural, tomadas del perfil del mismo o bien de la nivelación definitiva realizada en campo.

TANGENTE VERTICAL: Esta columna se subdivide en dos:

a) Columna para pendientes: en esta columna se deben indicar las pendientes tanto de entrada como de salida de las tangentes verticales.

b) Columna para cotas: en esta columna se anotan las cotas de cada uno de los puntos sobre la tangente vertical (curva vertical).

CURVA VERTICAL: esta columna se subdivide en tres columnas, las cuales se llenan solamente cuando existen curvas verticales junto con todo el cálculo de la corrección de la curva.

ELEVACIÓN SUBRASANTE: En esta columna se anotan las cotas de todos y cada uno de los puntos sobre la subrasante, es decir, la elevación que les corresponde de acuerdo al perfil trazado, como resultando de haber proyectado las tangentes verticales con sus pendientes y hecho los cálculos de las curvas verticales.

ESPEORES: En esta columna se harán las anotaciones respectivas, ya sea en corte o terraplén, dependiendo del signo que resulte de realizar la diferencia entre la elevación del terreno natural y la subrasante, es decir, cuando el terreno está más alto que la subrasante (positivo) se baja realizando un corte y cuando es más bajo que la subrasante (negativo) se sube haciendo un terraplén. Estos resultados se registran en sus respectivas columnas. En pocas ocasiones resulta la diferencia nula.

ÁREAS: En esta columna se anotarán las áreas correspondientes a la sección de construcción de la estación, ya sea en corte o en terraplén. Para obtener las áreas se procede a lo explicado en el punto 6.6.2.

SUMA DE ÁREAS: En esta columna se registran la suma de área que se tiene en una estación más el área de la estación anterior. Estos resultados obtenidos se registran en sus columnas respectivas, ya sea que se trate en corte y/o terraplén.

SEMIDISTANCIA (D/2): En esta columna se anotara la semidistancia entre dos secciones de estudio consecutivas.

VOLUMEN: En esta columna se registran los volúmenes ya sea en corte o en terraplén, mismos que se obtienen de la forma siguiente:

$$\text{Volumen} = (\text{Col No. 8}) (\text{Col No. 9})$$

El resultado obtenido se registra en su respectiva columna, ya sea que se trate de corte y/o terraplén.

COEFICIENTE DE VARIABILIDAD VOLUMÉTRICA: Es la relación que existe entre el peso volumétrico del material en su estado natural y el peso volumétrico que ese mismo material tiene al formar parte del terraplén. Este coeficiente se aplica al volumen del material en su estado natural para obtener su volumen en el terraplén.

Este coeficiente es establecido por el laboratorio de mecánica de suelos para cada zona por la que va pasando el material.

El coeficiente será mayor a la unidad, cuando un metro cúbico de terraplén pueda construirse con un volumen menor de material, obtenido en el corte o en el préstamo. Contrariamente, el coeficiente de variabilidad será menor que la unidad cuando el volumen de terraplén requiera un volumen mayor de material de corte o de préstamo.

VOLÚMENES ABUNDADOS O REDUCIDOS: En esta columna se registran los volúmenes abundados o reducidos mediante la siguiente expresión:

$$\text{Volumen} = (\text{Col No. 10}) (\text{Col No. 11})$$

Es decir, se obtiene del producto de los volúmenes afectados por el coeficiente de variabilidad volumétrica.

SUMA ALGEBRAICA: En esta columna se registrara el resultado de la suma algebraica de los volúmenes, dando el signo positivo (+) a los volúmenes de corte, y el signo negativo (-) a los de terraplén. El valor que se obtenga al hacer la diferencia entre ambos volúmenes, se anota en aquella columna que predomine, ya sea en corte o en terraplén.

ORDENADA CURVA MASA: Finalmente se llega al calculo de la ordenada de curva masa, que no es otra cosa que ir sumando o restando, según lo indique la columna No. 13, a un valor de ordenada tomada como origen, de tal manera que se obtengan valores positivos como resultado.

Generalmente el primer punto de partida se elige con una cantidad elevada; por ejemplo, 50,000 o 100,000 con el fin de que siempre se tengan valores de la curva masa positivos con relación al eje de referencia.

VOLUMEN DE FINOS: En esta columna se registraran los volúmenes de los materiales del cuerpo de terraplén, las capas subyacentes y subrasante provenientes de bancos de préstamo según lo indiquen los estudios de geotecnia.

ORDENADA DE CURVA MASA DE FINOS: En esta columna se calculara la ordenada de curva masa de finos que consistirá en ir restando los volúmenes de finos (columna No. 15) al valor de una ordenada tomada como origen que deberá tener un valor tal que las diferencias sean siempre positivas.

1	2	3		4			5	6		7						
EST	ELEV. TERR.	TANG. VERT.		CURVA VERTICAL CORRECCIONES			ELEV. SUBR.	ESPESORES		AREAS						
		PEND.	COTAS	X	X ²	Y = K X ²		CORTE	TERR.	ESC.	CORTE			TERRAPLEN		
											AD	AC1	AC2	CT	CY	CS
15,000.00	1514.33	-8%	1519.21	0	0	0	1519.21		4.88	0	6.70	0.00	0.00	123.90	0.00	2.90
15,020.00	1509.71	-8%	1517.61	0	0	0	1517.61		7.90	0	8.30	0.00	0.00	237.40	0.00	3.20
15,040.00	1512.83	-8%	1516.01	0	0	0	1516.01		3.18	0	5.30	0.00	0.00	120.00	0.00	3.20
15,060.00	1513.30	-8%	1514.41	0	0	0	1514.41		1.11	0	5.50	4.10	0.10	56.70	0.00	3.20
15,080.00	1517.60	-8%	1512.81	0	0	0	1512.81	4.79		0	2.90	38.30	22.20	0.00	0.00	3.30
15,100.00	1509.29	-8%	1511.21	0	0	0	1511.21		1.92	0	5.00	12.70	1.10	86.50	0.00	3.20
15,113.65	1504.92	-8%	1510.12	0	0	0	1510.12		5.20	0	10.10	0.00	0.00	328.60	0.00	2.90
15,120.00	1503.99	-8%	1509.61	0	0	0	1509.61		5.62	0	9.40	0.00	0.00	371.80	0.00	2.90
15,140.00	1507.39	-8%	1508.01	0	0	0	1508.01		0.61	0	4.20	6.00	0.10	32.50	0.00	2.90
15,160.00	1504.04	-8%	1506.41	0	0	0	1506.41		2.37	0	3.60	0.00	0.00	57.70	0.00	2.80

8								9	10							
A1 + A2								D/2	VOLUMEN							
ESC.	CORTE			TERRAPLEN			ESC.		CORTE			TERRAPLEN				
	AD	AC1	AC2	CT	CY	CS		AD	AC1	AC2	CT	CY	CS			
0.00	15.00	0.00	0.00	361.30	0.00	6.10	10.00	0.00	150.00	0.00	0.00	3613.00	0.00	61.00		
0.00	13.60	0.00	0.00	357.40	0.00	6.40	10.00	0.00	136.00	0.00	0.00	3574.00	0.00	64.00		
0.00	10.80	4.10	0.10	176.70	0.00	6.40	10.00	0.00	108.00	41.00	1.00	1767.00	0.00	64.00		
0.00	8.40	42.40	22.30	56.70	0.00	6.50	10.00	0.00	84.00	424.00	223.00	567.00	0.00	65.00		
0.00	7.90	51.00	23.30	86.50	0.00	6.50	10.00	0.00	79.00	510.00	233.00	865.00	0.00	65.00		
0.00	15.10	12.70	1.10	415.10	0.00	6.10	6.82	0.00	103.06	86.68	7.51	2833.06	0.00	41.63		
0.00	19.50	0.00	0.00	700.40	0.00	5.80	3.18	0.00	61.91	0.00	0.00	2223.77	0.00	18.42		
0.00	13.60	6.00	0.10	404.30	0.00	5.80	10.00	0.00	136.00	60.00	1.00	4043.00	0.00	58.00		
0.00	7.80	6.00	0.10	90.20	0.00	5.70	10.00	0.00	78.00	60.00	1.00	902.00	0.00	57.00		

11				12						13		14	15	16
CVV				VOL. ABUND. O RED.				TOTAL	TERRA-	SUMA ALGEBRAICA		OCM	VOL.	OCM
		AC1	AC2			AC1	AC2	CORTE	PLEN	CORTE (+)	TERRAPLEN (-)		FINOS	FINOS
												100,000.00		50,000.00
		1.00	1.07			0.00	0.00	0.00	3613.00		-3613.00	96387.00	61.00	49939.00
		1.00	1.07			0.00	0.00	0.00	3574.00		-3574.00	92813.00	64.00	49875.00
		1.00	1.07			41.00	1.07	42.07	1767.00		-1724.93	91088.07	64.00	49811.00
		1.00	1.07			424.00	238.61	662.61	567.00	95.61		91183.68	65.00	49746.00
		1.00	1.07			510.00	249.31	759.31	865.00		-105.69	91077.99	65.00	49681.00
		1.00	1.07			86.68	8.03	94.71	2833.06		-2738.35	88339.64	41.63	49639.37
		1.00	1.07			0.00	0.00	0.00	2223.77		-2223.77	86115.87	18.42	49620.95
		1.00	1.07			60.00	1.07	61.07	4043.00		-3981.93	82133.94	58.00	49562.95
		1.00	1.07			60.00	1.07	61.07	902.00		-840.93	81293.01	57.00	49505.95

7 CURVA MASA

Al proyectar un camino no solo es suficiente ajustar a lo indicado en las especificaciones sobre las pendientes, curvas verticales, curvas horizontales, drenaje, compensación por curvatura, etc., para obtener un resultado satisfactorio sino que también es importante conseguir la mejor economía posible en el movimiento de tierras. Esta economía se logra efectuando excavaciones y rellenos solo lo indispensable, y realizando acarreos a la menor distancia posible, de preferencia cuesta abajo.

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

7.1 DEFINICIÓN

La curva masa es un diagrama dibujado gráficamente en ejes cartesianos, en donde las ordenadas representan los volúmenes acumulativos de las terrecerías y en las abscisas el cadenamamiento respectivo.

7.1.1 ORDENADA DE LA CURVA MASA

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

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

7.1.2 PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

Las principales propiedades del diagrama de masas son las siguientes:

1. El diagrama es ascendente cuando predominan los volúmenes de corte sobre los de terraplén y descendente en caso contrario.
2. En el diagrama se presenta un máximo cuando se pasa de corte a terraplén y un mínimo en caso contrario. Ambos casos indican que las elevaciones de terreno y subrasante coinciden.
3. Una línea horizontal cualquiera, implica una compensación entre el corte y el terraplén entre sus límites. A esa horizontal se le llama línea distribuidora o compensadora.
4. Si el diagrama, queda arriba de la línea compensadora, el movimiento de material se realiza de izquierda a derecha, es decir, hacia delante.

5. Si el diagrama, queda debajo de la línea compensadora, el movimiento de tierra se hará de derecha a izquierda.
6. La diferencia de ordenadas, entre dos puntos con relación a una horizontal, nos define el volumen de corte o terraplén disponible entre ellos.
7. Cuando la línea original se interrumpe y se continua por medio de un movimiento ascendente con una compensadora auxiliar, el volumen comprendido entre ambas compensadoras será un desperdicio.
8. Cuando la compensadora original se interrumpe y se continua por medio de un movimiento descendente con una compensadora auxiliar, el volumen contenido en la diferencia de ordenadas entre las compensadoras será un préstamo.
9. El acarreo mas económico es el que se tiene cuando la línea compensadora hace mínima la suma total de áreas en corte y terraplén, comprendidas entre el diagrama de masas y la línea compensadora.
10. La posición de la línea compensadora mas económica es aquella que corta el numero de veces el diagrama de masas.
11. El área comprendida entre el diagrama de masas 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 sola línea horizontal a través de una distancia muy grande, por lo que tendrá entonces, una sucesión de líneas compensadoras que abarcan tramos reducidos.

Como puede verse, la economía en la construcción de caminos es función directa del movimiento de terrecerías que se provoque, y que naturalmente de la forma en que se realice ese movimiento.

Por ejemplo:

Al realizar un corte, una parte del material que resulte servirá para hacer el terraplén contiguo, pero para construir el terraplén faltante tendríamos que:

- Emplear el material restante del corte
- Emplear material de préstamo (lateral o de banco)

El emplear una u otra alternativa, dependerá de la distancia que se tenga que acarrear el material en cada caso, pues no debemos pasar por alto la enorme importancia del transporte en el aspecto económico.

Para llegar a obtener el diagrama de masas de un tramo en estudio, se sigue un procedimiento, en el que es indispensable llegar a realizar previamente algunas actividades como son las siguientes:

1. Se proyecta la subrasante sobre el dibujo del perfil del terreno correspondiente al trazo definitivo.

2. Se determina en cada estación o en los puntos que lo ameriten, los espesores de corte o de terraplén.
3. Se dibujan las secciones transversales topográficas (secciones de construcción)
4. En las secciones de construcción se dibuja la plantilla del corte o del terraplén, con los taludes escogidos según el tipo de material, sobre la sección topográfica. En los terraplenes se consideran el espesor abundado a juicio del ingeniero, si procede, quedando así dibujado las secciones transversales del camino.
5. Se calculan las secciones de las áreas transversales del camino (secciones de construcción) por cualquiera de los métodos conocidos.
6. Se calculan volúmenes, abundando los cortes o haciendo la reducción de los terraplenes, según sea la clasificación del material y método empleado.
7. Se suman algebraicamente los volúmenes de corte y terraplenes.
8. Se dibuja la curva obtenida con los valores anteriores.

En términos generales, la línea de compensación queda de los acarrees mínimos, es aquella que corta el mayor número de veces a la curva masa.

Comparando varios diagramas de curva masa pasara un mismo tramo, el mejor será el más económico, este es aquel cuya suma del importe de las excavaciones incluyendo prestamos, más el valor de los sobreacarreos de el menor costo, siempre y cuando se refiera a un perfil aceptable.

7.2 OBJETIVOS

Los objetivos fundamentales que se buscan al proyectar la curva masa son los siguientes:

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.

2. Sentido de los movimientos

Los cortes que en la curva masa quedan arriba de la línea de compensación se mueven hacia delante y los cortes que quedan debajo de la línea de compensación se mueven hacia atrás.

3. Acarreo libre

Este tema se vera en el tema acarrees de distancia libre y sobreacarreos (7.6).

4. Distancia de sobreacarreo

Este tema se vera en el tema acarrees de distancia libre y sobreacarreos (7.6).

5. Prestamos y desperdicios

Este tema se vera en el tema prestamos laterales y de banco (7.7).

7.3 COMPENSACIÓN DE VOLÚMENES DE CORTE Y TERRAPLÉN

Los volúmenes, ya sean de corte o de préstamo, deben ser transportados para formar terraplenes; sin embargo, en algunos casos para los volúmenes de corte deben desperdiciarse, para lo cual se transportan a lugares convenientes fuera del camino.

Para determinar todos estos movimientos de terracerías y obtener un costo mínimo, el diagrama de masas es el instrumento con el que cuenta el proyectista.

Por lo tanto la diferencia entre las ordenadas de la curva masa, en dos puntos cualquiera P y T, expresa un volumen U que es igual a la suma algebraica de todos los volúmenes de corte, positivos, con todos los volúmenes de terraplén, negativos, comprendidos en el tramo limitado por esos dos puntos.

En el diagrama citado, la diferencia de ordenadas entre P y T es U; por quedar T arriba de P, expresa que en el tramo hay un excedente U del volumen de corte sobre el de terraplén; si los dos puntos son como el J y el K y éste queda debajo de aquél, la diferencia de ordenadas Q indica el volumen de terraplén en exceso del de corte en ese tramo.

Si en un diagrama de masa se dibuja una línea horizontal en tal forma que lo corte en dos puntos consecutivos, éstos tendrán la misma ordenada, y por consecuencia, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales a los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén, o sea que esos dos puntos son los extremos de un tramo compensado.

Esta línea horizontal se llama abertura del diagrama y es la distancia máxima de acarreo al llevar el material de corte al terraplén.

En la figura la horizontal BD es una compensadora, pues la línea BC representa los volúmenes del corte $bc b'$ que son iguales a los volúmenes del terraplén cda' representados por la línea CD del diagrama. La abertura BD es la distancia máxima de acarreo al transportar el volumen del corte $b'bc$ al terraplén cdd' .

Cuando en un tramo compensado el contorno cerrado que origina el diagrama de masas y la compensadora WW' queda arriba de ésta, el sentido del acarreo es hacia delante; contrariamente, cuando el contorno cerrado queda debajo de la compensadora, el sentido del movimiento es hacia atrás

Así, en el diagrama, el contorno cerrado BCDB indica un movimiento hacia delante por estar arriba de la compensadora WW' , pues el volumen BC del corte $bc b'$ será llevado al terraplén cdd' que está adelante. En cambio, el contorno cerrado DEFD que está debajo de la compensadora WW' indica que el volumen EF del corte eff' será llevado al terraplén ded' mediante un acarreo cuyo sentido es hacia atrás.

Las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan los acarrees. Si en el corte $bc'b'$ se toma un volumen elemental dV , que está representado en el diagrama de masas por el segmento MN , que será transportado a una distancia L , para ser colocado en el segmento RS del terraplén, el acarreo elemental será $dV \times L$ que es precisamente el área del trapecio elemental $MNSR$; por lo tanto, la suma de todas las áreas de los trapecios elementales, representativos de acarrees elementales, será el área de contorno cerrado $BCDB$, que representará el monto del acarreo total.

Así pues, si se tiene un contorno cerrado formado por el diagrama de masas y por una compensadora, bastará con determinar el área de él, para que, considerando las escalas respectivas, se encuentre el valor del acarreo total.

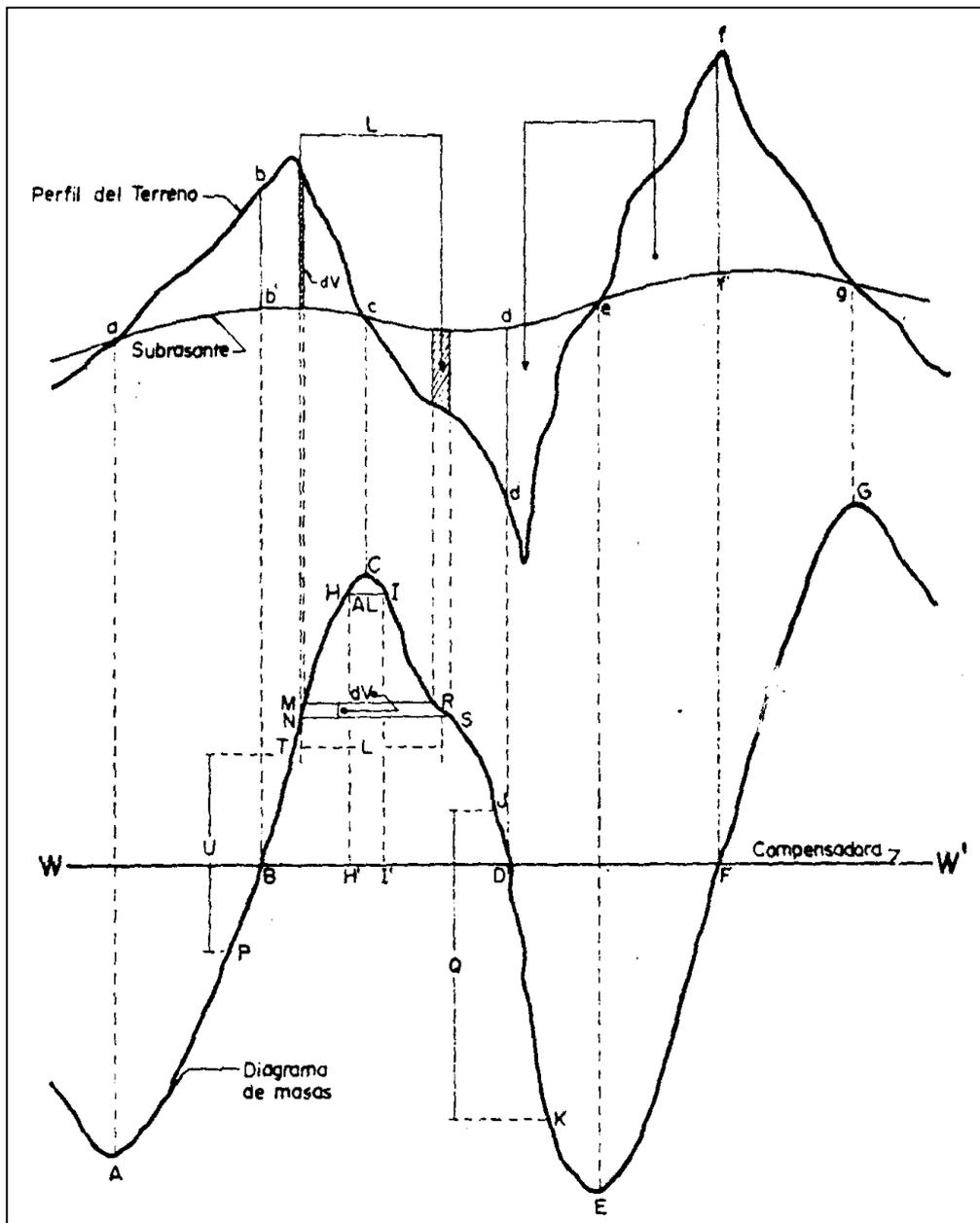


Figura 7.1 PROPIEDADES DE LA CURVA MASA

7.4 FIJACIÓN DE LA COMPENSADORA MÁS ECONÓMICA

En un tramo, la compensadora que corta el mayor número de veces al diagrama de masas y que produce los movimientos de terracería más económicos, recibe el nombre de compensadora general.

Es conveniente obtener una sola compensadora general para un tramo de gran longitud, sin embargo, la economía buscada obliga la mayor parte de las veces a que la compensadora no sea línea continua, sino que debe interrumpirse en ciertos puntos para reiniciarlos en otros situados arriba o debajo de la anterior, lo que origina tramos que no están compensados longitudinalmente cuyos volúmenes son la diferencia de las ordenas de las compensadoras.

La fijación de esta compensadora se puede obtener de las siguientes maneras:

1. Procedimiento gráfico (tanteos)
2. Procedimiento matemático (función de precios de acarreo)

7.5 PROCEDIMIENTO GRÁFICO Y MATEMÁTICO

7.5.1 PROCEDIMIENTO GRÁFICO

Este procedimiento consiste en encontrar a “ojo” la posición de la compensadora en donde la suma de los movimientos hacia delante sea igual a la suma de los movimientos hacia atrás. Esto se logra subiendo o bajando la compensadora hasta encontrar la posición en que nos iguale los productos de ambos movimientos, es decir, suma de movimientos hacia delante igual a suma de movimientos hacia atrás.

7.5.2 PROCEDIMIENTO MATEMÁTICO

Para este procedimiento, el estudio de la compensación longitudinal se presenta en 4 casos, dependiendo de la ubicación de la compensadora general.

1. La compensadora puede quedar ubicada entre préstamos.
2. Entre préstamo y desperdicio
3. Entre desperdicios
4. Entre desperdicio y préstamo

En la figura siguiente se puede identificar la ubicación exacta de estos 4 casos. En la figura se tienen las compensadoras generales AA', BB', CC' y DD', que no forman una sola línea continua. La compensadora BB' originan un préstamo entre ella y la AA' por estar localizada abajo de ésta. La compensadora CC' ocasiona un desperdicio entre ella y la BB' por estar arriba de ella así como la compensadora DD' origina otro desperdicio por estar arriba de la CC'.

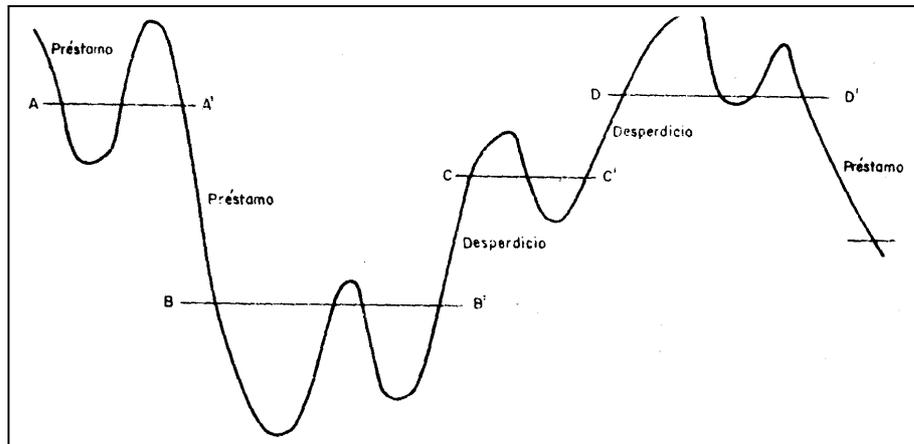


Figura 7.2 PRESTAMOS Y DESPERDICIOS

7.6 ACARREOS DE DISTANCIA LIBRE Y SOBRECARREROS

7.6.1 ACARREOS

Consisten en el transporte de material producto de cortes o préstamos, a lugares fijados para construir un terraplén o depositar un desperdicio. También se aplica al acarreo de agua para compactación .

La utilización del diagrama de masas en acarreos sirve principalmente para:

1. Compensar los volúmenes
2. Fijar el sentido de los movimientos del material
3. Determinar los límites del acarreo libre
4. Calcular los sobrecarros
5. Controlar préstamos y desperdicios

Sentido de los movimientos: Los cortes arriba de la línea de compensación se mueven hacia delante y los cortes que quedan abajo, se mueven hacia atrás.

Las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan los acarreos de material entre los puntos de cruce.

El acarreo más económico, es el que se tiene cuando la compensadora hace mínima la suma de áreas.

La secretaria de comunicaciones y transportes (SCT), clasifica los acarreos de acuerdo con la distancia que hay entre el centro de gravedad de la excavación y el centro de gravedad del terraplén a construir, o del sitio donde el desperdicio se va a depositar en :

- a) acarreo libre: Es el que se efectúa dentro de una distancia de 20 metros.

- b) Sobreacarreo en m³ – estación: Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 20 y 120 m.
- c) Sobreacarreo en m³– hectómetro: Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 120 y 520 m.
- d) Sobreacarreo en m³– Kilómetro: Cuando la distancia entre los centros de gravedad excede de 520 m.

7.6.2 ACARREO DE DISTANCIA LIBRE

Es la distancia máxima a la que puede ser transportado un material, estando el precio de esta operación incluido en el de la excavación. En consecuencia, para no encarecer el precio de la excavación, el acarreo libre debe ser a la mínima distancia requerida por el equipo que lleva a cabo la extracción, carga y descarga del material.

Por convención la secretaria de comunicaciones y transportes (SCT), ha adoptado una distancia de acarreo libre de 20 m. ésta se representa por medio de una horizontal en la zona inmediata a los máximos o mínimos del diagrama de masas.

En el diagrama de masas de la figura siguiente, son conocidas las ordenadas correspondientes a las estaciones 1, 3, 4 y 6 y por supuesto el acarreo libre AL, que estará dividido en los puntos a, b y c.

Se ha dicho, dentro de las propiedades de la curva masa, que la diferencia de ordenadas entre dos puntos cualquiera expresa un volumen, representados en la figura por las letras Q Y U para terraplén y corte, respectivamente.

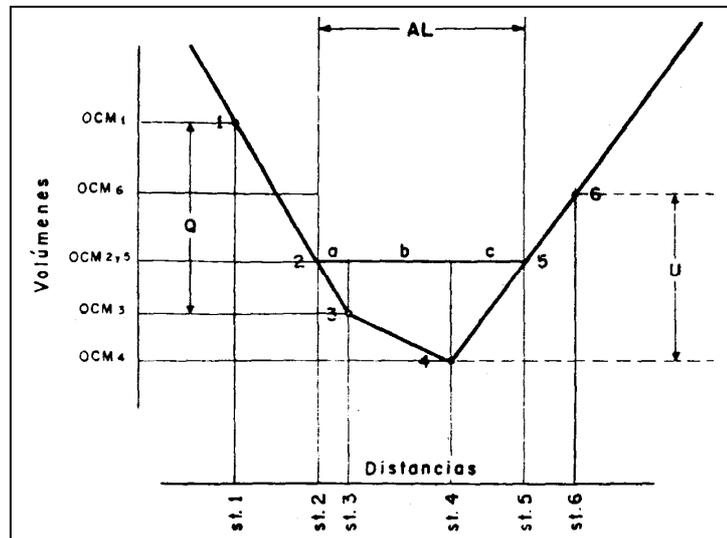


Figura 7.3 ACARREO LIBRE

La pendiente en la línea correspondiente al terraplén es:

$$Pt = \frac{Q}{\text{Distancia entre estaciones 1 y 3}}$$

Y la pendiente de la línea correspondiente al corte es:

$$P_c = \frac{U}{\text{Distancia entre estaciones 4 y 6}}$$

Por otro lado, se tiene que la ordenada en el punto 2 es igual a la del punto 5 y por lo tanto, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de terraplén. En esta figura las estaciones que limitan el acarreo libre serán:

$$\text{Est. 2} = \text{Est. 3} - a$$

$$\text{Est. 5} = \text{Est. 4} + c$$

7.6.3 DISTANCIA MEDIA DE SOBRECARRERO

El sobrecarreo es el transporte de los materiales ya sea de corte o de un préstamo que exceda la distancia de 20 m. (acarreo libre).

A la distancia que hay del centro de gravedad del corte (o préstamo), al centro de gravedad del terraplén que se forma con ese material, se le resta la distancia de acarreo libre para tener la distancia media de sobrecarreo. El pago de sobrecarreo se obtiene multiplicando los metros cúbicos del material, medidos en la misma excavación, por el precio unitario correspondiente.

Refiriéndose a la figura siguiente se tiene, que la distancia de acarreo libre es la horizontal que corta a la curva en los puntos A y C de modo que $AC = 20$ m. El material por encima de la recta AC es el que se transportara sin costo adicional. El volumen de este material viene dado por la diferencia de ordenadas entre la recta AC y el punto B y es una medida del volumen de corte entre a y b, que forma el terraplén entre b y c.

Considérese ahora el volumen sobre la línea de compensación OD. El estudio de la curva masa y del perfil correspondiente, muestra que el corte de o a b formara el terraplén de b a d. Como el material que queda por encima de la compensadora AC esta incluido en el límite de acarreo libre, la otra parte entre las líneas OD y AC que se mide por la ordenada A'A esta sujeta a un trasporte adicional o sobrecarreo. Esto es, el volumen comprendido entre o y a debe ser sobrecarreado para formar el terraplén entre c y d.

La distancia media de sobrecarreo entre el corte 0 - a, y el terraplén a formar entre los centros de gravedad del corte 0 - a y el terraplén c - d. Si por los centros de gravedad del corte y del terraplén de se lleva una vertical, ésta cortará a la curva masa en los puntos H y J.

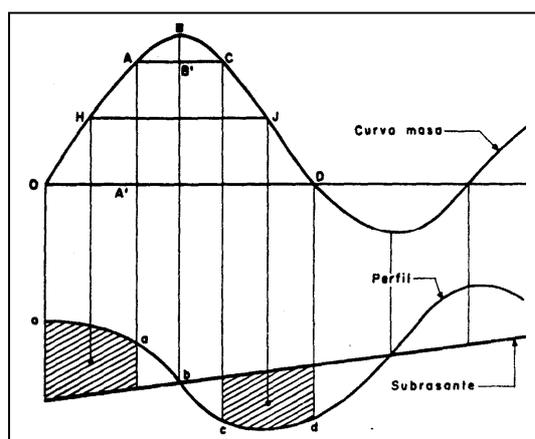


Figura 7.4 DISTANCIA MEDIA DE SOBRECARRERO

7.7 PRÉSTAMOS LATERALES Y DE BANCO

7.7.1 PRÉSTAMOS LATERALES

Son excavaciones ejecutadas dentro de fajas ubicadas paralelamente al eje del camino a uno o ambos lados de él, con anchos determinados en el proyecto y cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de terraplenes contiguos. El límite exterior de cada faja se fija actualmente a una distancia máxima de cien metros, contados a partir del eje del camino.

7.7.2 PRÉSTAMOS DE BANCO

Son los ejecutados fuera del límite de cien metros de ancho indicado en el punto anterior y los ejecutados dentro de dicho límite, cuyos materiales se empleen en la construcción de terraplenes que no estén situados lateralmente a dichos préstamos. El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente. El precio unitario se fija de acuerdo con la dificultad que presenta el material al extraerse y cargarse.

7.8 DESPERDICIOS Y TRATAMIENTOS DE LOS MATERIALES

7.8.1 DESPERDICIOS

Si se determina correctamente, con anterioridad, los factores de abundamiento y reducción de los materiales, se puede observar que los volúmenes de los cortes son suficientes para construir los terraplenes y no hay desperdicios. Sin embargo, es muy común que las determinaciones de los factores antes mencionados no se lleven a cabo y sean nada más supuestos, con lo cual la curva masa no se cumple enteramente y los cortes son suficientes para terraplenar.

En algunos casos, parte de los volúmenes de corte deben desperdiciarse, para lo cual se transportaran a lugares convenientes fuera del camino.

Generalmente los préstamos se originan por exceso de volumen de terraplén y los desperdicios por exceso de volumen de corte. De acuerdo a lo anterior, la experiencia nos indica que en terrenos de lomerío, normalmente conviene tratar de compensar volúmenes de excavación y de relleno con lo que se logra la economía buscada: no obstante, en terreno de gran pendiente transversal y de tipo de lomerío fuerte y montañoso, resulta difícil lograr la compensación y además el acarreo de los materiales a distancias medias y largas, es impráctico pues provocaría la construcción de costosos caminos de acceso, por lo que en esos casos se opta por desperdiciar y prestar en una zona más accesible.

7.8.2 TRATAMIENTO DE LOS MATERIALES

Se denomina estabilización de suelos al proceso de someter a los suelos a ciertos tratamientos para aprovechar sus mejores cualidades de manera que puedan soportar las condiciones adversas de clima, rindiendo en todo el tiempo el servicio adecuado que de ellos se espera.

Así por ejemplo, se dice que se estabiliza un talud cuando, empleando el procedimiento adecuado para el caso ya sea acostando el talud, macizándolo, con mampostería o sembrando en él plantas adecuadas, se logra la eliminación de derrumbes, con lo que se evita el peligro de suspensiones de tránsito o de azolve de cunetas. Cuando se dice estabilización de acotamientos se entiende que mediante el procedimiento adecuado ya sea revistiéndolo, empedrándolos, dándoles cohesión, sembrando zacate, se consigue que no se deslaven y que distinguiéndose de la superficie de rodamiento del camino, permite el estacionamiento de vehículos sin producir lodo y que, en casos de emergencia, pueda utilizarse como superficie de rodamiento para evitar accidentes.

7.9 MAQUINARIA Y EQUIPO UTILIZADO EN LA CONSTRUCCIÓN DE TERRACERÍAS

Para poder analizar la producción o rendimiento de la maquinaria empleada en la construcción de caminos, se requiere de experiencia y buen juicio en la evaluación de una serie de factores que intervienen y modifican dicho rendimiento, estos factores son: la resistencia al rodamiento, resistencia a la pendiente, eficiencia del operador, la naturaleza del terreno, la humedad del material, el clima y los efectos la altura sobre el nivel del mar.

7.9.1 IDENTIFICACIÓN FUNCIONAL DE LA MAQUINARIA Y/O EQUIPO

En cuanto a su función, la selección del equipo para construcción se divide en unidades de tracción, las excavadoras, los equipos de acarreos, y otros equipos para el manejo de materiales, junto con equipo para su procedimiento. En tal conjunto, cada equipo es identificado por separado, aunque pueden agruparse.

Las unidades de tracción o movedores primarios, forman un grupo funcional de equipo para construcción, que permite que la maquinaria haga su trabajo de construcción, en estos casos un tractor de orugas o de neumáticos actuara como unidad de tracción, por ejemplo para tirar de una escrepa de un vagón de acarreo, o de cualquier otro equipo.

Otro grupo de equipo para construcción es el que se utiliza para hacer trabajos de excavación y abarca las diversas formas de tractores. Como el tractor empujador de hoja frontal, el tractor de hoja de empuje angular, etc. Un equipo similar es la motoconformadora, que también se utiliza para mover material excavado teniendo como objetivo la conformación de una superficie. Cualquiera de estos equipos puede adaptarse para hacer trabajos de desgarramiento o de arado de material a excavar.

Para excavar y cargar material para moverlo después, hay equipos muy versátiles que se denominan cargadores frontales, palas mecánicas, o motorizadas, retroexcavadoras, dragas de arrastre o de cucharón de almeja, etc.

Otro grupo de equipos para construcción es el que se utiliza para hacer los acarreos; dentro de este grupo se identifican equipos que sirven para mover material suelto o procesado. Por lo general estos equipos no pueden cargar por sí mismos sin dispositivos especiales, pero sí pueden vaciar el material suelto. Dentro de este grupo se identifican también los transportadores de banda, de canchales. Así como los equipos de acarreo, por ejemplo camiones de volteo, etc.

7.9.2 FACTORES DE SELECCIÓN DEL EQUIPO

Los factores de selección del equipo para realizar una operación de construcción son:

1. Costo y facilidad de conversión: se elige el equipo que pueda hacer el trabajo al mínimo costo total siendo iguales los demás factores
2. Trabajo u operación específica a realizar: Es el factor primario en la selección del equipo necesario para lograr el trabajo. El concepto de trabajo u operación específica por realizar tiene varios aspectos generales en la selección del equipo. El problema comprende el conocimiento de:
 - a) El trabajo físico a efectuar, al realizar la operación
 - b) La disponibilidad de espacio del trabajo
 - c) Los requisitos y disponibilidad de potencia

Cuando existen limitaciones de espacio de trabajo, deben recurrir sobre la variedad de posibles equipos y de las especificaciones de cualquiera de ellos que pudiera elegir.

Si el trabajo se encuentra en un lugar remoto, será diferente la consideración de las necesidades en cuanto a equipo de accionamiento de la que se tendría para un trabajo a desarrollar en un área urbana.

En consecuencia la selección del tipo de equipo se basa, en cierto grado en la disponibilidad de fuente de energía para accionar el equipo.

Las unidades motrices seleccionadas con mayor frecuencia para los equipos de construcción son los motores de combustión interna. Para los equipos que han de trabajar durante largos periodos, el motor diesel es por lo general el más económico.

3. Tiempo Programado para realizar el trabajo: La selección del equipo depende directamente de las siguientes consideraciones de tiempo y puede decidirse por algunas de ellas.

- a) El tiempo permitido por el contrato de construcción
- b) La sincronización necesaria y económica de las operaciones secuenciales
- c) El efecto relativo del costo administrativo en la economía de la operación
- d) La variación de las tarifas de renta del equipo, con el tiempo que toma a los equipos a realizar la operación

4. Balanceo del equipo interdependiente: Muchas operaciones de construcción tienen dos o más tipos de equipo, trabajando simultáneamente, realizando cada uno su parte del trabajo.

Estos equipos se denominan interdependientes para que estos equipos trabajen juntos, en forma efectiva y económica, sus regímenes de producción deben ser tan compatibles como sea posible.

5. Versatilidad y Adaptabilidad del equipo: Otro factor de selección del equipo que no depende del costo, es la versatilidad o adaptabilidad del mismo.

Un equipo versátil es aquel que está diseñado para lograr varios propósitos, y que funciona en una variedad de operaciones. El ejemplo mas obvio, entre los equipos de construcción, es el Tractor. Pueden utilizarse como unidad de movimiento primario, como empujador, como excavador de hoja frontal, como arado o como rascador. El cambio de una función a otra, debe ser un movimiento relativamente simple. Otros equipos para construcción se diseñan para versatilidad y adaptabilidad.

7.9.3 MAQUINARIA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TERRACERÍAS

TRACTORES

El tractor es una de las maquinas mas utilizadas en la construcción de carreteras, se ocupa durante y casi todo el tiempo que dura la obra debido a su gran variedad de uso. Se clasifican en 2 tipos de acuerdo a su sistema de rodamiento:

1. Los tractores sobre orugas o carriles: Tienen una gran variedad de usos en la construcción de caminos como limpieza de terrenos, movimiento de materiales a corta distancia, cortes en ladera, limpieza y nivelación de pisos de banco, etc.

Tractores sobre neumáticos: Tratando de obtener unidades que se muevan a mayor velocidad que los tractores de oruga aparecieron los tractores sobre neumáticos que hoy se encuentran en uso con velocidades mayores a 45 km/hr y los cuales compiten en muchas obras con los tractores montados sobre orugas.

Algunos accesorios que se le pueden adaptar al tractor para obtener mayores beneficios son:

a) Hojas empujadoras: Los cuchillos o dozer son aditamentos frontales que al adaptarse al tractor lo convierten en buldózer para usos múltiples como son: excavar, empujar y extender material. Cada hoja o cuchilla tiene una función específica; sin embargo las más frecuentes son: la recta y la angulable.

b) Desgarradores o “Rippers”: Este aditamento va adaptado en la parte trasera del tractor como su nombre lo indica, sirve para desgarrar el suelo facilitando las operaciones de rotura y afloje de la superficie del suelo.



Figura 7.4 www.caterpillar.com

ESCREPAS O TRAÍLLAS

La escrepa es una máquina montada en cuatro ruedas, remolcada por un tractor de oruga, que excava, carga, acarrea, descarga y extiende el material en un solo viaje. Esta máquina efectúa nivelaciones más precisas que los tractores.

MOTOESCREPAS:

Las motoescrepas o mototraillas como también se les llama, son una combinación de tractor y escrepa, ambos sobre neumáticos que permite una gran rapidez en su movimiento por lo que se obtiene mayor rendimiento. Generalmente estas máquinas pueden marchar a una velocidad máxima de 50 km/hr.

Las motoescrepas se utilizan con mucha frecuencia cuando se requiere acarrear las terracerías a distancias que oscilan entre 200 a 300 m debido a que compiten en costo con los sistemas tradicionales de cargador y camión o también cargador vagoneta independientemente de otras ventajas de carácter técnico, tales como la colocación del material en cajas a espesores controlables que permiten un mejor control en la calidad de la construcción de terraplenes, en los acabados, en cortes etc.

Esta maquina consta fundamentalmente de dos ruedas neumáticas en la parte trasera, una compuerta curva que puede subir o bajar mediante un mecanismo de cables eléctricos o hidráulicos, una cuchilla de material resistente en la parte inferior de la caja que sirva para cortar el material, una placa metálica móvil en la parte inferior la cual al desplazar hacia delante permite desalojar el material contenido en la caja. Todo este conjunto es jalado mediante un tractor neumático que puede ser de 1 o 2 ejes.



Figura 7.5 www.caterpillar.com

RETROEXCAVADORA

Las retroexcavadoras son equipos que se utilizan en una amplia variedad de trabajos de excavación, donde el material a excavar se encuentra bajo el nivel de piso en el que apoya la maquina. Este tipo de excavadoras existen desde hace mucho tiempo y se desarrollo a partir de un diseño básico de orugas y operadas con motor de diesel o gasolina.

Las retroexcavadoras hidráulicas pequeñas, de $3/8$, $1/2$ y $3/2$ yd^3 de capacidad, además de trabajar en alcantarillas y líneas de agua como sus antecesoras operadas con cable, hacen obras de excavación para cimentaciones y urbanizaciones. Las retroexcavadoras más grandes de $2 \frac{1}{2}$ a 3 yd^3 de capacidad, gracias a su alcance, profundidad y productividad se han abierto paso a nuevas aplicaciones en excavaciones en general, trabajos de cantera y manejo de materiales y han desplazado en algunos casos a los cargadores sobre llantas, palas y dragas que efectúan esos trabajos.

Dentro de la amplia variedad de aplicaciones de una retroexcavadora, se pueden mencionar: Excavación de zanja para drenaje y agua potable, alcantarillas y cunetas de camino, excavación y afine de canales, excavación para cimentación de edificios y casas, alimentación de equipos de trituración y cribado, carga de camiones, levantar pavimentos asfálticos deteriorados, limpieza de terrenos, colocación de tubería de drenaje y agua potable, excavación de precisión, rellenos y desazolves de canales.

Figura 7.6 www.caterpillar.com

CARGADORES

Para realizar operaciones de carga, excavaciones, transporte, y vaciado de material a diferentes alturas y con gran rapidez se utiliza el cargador. El uso de esta maquinaria da soluciones modernas a un problema de acarreo y carga de materiales con la finalidad de reducir los costos y elevar la producción.

Los cargadores se clasifican desde dos puntos de vista: en cuanto a su forma de descarga y en cuanto al tipo de rodamiento

a) Por la forma de efectuar la descarga:

1. Descarga frontal: Los cargadores con descarga frontal son los más usuales de todos. Estos voltean el cucharón o bote hacia la parte delantera del tractor, accionado por medio de gatos hidráulicos. Su acción es a base de desplazamientos cortos y se usa para excavaciones en sótanos o a cielo abierto, para la manipulación de materiales suaves o fracturados, en los bancos de arena, grava, arcilla, etc., también se usa con frecuencia en relleno de zanjas y en alimentación de agregados a plantas dosificadoras o trituradoras.

2. Descarga lateral: Los de descarga lateral tienen un gato adicional que acciona el bote volteándolo hacia uno de los costados del cargador. Esto tiene como ventaja que el cargador no necesita hacer tantos movimientos para colocarse en posición de cargar el camión o vehículo que se desee, sino que se coloque el vehículo paralelo. Desde luego ese tipo es más caro que el cargador frontal, y solo se justifica su uso en condiciones especiales de trabajo, por ejemplo, en sitios donde no hay muchos espacios para maniobras como en rezaga de túneles de gran sección o en cortes largos de camino.

3. Descarga trasera: Los equipos de descarga trasera se diseñaron con el fin de evitar maniobras del cargador. En éstos el cucharón ya cargado pasa sobre la cabeza del operador y descarga hacia atrás directamente al camión a bandas transportadoras o tolvas, etc.

b) Por la forma de Rodamiento:

1. De carriles (orugas): Las orugas son de carril ancho para mejorar la estabilidad contra el volcamiento lateral cuando acarrea cargas pesadas.

El tipo de zapatas de las orugas utilizadas tiene una influencia considerable en la técnica de excavación. En ocasiones se utiliza la zapata lisa para no deteriorar la superficie de trabajo, pero esta tiene un inconveniente de que patina bastante sobre muchos suelos e impide que toda la potencia de la maquina se aplique al trabajo.

2. De llantas (Neumáticos): Los cargadores frontales montados sobre neumáticos son equipos de excavación de carga y acarreo que tienen un cucharón o bote para estos fines y que se adaptan en la parte delantera de los tractores. Estas máquinas por lo tanto no son simples tractores equipados con componentes adecuados para la excavación y carga, sino que son máquinas básicamente proyectadas para excavar, elevar y cargar.



Figura 7.7 www.caterpillar.com

COMPRESORES

Son máquinas de gran empleo en obras diversas de construcción que comprimen y almacenan aire para alimentar herramientas neumáticas, tales como perforadoras, rompedoras, apisonadoras, etc. Sus partes esenciales son: el motor, el compresor y el tanque o receptor de aire, que sirve para regularizar la descarga.

PERFORADORAS

Se utilizan en excavaciones en roca y en los trabajos de cantera para hacer los barrenos destinados a las cargas explosivas.

ROMPEDORAS

Se seleccionan específicamente para romper pavimentos de asfalto y de concreto, bloques de concreto, piedras estratificadas, así como rocas suaves y medianas, evitando así el uso de explosivos.

MOTOCONFORMADORAS

Las motoconformadoras son máquinas que pueden realizar los siguientes trabajos: Afine de superficie de rodamiento o terraplenes, acamellonamientos, desplazamiento y mezcla de materiales, excavación de cunetas, escarificación y tendido y nivelación de capas de asfalto.

No son adecuadas para realizar excavaciones grandes, ni para movimientos de materiales en el sentido de su desplazamiento, sino mediante vertido lateral.

Las motoconformadoras están proyectadas principalmente para controlar e impulsar una hoja de acero sujeta a un círculo (que esta soportado del bastidor superior) situado detrás de las ruedas delanteras y de un escarificador sostenido por un par de barras curvas que pivotean sobre un pasador articulado al frente del bastidor.



Figura 7.8 www.caterpillar.com

VEHÍCULOS PARA CARRETERA Y PARA FUERA DE CARRETERA

La diferencia entre estos vehículos se basa en las limitaciones impuestas para transitar en las ciudades, en las carreteras municipales, estatales y federales. Tales determinaciones consideran un máximo de carga, de anchura y otras dimensiones así como medidas para ayudar a la conservación y a la seguridad de los caminos. El resultado de esto significa que solo las unidades de acarreo montadas completamente sobre neumáticos de hule y comprendidas dentro de ciertas dimensiones pueden llamarse equipos para carretera o equipos para fuera de la carretera.

Estas comprenden las escepas y vagonetas de menor tamaño y a los camiones de volteo para carreteras.

Camión para fuera de carretera: Estos equipos por lo general se utilizan para acarrear tierra, son más grandes que los vehículos para tránsito sobre carretera. Para lograr mayor producción de este tipo de unidad de acarreo fuera de la carretera, se diseñan para capacidades que dan una carga por eje de 2 a 3 veces mayor que la que se permite en carretera. Esto se ha logrado por las recientes mejoras que se han hecho en los neumáticos con respecto al tamaño y baja presión.



Figura 7.9 www.caterpillar.com

EQUIPO DE COMPACTACIÓN

El equipo de compactación lo constituye el conjunto de máquinas que, en construcción de terraplenes, sub-base y base, sirven para consolidar los suelos, de acuerdo al grado de compactación especificado.

Hay una gran variedad de equipos de compactación y estos fueron mencionados en el capítulo 4.5 Procesos de compactación en campo.

PALA MECÁNICA

La pala mecánica durante su trabajo va formando su propio camino a medida que actúa, puesto que el piso de la excavación se convierte realmente en una cancha de trabajo para la máquina.

Una de las más sobresalientes características de la pala es su capacidad para formar su propia vía observando límites precisos de inclinación (excavación de talud) y dándole la configuración deseada a los bordes del corte. Otras de las cualidades de esta máquina es la excavación de pendientes, carga de vehículos de transporte, arrojado de materiales, etc.

7.9.4 MAQUINARIA PARA PRODUCCIÓN DE MATERIALES

TRITURADORAS

Las trituradoras se emplean para producir las rocas a tamaños menores y uniformes. Esta producción puede producirse por presión, por impacto, corte o mediante una combinación. Las trituradoras deben ser construidas sólidamente y las superficies de contacto con la piedra deben ser de planchas reemplazables de manganeso u otra aleación especial. Existen varios tipos de trituradoras, entre las que se tienen las que siguen:

1. TRITURADORAS DE QUIJADAS

Estas son sencillas y económicas, requieren un mínimo de fuerza. Las superficies de triturado consisten en dos quijadas que no se tocan del todo en el fondo y están ampliamente separadas en la parte de arriba. Las caras de estas quijadas pueden ser planas o convexas.

Se fabrican en gran variedad y en tamaños hasta una abertura de 1.68 m. por 2.13 m. Estas máquinas se clasifican según la abertura entre quijadas. Así por ejemplo, una trituradora de 25 cm. x 76 cm. posee una abertura de 25 cm. por arriba y las quijadas tienen 76 cm. de largo. El tamaño máximo de roca que admite es de más o menos del 80% del ancho de la abertura.

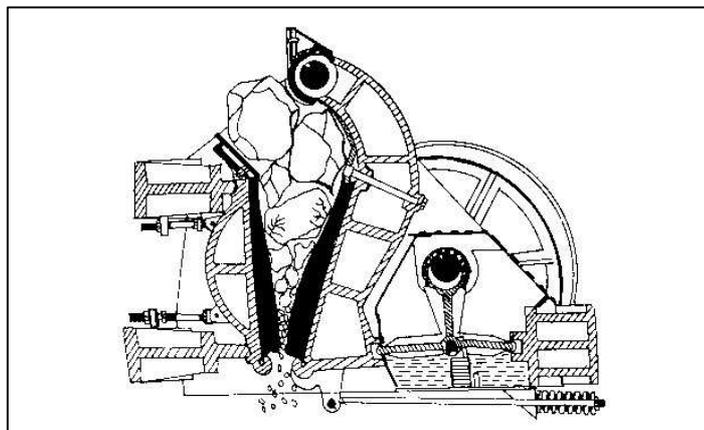


Figura 7.10 TRITURADORA DE QUIJADAS

2. TRITURADORAS DE MOLINO DE MARTILLOS

Este tipo de trituradoras rompe por impacto. Unos mayales que giran rápidamente a velocidades a veces de más de 180 km/hr, golpean las piedras según entran desde la tolva y las lanzan repetidamente contra una placa quebradora.

Los molinos de martillo poseen la mayor razón de reducción que cualquier otro tipo de trituradora, y con roca débil de estructura favorable pueden reducir cubos de 1.20 m a cubos de 2.54 cm en una sola operación. Se usan como trituradoras primarias en roca blanda y mediana, y como trituradoras secundarias en cualquier tipo de roca.

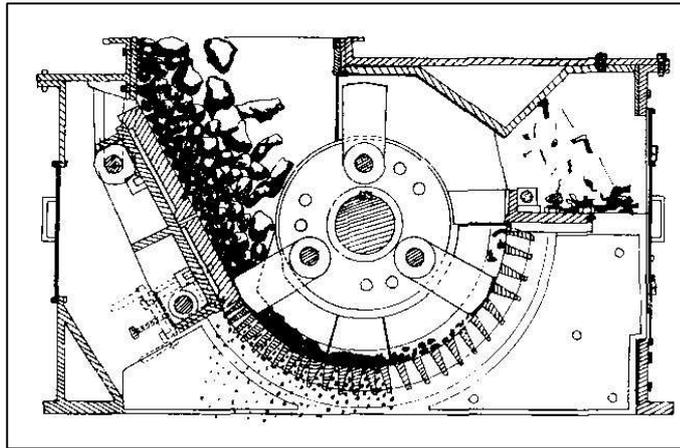


Figura 7.11 TRITURADORA DE MOLINO

3. TRITURADORAS DE RODILLOS

Esta trituradora, de rodillo simple, consiste en un rodillo dentado que gira cerca de una placa quebradora. Los dientes o proyectores se conocen como llantas y actúan como mandarrias al romper piedras grandes.

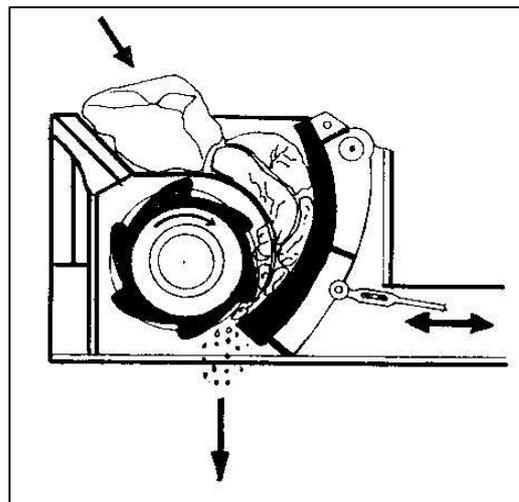


Figura 7.12 TRITURADORA DE RODILLOS

4. TRITURADORAS GIRATORIAS

Estas derivan su nombre del movimiento giratorio de un cabezal situado dentro de un tazón cónico. La parte inferior del eje que soporta el cabezal está montada sobre una excéntrica accionada mediante mecanismo de rueda y piñón. Esto origina un movimiento giratorio.

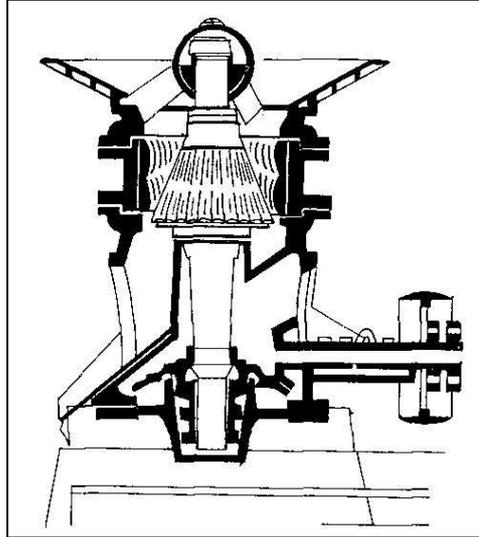


Figura 7.13 TRITURADORA GIRATORIA

5. TRITURADORAS CÓNICAS

Estas son en verdad, trituradoras giratorias con el cabezal y el tazón modificados mediante reducción en vez de triturado primario. El cabezal es acampanado a un diámetro relativamente mayor en el fondo de la cámara de triturado y el tazón se fabrica siguiendo los contornos del cabezal. Arriba hay una plancha alimentadora para ayudar a determinar el tamaño del material que admitirá la trituradora.

8 CANTIDADES DE OBRA

8.1 IMPORTANCIA DE LAS CANTIDADES DE OBRA

La construcción de una obra y en especial del tramo en estudio requiere en términos generales de una correcta planeación, ejecución, operación y mantenimiento; en lo que corresponde a la planeación parte esencial son las cantidades de obra, ya que de esto depende la correcta toma de decisiones, así como evaluar el costo aproximado de la obra y de esta forma cotejar y justificar el costo – beneficio de la inversión.

Una vez que ya se cuentan con los volúmenes de obra el siguiente paso es programar los trabajos a ejecutar detallando los costos y tiempos de cada una de las actividades a realizar, así como sus respectivos frentes o equipos de ataque.

La forma de justificar el pago puntual al contratista, es la entrega de estimaciones de manera periódica y continua, dichas estimaciones están formadas y soportadas y por una serie de generadores en los cuales se detallan los volúmenes de obra ejecutados durante un periodo determinado, dichos generadores, volúmenes y conceptos serán conciliados, autorizados y validados por la supervisión a cargo.

Cabe señalar que una parte importante que influye en el costo de una obra son los requisitos del diseño y especificaciones aplicables al proyecto que hace la S.C.T, y que para el desarrollo de temas se irán mencionando y aplicando conforme lo requiera el tema a desarrollar.

OBSERVACIONES PRELIMINARES

Antes de desarrollar los temas a analizar presentaremos las siguientes observaciones para el tramo en estudio.

1. En cualquier vialidad a construir se pueden presentar secciones en terraplén, secciones en corte o una combinación de ambas (corte y terraplén).
2. Para la determinación de volúmenes se hará necesario contar con los reportes tanto topográficos, geotécnicos, hidráulicos y de curva masa. (capítulo 3, 4, 5, 6 y 7).
3. Los volúmenes aquí presentados ya fueron obtenidos ya por la SCT, por lo que corresponde al equipo únicamente corresponde analizar la procedencia de tales cantidades y su aplicación.

DESMONTE

“El desmonte es la remoción de la vegetación existente en el derecho vía, en las zonas de bancos, de canales y en áreas que se destinen a instalaciones o cualquier otra edificación, con el objeto de eliminar la presencia de materia vegetal, impedir daños y mejorar la visibilidad”

La etapa del desmonte contempla los siguientes pasos o procedimientos:

1. Tala, consiste en cortar los árboles o arbustos.
2. Roza, consiste en cortar y retirar la maleza, hierba zacate o residuos de siembras.
3. Desenraicé, que consiste en sacar troncos o tocones con o sin raíces.
4. Limpia y disposición final, que consiste en retirar el producto de desmonte al banco de desperdicio.

La ejecución consiste primeramente en la delimitación de la zona de desmonte, la cual para efectos de nuestro proyecto comprende hasta el derecho de vía de nuestra carretera, en el caso de canales y contracunetas la superficie quedara limitada por las líneas trazadas a lo largo de los cerros de estas.

Los trabajos se iniciaran con el desmonte, desenraíce y limpieza general del área en donde quedara alojado el cuerpo del camino, de acuerdo a lo indicado en el proyecto.

Por lo regular esta actividad se pueda hacer a mano o con uso de maquinaria dependiendo del tipo de vegetación y del terreno, para el caso de particular de nuestro tramo lo adecuado por el tipo de terreno seria la utilización de tractores neumáticos o de cadenas. Para fines de pago la unidad empleada para este concepto será la hectárea.

DESPALME

“El despalme es la remoción del material superficial del terreno, con objeto de evitar la mezcla del material de las terracerías con materia orgánica u otro material no utilizable.”

El procedimiento para la ejecución del concepto será de la manera siguiente, y apegado a las recomendaciones generales del proyecto, tanto geotécnicas como constructivas:

El espesor del despalmé será el indicado en el proyecto, que en este caso contempla lo siguiente:

El despalme se hará hasta la profundidad indicada en las tablas de datos y de manera conveniente para eliminar el material correspondiente al primer estrato (ver tabla del informe de estudios geotécnicos).

El producto del despalme se podrá emplear tanto para el recubrimiento de los taludes del terraplén, así como la reforestación de los mismos. Ver las siguientes recomendaciones.

La unidad de pago para este concepto será por m³ tanto en despalmes en cortes como en despalmes en terraplenes.

La maquinaria a utilizar para la actividad de desmonte como de despalme podrá ser tanto el uso de tractores de cadena o de neumáticos.

CORTES

Los cortes son las excavaciones ejecutadas a cielo abierto en el terreno natural, en ampliación de taludes, en rebajes en la corona de cortes o terraplenes existentes y en derrumbes, con objeto de preparar y formar la sección de obra, de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

Para el caso en particular del tramo en estudio y de acuerdo con la observaciones generales del proyecto se nos indica que el material producto de los cortes correspondientes a los estratos 1 y 2 podrá ser aprovechado para la formación del cuerpo del terraplén y capa subyacente.

Cabe señalar que si se presenta la necesidad del uso de explosivos con la finalidad de ejecutar algún corte, dicho manejo, transporte y almacenamiento quedara regulado por la secretaria de la Defensa nacional tal y como lo marca la especificación de la SCT.

Los volúmenes que igualmente tenemos que contemplar son los de los cortes de caja, dichos cortes se generan cuando el nivel de la subrasante queda por abajo del nivel de terreno natural lo que provoca en consecuencia la apertura de la caja para el alojamiento de la capa subyacente, así mismo los cortes toman en cuenta diferentes volúmenes de los estratos para cada uno de los cadenamientos proporcionados por los estudios de geotecnia.

La determinación de los volúmenes se hará mediante el uso de procesamiento electrónico, previamente dibujado el perfil del terreno y el de la sección de construcción para el cadenamiento en estudio.

La construcción de obras para el alojamiento de obras de drenaje, para la construcción de canales destinados a conducir y desalojar el agua producto de lluvias o simplemente para el desvío de un cause, así como la obtención de material producto de un banco de préstamo, generan cortes de materiales, que para efectos de el costo de la obra tendrán que ser considerados si es que aplican tales trabajos.

EXCAVACIÓN EN BANCOS

Los bancos de materiales son las excavaciones a cielo abierto destinadas a extraer material para la formación de cuerpos de terraplenes, ampliaciones de las coronas, bermas o tendido de los taludes de terraplenes existentes, capas subyacentes o subrasante, así como la fabricación de mezclas asfálticas y de concretos hidráulicos.

Los bancos se pueden clasificar de dos formas:

1.- Laterales:

Estos son ejecutados dentro de las fajas ubicadas fuera de los cerros, en uno o ambos ejes de las terracerías, con anchos determinados por el proyecto y como máximo de 100 mts.

2.- De banco:

Son los ejecutados fuera de la franja de 100 mts de ancho, es importante la ubicación de los bancos y distancia de desviación en su caso y la clasificación de los materiales.

Los bancos destinados a surtir de material al tramo para la formación de la capa subrasante, es llamado Igualita.

Cabe señalar que para la explotación de bancos de materiales la SCT hace una serie de recomendaciones en su norma entre las que podemos destacar las siguientes:

1. Las excavaciones en los bancos se ejecutaran en la forma mas regular posible con el talud que garantice la estabilidad del frente, sin aflojar el material ni alterar las áreas fuera de la zona delimitada
2. Las excavaciones se ejecutaran de manera que se permita el drenaje natural del banco.
3. Si por explotación inapropiada del banco, el contratista de obra provoca grietas significativas o afloja peligrosamente el material adyacente al frente de ataque, debe suspender la explotación, estabilizar la zona dañada y abrir otro frente por su cuenta y costo.
4. Al termino de la explotación del banco se afinaran los fondos de las excavaciones, se tenderán y afinaran los taludes de manera que queden en uno coma cinco (1.5:1) o mas tendidos.

La maquinaria empleada para esta actividad esta en función del tipo de material a remover, para este caso en particular se puede observar que únicamente tenemos material tipo "A".

8.2 FORMACIONES DE ESTRUCTURAS Y COMPACTACIONES

8.2.1 CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES

La construcción de terraplenes es un trabajo que se realiza en aquellos lugares en que es necesario crear una superficie mas alta, dicho de otro modo mantener el nivel del camino por sobre un desnivel del terreno, esta faena se efectúa normalmente con bulldozer, el cual extiende capas sucesivas desde el lugar de extracción del material. Al final del recorrido el conductor levanta la cuchilla para formar un repecho, este será empujado en cada pasada evitando que la maquina caiga por el terraplén en construcción. para rellenar con material al costado del camino, se deberá colocar la hoja en ángulo y recorrer paralelamente el camino. Para rellenar con la hoja recta se debe empujar formando un ángulo de 90° aproximadamente.

Para construir un terraplén con excavadora, se debe construir un base nivelada, donde se establecerá la maquina.

Al terminar el trabajo, se deberá hacer lo siguiente para retirar la excavadora del terraplén:

- Pasar la maquina por la orilla del terraplén y colocar el cucharón apoyado en el suelo, formando el brazo con el aguilón un ángulo de 90°.
- A medida que la máquina avanza, elevar el aguilón y retractar el brazo hasta que las orugas delanteras lleguen a nivel del suelo más bajo.
- Elevar el cucharón del suelo y girar la estructura 180°.
- Poner el cucharón en el suelo, el ángulo del brazo y el aguilón debe ser de 90°.
- Bajar el aguilón y propulsar la maquina hacia el terreno mas bajo.
- Cuando las orugas pasen el terraplén, elevar el aguilón para bajar las orugas al nivel del suelo.

8.2.2. CONSTRUCCIÓN DE TALUDES

La construcción de terraplenes lleva consigo la creación de desniveles pudiendo ocasionar el deslizamiento de tierra desde los puntos altos a los bajos, de este modo el talud se construye para dar firmeza y uniformidad a estos desniveles dándoles un ángulo de pendiente que estará en relación de la altura del talud, de la pendiente original del terreno y del tipo de suelo.

La inclinación del talud estará en razón 2:1 o 3:1 según sean terrenos blandos o firmes respectivamente. Todos estos trabajos se efectúan normalmente con excavadora y motoniveladora.

Los taludes deben asegurarse contra la erosión y en este respecto lo más económico es un tratamiento biológico preventivo.

Cuando trabajen en conjunto la excavadora y el bulldozer, se deberá ordenar el flujo de cada una de ellas a través del jefe de faenas, con el fin de evitar interferencias en el flujo de la operación y/o lesiones a personas.

8.2.3 COMPACTACIONES

La compactación se define como la reducción de los espacios vacíos existentes entre las partículas sólidas de un material, con el objeto de mejorar las sus características de deformidad y resistencia, así como de dar una mayor durabilidad a la estructura formada por este material, esto en función del grado de compactación requerida.

En general los suelos deben compactarse por apisonamiento con el contenido de humedad optimo, para alcanzar el porcentaje de densidad máxima establecida mediante un esfuerzo de compactación. Entre los beneficios y ventajas de este procedimiento podemos mencionar los siguientes:

- Incremento de resistencia a los cortes o estabilidad del suelo
- La disminución de su permeabilidad
- La minimización del asentamiento a futuro del terraplén en si mismo

Se realizan tres tipos de formación y compactación, contemplados en las cantidades de obra y que a continuación mencionamos:

1. Formación y compactación de terraplenes con o sin cuña de afinamiento (bandeado).
2. Formación y compactación de la capa superior de los terraplenes, construida sobre material no compactable.
3. Formación y compactación del relleno para formar la capa subrasante.

El objetivo principal es la de obtener un suelo que tenga comportamiento mecánico óptimo a lo largo de toda la obra así mismo como para el tiempo de vida de la misma.

DETERMINACIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO IN SITU (PORCENTAJE DE COMPACTACIÓN)

La prueba del peso volumétrico seco en el lugar, encuentra su principal aplicación durante la construcción de las terracerías. Se utiliza también en pavimentos ya construidos para conocer el grado de compactación que alcanzan los suelos que forman dicha estructura, así como para encontrar el coeficiente de abundamiento de los suelos en préstamos o bancos a fin de definir el tipo de equipo a utilizar para el transporte del material o bien para su colocación en el terraplén.

La prueba del peso volumétrico seco debe efectuarse a todas las capas del terraplén en construcción y en un número de lugares o puntos como el encargado del proyecto lo estime conveniente, encontrándose el grado de compactación alcanzado por el material en la obra, posteriormente se comparan los pesos volumétricos obtenidos en el laboratorio y el peso volumétrico máximo alcanzado en el campo con su humedad óptima Próctor o Pórtter. La relación de los dos pesos volumétricos secos se expresa como porcentaje de compactación.

MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO

- Método de la arena
- Método del aceite
- Método del cono
- Método del agua

En este trabajo analizaremos los métodos de la arena, aceite y cono.

MÉTODO DE LA ARENA Y ACEITE

EQUIPO:

- Espátula de abanico
- Espátula larga
- Cincel de 20 cm. Martillo o maceta.
- Regla de 30 cm. de longitud
- Balanza de 2.610 kg. de capacidad. Bolsas de plástico

- Arena lavada y seca, clasificada en dos cribas No. 20 (0.84 mm.) y la No. 30 (0.59 mm.), previamente calibrada. (Arena de Ottawa u otro tipo de arena de características similares)

Para el método del aceite, además del equipo antes descrito, se utilizará el siguiente:

- Aceite para automóvil de viscosidad S.A.E. 40 o 50
- Probeta graduada de 1000 ml
- Regla de 10 cm. de longitud

CALIBRACIÓN DE LA ARENA: Con una arena seca y limpia, se llena un recipiente de volumen y peso conocidos, dejándola caer hasta que forme un chorro lo mas regular posible y desde una altura constante de 10 cm., sin tratar de compactarla.

Una vez que el recipiente se encuentra lleno, se enrasa y se pesa, obteniéndose el peso volumétrico de la arena, al dividir el peso de la arena entre el volumen del recipiente. Esta operación deberá repetirse cuando menos 10 veces, para obtener el promedio de los resultados.

PROCEDIMIENTO:

a) Al realizar la prueba, se hará una excavación (cala) en el suelo, cuyo peso volumétrico se quiera determinar, las dimensiones de la cala deberán ser aproximadamente las siguientes:

Para suelos finos que pasen la criba No. 4, se hará una caía de 12 cm por lado y una profundidad igual al espesor de la capa donde se este efectuando la prueba. Para suelos que contengan agregados gruesos, la caía será de 25 y 30 cm por lado y profundidad igual al espesor de la capa analizada.

b) Todo el suelo extraído de la caía, se pesa y se deposita en bolsas de plástico evitando la pérdida de humedad antes de llegar al laboratorio.

c) Se obtiene el peso de una cantidad suficiente de arena (de características conocidas) que pueda llenar la cala hecha, anotando el peso inicial (P_i). Después se llena la caía con la arena dejándola caer desde una altura constante de 10 cm, anotando el peso final (P_f). La diferencia de P_i y P_f ; será el peso de la arena que llenó la cala.

d) El suelo que se extrajo de la cala, se lleva al laboratorio y se le determina el contenido de agua en porcentaje.

Los datos para el cálculo de la prueba son:

Peso del suelo extraído de la cala (W_m)
 Peso volumétrico de la arena (g_a)
 Peso de la arena que llenó la cala (W_{ac})
 Peso volumétrico seco de la cala (g_c)
 Peso volumétrico Próctor o Pórter (g_p)
 Humedad del suelo ($w\%$)

CÁLCULO

1.- Volumen de la cala

$$V = W_{ac} / g_a$$

2.- Peso volumétrico húmedo de la cala

$$g_m = W_m / V$$

3.- Peso volumétrico seco de la cala

$$g_d = g_m / [(w\% / 100) + 1]$$

4.- Porcentaje de compactación

$$\% \text{ de compactación} = g_d / g_p \times 100$$

e) El método del aceite se utiliza cuando el suelo no presenta huecos por donde este pueda fugarse.

f) Para hacer la caía se siguen los pasos indicados en los párrafos a) y b).

g) La caía se llena con el aceite, previamente medido en la probeta graduada.

Como ya se conoce el volumen de la caía medido con el aceite de la probeta, el cálculo es similar al descrito con anterioridad, con los pasos 2, 3 y 4.

MÉTODO DEL CONO

En este ensayo, se requiere además del equipo antes descrito, el siguiente:

- Cono con válvula de paso, frasco de vidrio de 4 litros y placa base
- Báscula de 20 kg. de capacidad

El total de la arena por aplicar, se calibra como ya se ha indicado; posteriormente se determina el peso de la arena necesaria para llenar el cono y el orificio de la placa base, esto se hace cuantas veces sea necesario, hasta obtener un valor representativo.

PROCEDIMIENTO:

a) En la capa de suelo cuyo peso volumétrico se desea conocer, se hará una excavación (cala) de un diámetro análogo al de la placa base ó menor a una profundidad de 20 cm o igual al espesor de la capa del suelo que se compactó.

b) El material que se extrae de la caía, se pesa y se deposita en bolsas de plástico.

c) Una vez que se ha terminado de excavar la caía, se le coloca encima la placa, el cono provisto con el frasco de vidrio y la arena previamente pesada.

d) Se abre la válvula para que la arena llene la caía, la placa base y el Cono.

e) Se cierra la válvula y se pesa el cono con el frasco, como conocemos el peso de la arena que se empleó para llenar el cono y el orificio de la placa base así como el peso del cono con el frasco, se calcula la arena que quedó en la caía.

f) El suelo producto de la excavación de la caía, se traslada al laboratorio y se le determina su contenido de agua en porcentaje.

CÁLCULO:

1. Peso del frasco + cono + arena, antes de vaciar en la cala (P_i).
2. Peso del frasco + cono + arena, después de vaciar en la cala (P_f).
3. Peso de la arena en el cono y orificio de la placa base (peso determinado) (acpl).
4. Peso del cono + frasco (c_f).

$$a) P_{ia} = P_i - c_f = (\text{kg})$$

Donde:

P_{ia} = Peso inicial de la arena en el frasco antes de vaciar en la cala

$$b) P_{fd} = P_f - c_f = (\text{kg})$$

Donde:

P_{fd} = Peso final de la arena en el frasco después de vaciar en la cala

$$c) P_{ac} = P_{ia} - P_{fd} = (\text{kg})$$

Donde:

P_{ac} = Peso final de la arena en la cala

Una vez obtenido el peso de la arena depositada en la cala, se realizan los cálculos de acuerdo con lo descrito en los dos métodos anteriores.

COMPACTACIÓN DEL TERRENO NATURAL

Es la compactación que se le da al terreno natural sobre el que se desplantara el terraplén para proporcionar el peso volumétrico requerido.

Para el caso de nuestro proyecto la indicación para dicho procedimiento es la siguiente.

B.- en todos los casos cuando no se indique otra cosa, el terreno natural, después de haberse efectuado el despalme correspondiente al piso descubierto deberá compactarse al 90 % de su PVSM en una profundidad mínima de 0.20 m; o bandearse según sea el caso.

BANDEADO

Es el tratamiento que se da por medios mecánicos aplicados al equipo pesado de construcción: existen materiales que por las dimensiones de los fragmentos no se consideran óptimos para una compactación normal, y que los resultados de estos procesos realizados en campo no pueden ser controlados con la prueba de laboratorio.

CCC (Compactación de la Cama de los Cortes)

Es el tratamiento que se realiza e los corte formados por materiales tipo I, la cama del corte se deberá compactar al 95% de su PVSM en una profundidad mínima de 0.20 m y se deberá proyectar a capa subrasante de 0.30 m de espesor compactándola al 100% con material procedente de banco.

EXACTECO

El tratamiento dado a los materiales tipo K y M.

Se realiza en cortes con material tipo K, se deberán escarificar los 0.15 m superiores y acamellonar, la superficie descubierta se deberá compactar al 100% de su PVSM en un espesor mínimo de 0.15 m con lo que quedara formada la primera capa de la subrasante, con el material acamellonado se construirá la segunda capa subrasante, misma que deberá compactarse también al 100%

Se realiza en cortes de material tipo M, para este caso se escarifican los primeros 0.30 m a partir del nivel superior de subrasante, se acamellona el material del escarificado y se compactara la superficie descubierta al 95% hasta una profundidad de 0.20 m; posteriormente con el material acamellonado se forma la capa subrasante de 0.30 m de espesor.

8.3 ACARREOS

Los acarreos son el transporte del material producto de bancos, cortes, excavaciones, desmontes, despalmes y derrumbes, desde el lugar de extracción hasta el sitio de su utilización, deposito o banco de desperdicios, según lo indique el proyecto.

PRESTAMOS

Existe préstamo cuando el material de corte no es suficiente o no es adecuado para el relleno y la terminación de la subrasante, lo cual hace necesario traer material de un banco.

Para el caso del camino en estudio se hace indispensable los prestamos de materiales para la formación de la capa subrasante.

ACARREO LIBRE

El que se efectúa desde el sitio de extracción del material hasta una distancia de veinte metros o hasta la distancia que establezca el proyecto como acarreo libre. Este acarreo se considera como parte del concepto correspondiente a la extracción del material transportado, por lo que no será objeto de medición y pago por separado.

SOBREACARREOS

El sobre acarreo es el que se efectúa a partir del acarreo libre (20m) y cuyo precio varía según la longitud acarreada.

DISTANCIA MEDIA DE ACARREO

Es la distancia que se hace necesaria para transportar, mas allá de la distancia de acarreo libre el material producto de corte o préstamo para la formación de terraplenes.

La distancia media de acarreo entre un corte y el 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 es obtenida al dividir el área de la curva de masas delimitada por la línea compensadora la del acarreo libre entre la diferencia de ordenadas "h" (volumen) restando los 20m de acarreo libre.

El calculo de los sobreacarreos se limita a multiplicar el volumen de material por la distancia media del acarreo.

A continuación presentaremos los acarreos de materiales aplicables al tramo en estudio.

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES DEPARTAMENTO DE PROYECTO DEFINITIVO OFICINA DE PROYECTO DE TERRACERIAS	CARRETERA: TLAPA – METLATONOC TRAMO: TLAPA – METLATONOC SUBTRAMO: TLAPA – IGUALITA DEL KM 15+000 AL KM 18+500 ORIGEN: TLAPA, GUERRERO
CÁLCULO DE SOBRECARREROS	
(1) $S/A = \frac{8816}{1.07} \times 1 = 8329 \text{ m}^3\text{Hm}$ () $S/A = 8329 \times 2 = 16478 \text{ m}^3\text{Hm}+1$	(6) $S/A = \frac{11702}{1.07} \times 1 = 10936 \text{ m}^3\text{Hm}$ () $S/A = 10936 \times 0.5 = 5468 \text{ m}^3\text{Hm}+1$
(2) $S/A = \frac{12213}{1.07} \times 1 = 11414 \text{ m}^3\text{Hm}$ () $S/A = 11414 \times 0.3 = 3424 \text{ m}^3\text{Hm}+1$	(7) $S/A = \frac{29211}{1.07} \times 1 = 27300 \text{ m}^3\text{Hm}$ () $S/A = 27300 \times 2.1 = 57330 \text{ m}^3\text{Hm}+1$
(3) $S/A = \frac{96}{1.0} \times 0.3 = 29 \text{ m}^3 \text{ Est}$	(8) $S/A = \frac{7917}{1.07} \times 1 = 7399 \text{ m}^3\text{Hm}$ () $S/A = 7399 \times 0.3 = 2220 \text{ m}^3\text{Hm}+1$
(4) $S/A = \frac{110}{1.0} \times 0.3 = 33 \text{ m}^3 \text{ Est}$	(9) $S/A = \frac{4439}{1.07} \times 2.5 = 10373 \text{ m}^3 \text{ Est}$
(5) $S/A = \frac{5478}{1.07} \times 2.6 = 13311 \text{ m}^3 \text{ Est}$	

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES		CAMINO	TLAPA-METLATONOC	HOJA 1 DE 1
DEPARTAMENTO DE PROYECTO DEFINITIVO		SUBTRAMO	TLAPA-IGUALITA	
OFICINA DE PROYECTO DE TERRACERIAS		DE EST	15+000	A ESTA. 18+500
PRESTAMOS DE BANCO CLASIFICACIONES Y SOBRECARREROS				
I A	PRESTAMO DEL BANCO	IGUALITA		
	A 200 M DER	DE KM	22+000.00	
	DE KM	15+000	A KM	18+500
	CLASIFICACION	100 - 0 - 0		
	GEOMETRICO EN EL TERRAPLEN =	13916		
	COMPACTADO A 100% =	0	0	m ³
		0		
	COMPACTADO A 95% =	13916	16970.7	m ³
		0.82		
	COMPACTADO A 90% =			m ³
	GEOMETRICO EN EL PRESTAMO =	16971 m ³		
	DIST. MEDIA =	4728.89	m	
	S.A.	16971	m ³ al 1er km	
	A = 16971 m ³	16971 m ³	X	4 km = 67884 m ³ km subs
	B =	C =		
Ic	PRESTAMO DEL BANCO	A M D		
	DE KM	DE KM	A KM	
	CLASIFICACION			
	GEOMETRICO EN EL TERRAPLEN =			
	COMPACTADO A 100% =			m ³
	COMPACTADO A 95% =			m ³
	COMPACTADO A 90% =			m ³
	GEOMETRICO EN EL PRESTAMO =	m ³		
	DIST. MEDIA =	m		
	S.A.	m ³ al 1er km		
	A = m ³	B = m ³	X	km m km subs
	B = m ³	C = m ³		
Ib	PRESTAMO DEL BANCO	A M D		
	DE KM	DE KM	A KM	
	CLASIFICACION			
	GEOMETRICO EN EL TERRAPLEN =			
	COMPACTADO A 100% =			m ³
	COMPACTADO A 95% =			m ³
	COMPACTADO A 90% =			m ³
	GEOMETRICO EN EL PRESTAMO =	m ³		
	DIST. MEDIA =	m		
	S.A.	m ³ al 1er km		
	A = m ³	B = m ³	X	km m km subs
	B = m ³	C = m ³		
		MATERIAL "A"	MATERIAL "B"	MATERIAL "C" TOTAL
CLASIFICACION		16971	0	0 16971
SOBRECARREROS		m ³ al 1er. KM	m ³ KM Subs	NOTAS:
		16971	67884	

CANTIDADES DE OBRA		TERRACERIAS		SCT		DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES		CARRETERA			
						DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS		TLAPA - METLATONOC			
						DEPARTAMENTO DE PROYECTO DEFINITIVO		SUBTRAMO :			
								TLAPA - IGUALITA			
				DE EST 15+000	A EST 18+500		ORIGEN: TLAPA, GUERRERO				
								1/1			
EXCAVACIONES	(Medidos en el Corte)	DESPALME		EN CORTE		11315 m ³					
				EN AREAS DE TERRRAPLEN		7587 m ³					
		CORTES Y EXCAVACIONES ADICIONALES		VOL. APROVECHADO		163163 m ³					
				VOL. DESPERDICADO		199188 m ³					
		CAJAS		VOL. APROVECHADO		70 m ³					
				VOL. DESPERDICADO		m ³					
				VOL. APROVECHADO		m ³					
				VOL. DESPERDICADO		m ³					
				VOL. APROVECHADO		m ³					
				VOL. DESPERDICADO		m ³					
		MATERIAL A		50766 m ³							
		MATERIAL B		130478 m ³							
		MATERIAL C		181177 m ³		TOTAL		362421 m ³			
		PRESTAMO	(Medidos en el Banco)	DEL BANCO IA		16971 m ³		MATERIAL A		16971 m ³	
				DEL BANCO		m ³		MATERIAL B		m ³	
DEL BANCO				m ³		MATERIAL C		m ³			
DEL BANCO				m ³							
DESPALME TOTAL				m ³		PRESTAMO TOTAL		16971 m ³			
COMPACTACIONES	(Medido en el Terraplen)	DEL TERRENO NATURAL EN EL AREA		A 90%		4078 m ³					
		DE DESPLANTE DE TERRAPLENES		A 95%		m ³					
		DE LA CAMA DE LOS CORTE		A 95%		m ³					
				A 100%		m ³					
						m ³					
FORMACION Y COMPACTACION	(Medido en el terraplen)	DE TERRAPLENES CON O SIN CUÑA DE AFINAMIENTO		BANDEADO		161971 m ³					
				A 90%		m ³					
				A 95%		m ³					
				A 100%		3520 m ³					
		DE LA CAPA SUPERIOR DE TERRAPLENES CONSTRUIDA SOBRE MATERIAL NO COMP		A 95%		m ³					
		A 100%		m ³							
DEL RELLENO DE LAS CAJAS EN EXCAVACIONES		A 95%		m ³							
		A 100%		10396 m ³							
SOBREACARREOS	MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTES										
	m3 Estacion		m 3 a 1 hm		m3 hm Ad.		m3 5.0 hm		m3 hm Ad.		
	61519		106828		123044		8947		33276		
									DESPERDICIO		
MATERIAL PRODUCTO DE LOS PRESTAMOS DE BANCO											
m3 al 1er Km		m3 Km subs.		Vol. de agua m3		m3 hm					
16971		67884									
DRENAJE MENOR	EXCAVACIONES		MATERIAL A		m ³		ACERO DE REFUERZO		TON		
			MATERIAL B		m ³		ACERO ESTRUCTURAL		TON		
			MATERIAL C		m ³						
	MAMPOSTERIA		DE 2a		m ³		TUBOS		0.90m m		
			DE 3e		m ³				1.05m m		
	ZAMPEADO				m ³				1.2 m m		
CONCRETO		100 kg/cm		m ³							
		150 kg7cm		m ³		DEMOLICIONES		CONCRETO m ³			
		200 kg7cm		m ³				MANPOSTERIA m ³			
CONCRETO		CICLOPEO		m ³		BORDO PARA CANALES, TERRAPLEN					
		MASA		m ³		COMPACTADO A		m ³			

8.4 FUNDAMENTOS PARA LA INTEGRACIÓN DE UN PRECIO UNITARIO

COSTO DIRECTO DE LA OBRA

Son los cargos aplicables al concepto de trabajo que se deriva de las erogaciones por mano de obra, materiales, maquinaria, herramienta, instalaciones y por patentes en su caso, efectuadas exclusivamente para realizar dicho concepto de trabajo.

COSTOS INDIRECTOS

Son los gastos de carácter general no incluidos en los cargos en que deben incurrir el contratista para la ejecución de los trabajos y que se distribuyen en proporción a ellos para integrar el precio unitario, calculado conforme al desglose de los costos indirectos.

CARGO POR FINANCIAMIENTO

Son las erogaciones que realiza el contratista debido a las necesidades económicas del trabajo. Este cargo se determinara en base a un flujo de efectivo en el que intervengan el pago y amortización de los anticipos y estará representado por un porcentaje sobre el total de los costos directos mas los indirectos, calculado conforme al análisis de los costos de financiamiento.

CARGO POR UTILIDAD

Es la ganancia que debe percibir el contratista por la ejecución del concepto del trabajo, conforme a la determinación del cargo por utilidad.

CARGO POR UTILIDAD NETA

1. El desglose de las aportaciones que eroga el contratista por concepto del sistema de ahorro para retiro (SAR).
2. El desglose de las aportaciones que eroga el contratista por concepto del instituto del fondo nacional para la vivienda de los trabajadores (INFONAVIT).
3. El pago que efectúa el contratista por el servicio de vigilancia, inspección y control que realiza la Secretaría de la Contraloría y Desarrollo Administrativo (SECODAM).

PRECIO UNITARIO

Es la remuneración que se cubre al contratista por unidad de obra determinada que depende del costo directo, costo indirecto y la utilidad en cada concepto.

9 PLANOS DEFINITIVOS

El grupo de Planos Definitivos, se elabora según los modelos empleados en los departamentos estatales de carreteras. Las dimensiones de los planos para la planta, perfil y secciones, se presentan en tramos de longitud de 1 Km. En papel alba nene (con el fin de que sean reproducibles). Planos que por su tamaño se denominan doble carta. Ver Fig. "K" (Sección = 87.50 * 56.00 cm.) y Fig. "L" (Sección = Largo variable * 26.00 cm.).

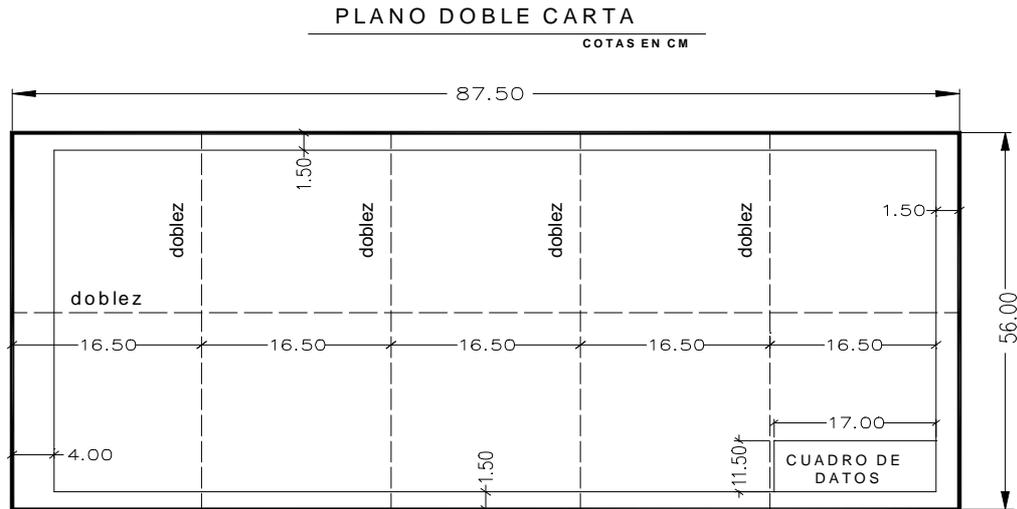


FIG. " K "

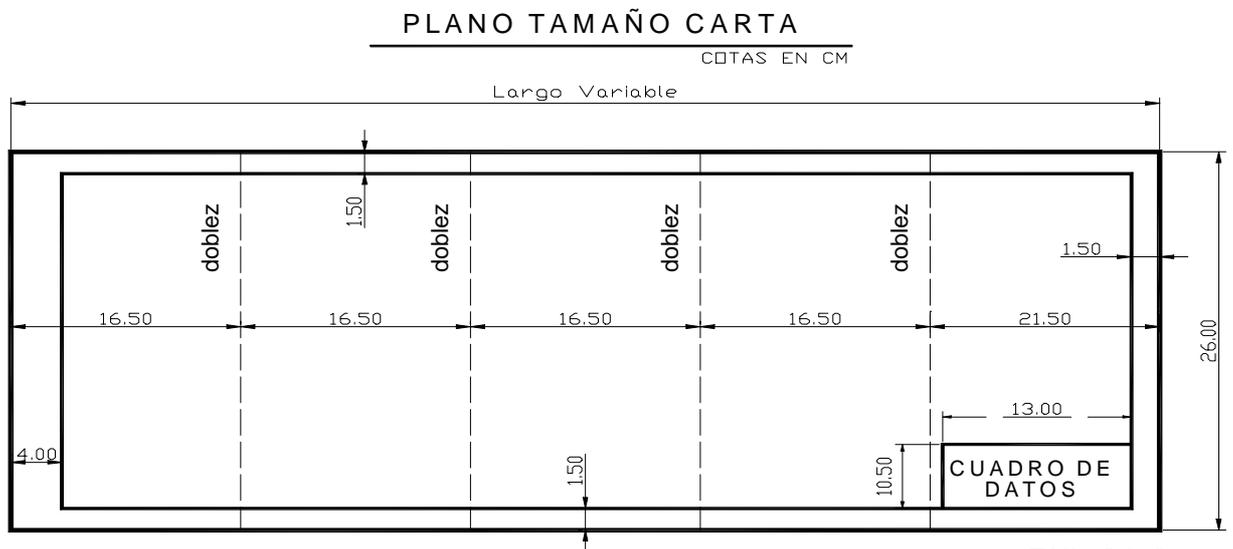


FIG. " L "

NOTA: Los dobleces indicados, son para las copias de los planos, el original conviene archivarlo en rollo.

9.1 PLANTA GENERAL

9.2 PERFIL, SUBRASANTE Y CURVA MASA

10 BIBLIOGRAFÍA

Crespo Villalaz Carlos (1998) Vías de comunicación 3ª. Ed 1ª Reimp. Editorial LIMUSA, México, Pág. 401 a la 505 MAQUINARIA DE CONSTRUCCION

Dirección General de Proyectos y Laboratorios, Departamento de Vías Terrestres, S.O.P., “Proyectos tipo de Obras de Drenaje para Carreteras”, México, D.F. Diciembre de 1965

Heinen Treviño Jorge. Luis (1985) Vías Terrestres, Pp 129-132

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1998). Mecánica de suelos tomo I fundamentos de la mecánica de suelos. (Vigésima reimpresión de la tercera edición). México. Editorial Limusa.

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1999). Mecánica de suelos tomo II teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. (Decimoséptima reimpresión de la segunda edición). México. Editorial Limusa.

Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, Secretaria de Obras Publicas, Vías Terrestres, Autor: Ing. Jorge Luis Heinen Treviño

Montes de Oca Miguel (1982) Topografía, 4ª edición, Representaciones y Servicios de Ingeniería, México, Paginas 106 – 111, 127 – 132.

Núñez Ricardo (1997, 1998) Apuntes de Topografía I y II Instituto Politécnico Nacional.

Rico Rdz. A. y del Castillo H. (1996). La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, Vol. 1. (Decimotercera edición). México. Editorial Limusa.

Rico Rdz. A. y del Castillo H. (1998). La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, Vol. 2. (Duodécima edición). México. Editorial Limusa.

S.C.T. (1984) Normas Técnicas Complementarias 1ª edición, México, Paginas 37 – 40.

S.C.T. (1991) Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, 4ª Reimpresión, México, Paginas 33 – 62, 68, 297 – 394, 447 - 470.

S.C.T. Dirección General de Servicios Técnicos, “Diseño Hidráulico y Geotécnico de Obras de Drenaje Menor y Complementario”, México, D.F. 2002

Secretaría de Obras Públicas, Dirección General de Caminos De Mano de Obra, “Manual de Drenaje de Caminos”, México, D.F. Junio de 1952

Secretaria de Comunicaciones y Transportes, Normativa para la Infraestructura del Transporte (Normativa SCT).

PAGINAS DE INTERNET

www.carreteros.org

www.caterpillar.com

www.inegi.gob

www.sokkia.com

www.presiciontopografica.com