



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"CAMPUS ARAGÓN"

"ESTRUCTURACIÓN DE PAVIMENTOS
EN SUELOS BLANDOS"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

CARLOS ALBERTO DORADO HERNÁNDEZ
ISMAEL ESQUIVEL TAVARES

ASESOR: ING. RICARDO RODRÍGUEZ CORDERO

SAN JUAN DE ARAGÓN, EDO DE MÉXICO 1996

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

15
24



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central

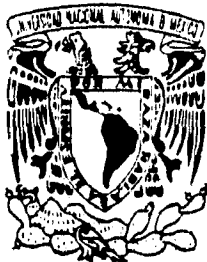


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"CAMPUS ARAGÓN"

"ESTRUCTURACIÓN DE PAVIMENTOS
EN SUELOS BLANDOS"

T E S I S
QUE 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 :
CARLOS ALBERTO DORADO HERNÁNDEZ
ISMAEL ESQUIVEL TAVARES

ASESOR: ING. RICARDO RODRÍGUEZ CORDERO

SAN JUAN DE ARAGÓN, EDO DE MÉXICO 1996

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

15
24



REPUBLICA NACIONAL
ASOCIACION DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

CARLOS ALBERTO DORADO HERNÁNDEZ
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 4 de diciembre del año en curso, presentada por Ismael Esquivel Tavares y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. RICARDO RODRÍGUEZ CORDERO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado "ESTRUCTURACIÓN DE PAVIMENTOS EN SUELOS BLANDOS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, México, 6 de diciembre de 1995
EL DIRECTOR

M en l CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



cc p Jefe de la Unidad Académica.
cc p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
cc p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/la.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

ISMAEL ESQUIVEL TAVARES
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 4 de diciembre del año en curso, presentada por Carlos Alberto Dorado Hernández y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. RICARDO RODRÍGUEZ CORDERO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado "ESTRUCTURACIÓN DE PAVIMENTOS EN SUELOS BLANDOS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 6 de diciembre de 1995
EL DIRECTOR

M en l'CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

cc p Jefe de la Unidad Académica.
cc p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
cc p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/11a.

Gracias a Dios.

"La Bendición de Jehová es la que enriquece, y no añade tristeza con ella".

Proverbios 10:22

Gracias a mis Padres.

Luis Angel y Rosa.

Por el apoyo y comprensión que siempre me brindaron, por las derrotas y triunfos que han compartido conmigo, y por todo lo demás por lo cual he llegado a esta etapa de mi vida.

A mis Hermanos.

José Luis y María Alejandra.

Por su apoyo que recibí a lo largo de toda la carrera.

A mis Abuelos y Tíos.

En especial a mi Abuelita María.

Por todos sus consejos y apoyo.

A mis Profesores y a la Universidad.

Por transmitir en forma incondicional todos sus conocimientos.

A mis compañeros.

Por los momentos compartidos.

CON AFECTO

CARLOS ALBERTO DORADO HERNANDEZ

AGRADECIMIENTOS

A GUADALUPE TAVARES :

Por darme la vida, y apoyarme en todo momento, lo que me impulso a realizar lo que hasta hoy he logrado

A JOSE ESQUIVEL :

Por brindarme el ser y guiarme con sus consejos a lo largo de la vida ; siendo para mi una razón muy poderosa para seguir adelante y no defraudarlo nunca

A MIS HERMANOS :

Por ser mis compañeros y ayudarme en lo que les fuera posible

A MIS COMPAÑEROS :

Por brindarme su amistad y apoyo especialmente a ; Enrique, Jorge y Carlos

A MIS PROFESORES :

Por su tiempo y dedicación ; al transmitirme sus conocimientos, así como sus experiencias

A LA UNIVERSIDAD :

Por brindarme la oportunidad de formar parte de ella, y otorgarme preparación profesional ; muy en especial a la **ENEP ARAGON**

A MI FAMILIA :

Por impulsarme siempre a lograr mis objetivos ; muy especialmente a mis Tios Teodoro y Agustín Tavares

CON TODO RESPETO Y APRECIO

ISMAEL ESQUIVEL TAVARES

A NUESTRO DIRECTOR DE TESIS

ING. RICARDO RODRIGUEZ CORDERO

Le agradecemos en forma muy especial por los conocimientos brindados, por el apoyo que en forma sincera nos prestó para poder realizar el presente trabajo de tesis, con el cual culmina una etapa más en nuestras vidas.

ESTRUCTURACIÓN DE PAVIMENTO EN SUELOS BLANDOS.

ÍNDICE.

	PAGINA
INTRODUCCIÓN.	5
CAPITULO I. CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS BLANDOS.	7
I.1. GENERALIDADES.	7
I.2. FÍSICO - QUÍMICA DE LAS ARCILLAS.	9
CAPITULO II. LA MECÁNICA DE SUELOS EN ARCILLAS.	12
II.1. ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO.	12
II.1.1. Esfuerzo en una masa de suelo	12
II.1.2. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.	14
II.1.3. Prueba directa de resistencia al corte.	18
II.1.4. Prueba in situ con veleta.	21

II.1.5.	Pruebas de compresión triaxial.	24
II.1.6.	Factores que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos.	30
II.2.	ESTABILIDAD DE TALUDES.	31
II.2.1.	Estabilidad de taludes.	31
II.2.2.	Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante que deben usarse en el análisis de estabilidad de taludes.	33
II.2.3.	Método Sueco.	35
II.3.	ASENTAMIENTOS.	43
II.3.1.	Distribución de esfuerzos en un terrapién.	43
II.3.2.	El fenómeno de la consolidación.	46
II.3.3.	Asentamientos en suelos plásticos compresibles.	51
CAPITULO III. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN SUELOS BLANDOS.		53
III.1.	MÉTODOS PARA EL MEJORAMIENTO DEL TERRENO NATURAL.	53
III.1.1.	Método por sustitución.	54
III.1.2.	Método con suelo cemento.	55
III.1.3.	Método con plantilla de concreto.	55
III.1.4.	Método por compensación.	56
III.1.5.	Método con empleo de geotextiles.	56
III.1.6.	Método por preconsolidación del terreno natural.	57
III.1.7.	Procedimiento de construcción en el terreno natural.	58

III.1.8.	Terracerías.	59
III.1.9.	Cuerpo del terraplén.	61
III.1.10.	Capa subrasante.	62
III.2.	PAVIMENTOS FLEXIBLES.	64
III.2.1.	Bases y subbases.	64
III.2.2.	Carpeta asfáltica.	71
III.3	PAVIMENTOS RIGIDOS.	83
CAPITULO IV.	PRUEBAS DE LABORATORIO EMPLEADAS PARA EL CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS.	94
CAPITULO V.	PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN PAVIMENTOS QUE SE CONSTRUYEN SOBRE SUELOS BLANDOS.	112
V.1.	PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.	112
V.2.	PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN PAVIMENTOS RIGIDOS.	115
CAPITULO VI.	SOLUCIONES.	117
VI.1	PROYECTO DE PAVIMENTOS EN SUELOS BLANDOS.	118
VI.2	COSTO DE LAS POSIBLES ALTERNATIVAS.	158

CONCLUSIONES.	175
ANEXO I CURVAS DE COMPRESIBILIDAD.	177
BIBLIOGRAFÍA.	184

INTRODUCCION.

El principal problema en la ciudad de México y zona conurbada referente a la estructuración de pavimentos es debido al tipo de suelo que se encuentra en casi todo el valle de México, el que en realidad es una cuenca por lo cual el nivel de aguas freáticas se encuentra a muy poca profundidad por lo que también afecta a la estructuración de los pavimentos.

Al conjugarse estos dos principales problemas, se presenta un considerable cambio volumétrico y una reducción importante en la capacidad de carga del suelo.

En consecuencia la estructura sufre deformaciones que se visualizan con gran facilidad en la superficie de rodamiento y aumentándose éste por el gran volumen de vehículos que transitan sobre la estructura.

Creemos que este es un problema muy fuerte que tenemos en la ciudad de México, ya que es muy común que al transitar por las calles, avenidas y carreteras que se encuentran en la zona del Valle de México, nos damos cuenta que los pavimentos presentan hundimientos, baches, las condiciones de drenaje con que deben contar los pavimentos no se da, por lo que en tiempo de lluvia los capitalinos sufrimos constantemente de inundaciones.

Es muy claro que los pavimentos presentan fallas no solo por causa de los Ingenieros, sino que son varios los factores que se conjuntan para darnos como resultado pavimentos de pésima calidad en gran parte de la ciudad de México y su zona conurbada.

Las causas a las cuales nos referimos pueden ser por falta de un mantenimiento adecuado por parte de las dependencias responsables de esto, también se puede presentar una mala construcción por parte de la compañía constructora, ya sea por falta de tiempo, bajo presupuesto para la creación del camino, por cuestiones políticas, etc..

Otra causa que es de importancia resulta ser el tipo de suelo con que contamos en la ciudad de México y zona conurbada, ya que como se sabe nuestro suelo esta constituido principalmente por arcillas lo cual nos presenta una bajísima capacidad de carga y un sin número de características desfavorables para la estructuración no solo de pavimentos sino para cualquier tipo de obra civil que se desee realizar sobre él.

Estas causas son las que estudiaremos en este trabajo ya que pensamos que con un adecuado conocimiento de nuestro suelo y teniendo bien definido el funcionamiento de éste así como de los pavimentos podemos solucionar en buena medida las pésimas condiciones en que se encuentran nuestros pavimentos en la ciudad para beneficio de todos los usuarios.

Dejando bien claro que los problemas que podemos minimizar son los que se deban a cuestiones técnicas ya que los vicios de corrupción por parte del gobierno y falta de ética de los mismos Ingenieros civiles quedan fuera de los objetivos del presente trabajo.

CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS

BLANDOS.

I.1. GENERALIDADES.

Para poder estudiar las características de un determinado suelo, es necesario que sepamos a que es a lo que nos referimos cuando mencionamos la palabra suelo, la cual podemos definir diciendo que un suelo es un material que proviene de la intemperización de las rocas y que se puede desmenujar con la simple acción manual, el suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicios hasta areniscos parcialmente cementados. Quedando fuera de la definición todo tipo de rocas y depósitos sedimentados altamente cementados que no se ablandan o desintegran rápidamente por la acción de la intemperie.

Es importante mencionar que el suelo esta constituido por tres fases las cuales son: la fase gaseosa, la fase sólida y la fase líquida.

Geológicamente se clasifica a los suelos con respecto a su origen el cual puede ser residual o transportado, esto es importante ya que nuestros suelos

blandos siempre va a ser de los suelos que sufrieron una transportación, lo que nos va a indicar que nuestro suelo esta conformado en capas que nos da una estratigrafía que podemos representar por medio de un perfil y también que en nuestros estratos tendremos características diferentes en cada uno de ellos.

Nuestros suelos blandos, generalmente, van a estar constituidos por arcillas y limos en mucho menor cantidad, es por esto que en nuestro estudio nos dirigiremos fundamentalmente a conocer las características de las arcillas. En primer término debemos conocer de que minerales están constituidas nuestras arcillas.

Podemos decir que partiendo de los numerosos minerales que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas (principalmente silicatos), los agentes de descomposición química llegan a un producto final que es la arcilla.

Las arcillas están constituidas principalmente por silicatos de aluminio hidratados, presentando además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Estos minerales tienen casi siempre, una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas. Existen dos variedades de láminas, la sílica y la aluminica.

Es importante conocer estas propiedades mineralógicas ya que presentan gran importancia en cuestiones de ingeniería, pues a diferencia de los suelos gruesos el comportamiento mecánico de las arcillas se ve decisivamente influido por su estructura y constitución mineralógica en general.

Los minerales de arcilla se constituyen en tres grandes grupos que son: las caolinitas, las illitas y las montmorillonitas.

Las caolinitas presentan una unión muy firme entre todas sus retículas lo cual impide que penetren las moléculas de agua entre ellas, por lo cual las arcillas caolinitas serán relativamente estables en su comportamiento con la presencia del agua.

Las illitas por su constitución interna manifiestan tendencia a formar grumos, por lo cual reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen, y por ello su expansión es menor que las montmorillonitas y en general las arcillas illíticas presentan un buen comportamiento mecánico en forma más favorable para el ingeniero.

Las arcillas montmorillonitas, tienen una unión entre sus retículas de sus minerales muy débiles por lo que las moléculas de agua se introducen con relativa facilidad a causa de su naturaleza dipolar que generan fuerzas eléctricas, por lo anterior en estas arcillas se presenta un incremento de volumen en presencia del agua ya que aumenta la cantidad de cristales, lo que da lugar a una expansión, por lo que podemos decir que este tipo de arcillas es muy crítico su comportamiento ya que causa frecuentemente problemas a los ingenieros porque se encuentra muy continuamente en trabajos de campo. Solo en ocasiones estas arcillas ayudan a solucionar problemas de ingeniería como en el caso del lodo bentonítico, el cual se elabora con bentonita que es un tipo de arcilla montmorillonita.

1.2. PROPIEDADES FÍSICO - QUÍMICA DE LAS ARCILLAS.

Podemos decir que los granos de suelo grueso, deben su comportamiento principalmente a la fuerza de gravedad, ya que predomina fuertemente sobre cualquier otra fuerza, es por esto que en todos los suelos de grano grueso su comportamiento es muy similar. El comportamiento mecánico e hidráulico de tales suelos este definido por características circunstanciales, como la compacidad del depósito y la orientación de sus partículas individuales.

En los suelos de granos muy finos, sin embargo, fuerzas de otro tipo ejercen acción importantísima; ello es debido a que en estos granos la relación de área a volumen alcanza valores de consideración y fuerzas electromagnéticas desarrolladas en los compuestos minerales cobran significación. En general, se estima que esta actividad en la superficie de la partícula individual es fundamental para tamaños menores de dos micras.

Para describir lo anterior se dice que cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa y que la intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla.

Así la partícula atrae iones positivos de agua H^+ y a cationes de diferentes elementos químicos, lo cual conduce a que cada partícula de arcilla se ve rodeada de una capa de moléculas de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura (agua adsorbida).

Las moléculas de agua son polarizadas, es decir, en ellas no coinciden los centros de gravedad de sus cargas negativas y positivas, sino que funcionan como pequeños di polos permanentes; al ligarse a la partícula por su carga (+) el polo de carga (-) queda en posibilidades de actuar como origen de atracción para otros cationes positivos.

Los propios cationes quedan en posibilidad de poseer un volumen de agua en torno a él. El agua adsorbida por cada catión aumenta en función de su carga eléctrica de éste y su radio iónico. Por lo anterior, cuando la partícula de suelo atrae cationes, se ve reforzada la película de agua adsorbida por el cristal de suelo, esta en función no solo de la naturaleza del mismo sino también del tipo de cationes atraídos.

En las arcillas encontramos dos tipos de estructuras, la llamada estructura arcillosa de repulsión y la estructura arcillosa de atracción.

En la estructura arcillosa de repulsión nos encontramos las láminas de arcillas con un arreglo donde éstas se encuentran en sentidos paralelos y también están más dispersas entre ellas, como se muestra en la figura 1.a.. Esta estructura es menos desfavorable que la otra, ya que es más permeable.

La estructura arcillosa de atracción se da cuando aumenta la concentración de cationes en suspensión y esto hace disminuir el potencial repulsivo entre las partículas de arcilla, con lo que aumenta la preponderancia relativa de las fuerzas de atracción, de modo que la posibilidad que dos partículas al acercarse se atraigan en lugar de repelerse aumenta al disminuir su distancia. Si se llega a esta situación, se dice que el suelo se flocula, fenómeno que se produce cuando la sedimentación tiene lugar, en un depósito de agrupaciones de partículas muy sueltas, ya que cada unidad depositada posee una alta proporción de vacíos por lo que esta estructura es menos permeable, y es muy desfavorable encontrar estos tipos de suelos por su alto grado de expansión.

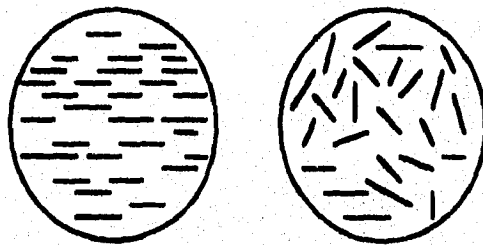


Fig.1.a.

LA MECÁNICA DE SUELOS EN ARCILLAS.

II.1. ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO.

II.1.1. Esfuerzos en una masa de suelo.

En la mecánica de suelos cuando hablamos de la palabra esfuerzo nos referimos al esfuerzo macroscópico, es decir, la fuerza entre el área total.

El concepto de esfuerzo está estrictamente asociado con el medio, por lo que, cuando hablamos de los esfuerzos que actúan en un punto, imaginaremos las fuerzas que actúan sobre las caras de un tubo infinitamente pequeño, compuesto de cierto material homogéneo.

En un punto en una masa de suelo existen esfuerzos como resultado de su peso propio y esfuerzos a causa de fuerzas aplicadas sobre el mismo.

Consideremos una celda instalada dentro de una masa de suelo la cual no nos altere las partículas de suelo con lo cual tendríamos como resultado en las caras horizontales y verticales esfuerzos normales y tangenciales que se presentan entre las partículas del suelo. Como se muestra en la figura II.a.

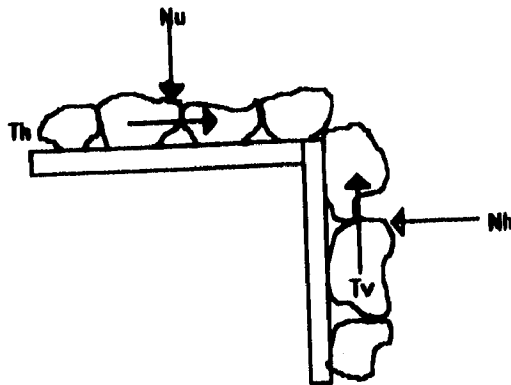


Fig. II.a.

Si cada cara es cuadrada del lado a , podemos definir los esfuerzos que actúan sobre la celda :

$$\sigma_v = \frac{N_u}{a^2}$$

$$\sigma_h = \frac{N_h}{a^2}$$

$$\tau_h = \frac{T_h}{a^2}$$

$$\tau_v = \frac{T_v}{a^2}$$

donde:

N_u y N_h representan respectivamente las fuerzas normales en dirección normal y vertical.

T_u y T_h representan las fuerzas tangenciales en dirección vertical y horizontal.

σ_v y σ_h , τ_h y τ_v representan los esfuerzos correspondientes.

Por lo tanto tenemos cuatro esfuerzos que al menos teóricamente podemos visualizar y medirse directamente.

En un suelo seco el esfuerzo puede imaginarse como la fuerza existente en el esqueleto mineral por unidad de área en el suelo, con el objeto de que nuestra definición de esfuerzos pueda aplicarse independientemente de que contemos con la celda, por lo que podemos hacer pasar un plano a través del suelo como se muestra en la figura II.b.

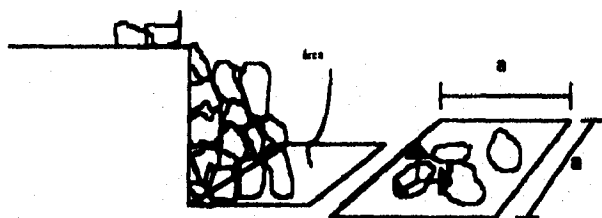


Fig.II.b.

Como ya antes se mencionó los esfuerzos en el interior del suelo están producidos por las cargas exteriores al mismo y por el peso propio del suelo. El sistema de esfuerzos debido a las cargas aplicadas suele ser bastante complicado. El sistema de esfuerzos correspondientes al peso propio del suelo también puede ser complicado, sin embargo existe un caso habitual en el que el peso del suelo da lugar a un sistema de esfuerzos muy sencillo y es cuando la superficie del terreno es horizontal y la naturaleza del suelo varía muy poco en la dirección horizontal y vertical. Este caso se presenta frecuentemente en suelos sedimentados y se denominan esfuerzos geostáticos.

II.1.2. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales en toda la mecánica de suelos. Es por esto que obteniendo una valoración correcta de este concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanza de éxito,

cualquier aplicación de la mecánica de suelos al análisis de la estabilidad en toda obra civil.

El primero que trabajó seriamente para explicarse el principio de la resistencia de los suelos fue Coulomb el cual primeramente atribuyó a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a éste orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos, según la mecánica elemental.

Es sabido que si un cuerpo sobre el que actúa una fuerza normal P a de deslizar sobre una superficie rugosa, se encuentra que la fuerza F , necesaria para ello, resulta ser proporcional a P , teniéndose:

$$F = \mu P$$

Donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies de contacto.

Coulomb admite también, en primer lugar, que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción antes mencionado rige la resistencia al esfuerzo cortante de por lo menos, ciertos tipos de suelos. Dada una muestra de suelo y un plano potencial de falla de la misma AA' (figura II.c.). El esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor de s , presión normal en el plano AA' teniéndose:

$$\frac{F}{A} = s = \tau_{\max} = \sigma \tan \phi$$

Automáticamente nace así una ley de resistencia según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante, τ , alcanza un valor, s , tal que:

$$s = \sigma \tan \phi$$

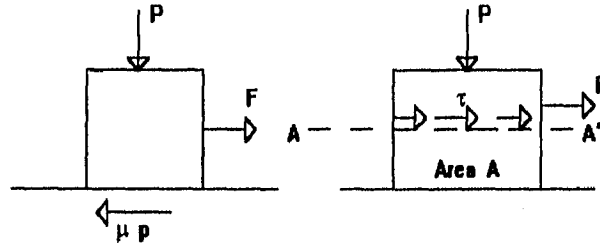


Fig.II.c.

La constante de proporcionalidad entre s y σ , tangente de ϕ fue definida por Coulomb en términos de un *ángulo de fricción interna* y definió como una constante del material.

De la ecuación anterior se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser nula para $\sigma = 0$. Basta tener en una mano entreabierta una muestra de arena seca y suelta, en la cual obviamente puede considerarse $\sigma = 0$, para darse cuenta, al ver deslizar entre los dedos a la arena, que ese material es de los que $\sigma = 0$ presentan una $s = 0$. Por otra parte, Coulomb pudo observar que, en otros materiales, tales como la arcilla el anterior experimento nos lleva a diferentes conclusiones ya que la arcilla no deslizaría entre los dedos, por lo que este material exhibe resistencia al esfuerzo cortante aún en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo. A estos materiales Coulomb asignó arbitrariamente otra fuente de resistencia al corte a la cual llamo *cohesión* y consideró también una constante de los materiales. Es más, Coulomb observó que en arcillas francas la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión normal exterior actuante sobre ellas y, por lo tanto, en dichos materiales parecía existir sólo cohesión, comportándose en definitiva como si en ellos $\phi = 0$. Por lo que en ellos la ley de resistencia será :

$$s = c$$

En general según Coulomb los materiales que presentan cohesión y fricción estarán regidos por la ley de resistencia :

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

Por lo que las dos primeras ecuaciones podemos decir que son para casos particulares de suelos puramente friccionantes o puramente cohesivos y ésta última para suelos cohesivos, friccionantes o intermedios.

Estas ecuaciones fueron utilizadas por mucho tiempo e incluso en la actualidad se utilizan, pero ingenieros observadores encontraron discrepancias de éstas ecuaciones con la realidad por lo que Terzaghi estableció que la presión normal total debería de sustituirse por la presión intergranular, de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, o sea la presión efectiva, no es la total sino la intergranular. Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones por lo que la ecuación quedó :

$$s = c + (\sigma - U_n) \tan \phi$$

En donde :

U_n representa la presión neutral en el agua.

La modificación de Terzaghi tomo en cuenta, por primera vez la transcendental influencia del agua contenida en el suelo. Pronto se descubrió que el valor de U_n depende no sólo de las condiciones de la carga, sino también y en forma muy notable, de la velocidad de aplicación de ella, lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia lenta de la rápida.

Hvorslev hizo notar que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas no era una constante sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo tanto la ecuación debe escribirse ahora de la siguiente forma :

$$s = f(w) + (\sigma - U_n) \tan \phi$$

Es interesante hacer notar que la contribución de Hvorslev destruyó, la idea de que c fuese una constante del material.

11.1.3. Prueba directa de resistencia al corte.

La prueba de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para determinar la resistencia de los suelos; hoy aún conserva interés práctico debido a su simplicidad, a sido sustituida completamente por las pruebas de compresión triaxial.

El aparato utilizado para esta prueba es muy simple consta de un marco fijo y un marco móvil los cuales contienen la muestra de suelo, así como dos placas porosas una inferior y otra superior que le permite el drenaje a las muestras saturadas cuando se desea y se sustituye simplemente con placas de confinamiento, al probar muestras secas (Fig. 11.d).

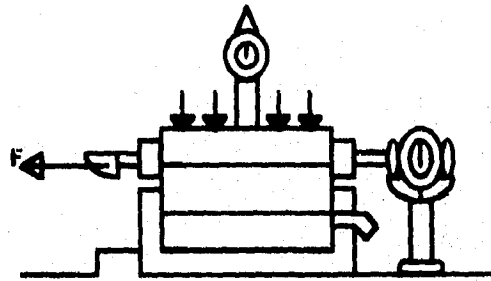


Fig. 11.d.

La parte móvil tiene un editamento por medio del cual se puede aplicar una fuerza rasante que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano, que por la construcción del aparato resulta bien definido. Sobre la cara superior del espécimen se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ , gradualmente a voluntad la deformación de la muestra es medida con extensómetros tanto en dirección horizontal como vertical.

A continuación se presentan los gráficos de los resultados de una prueba de resistencia al corte directo en la figura 11.e.

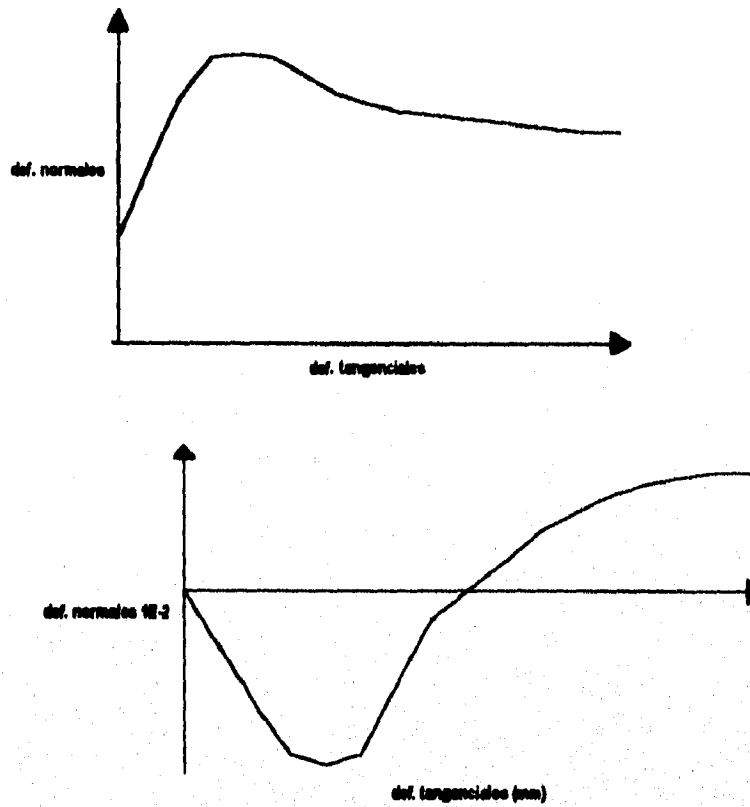


Fig. II.e.

En ésta como en todas las pruebas de resistencia de suelos cabe la posibilidad de realizarse en dos formas: El método de esfuerzo controlado y el método de deformación controlada. En el primero la prueba se lleva a efecto aplicando valores fijos de carga tangencial al aparato de modo que el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado; el segundo tipo, la máquina actúa con una velocidad de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen se lee en la báscula de la máquina que la aplica.

Una de las desventajas de esta prueba consiste en la imposibilidad de conocer los esfuerzos que actúan en planos distintos al de la falla durante su realización en el estado

de falla incipiente los esfuerzos actuantes en esta y otras direcciones puede determinarse teniendo en cuenta que en ese instante de falla el círculo debe ser tangente a la línea de falla, este círculo, así como los valores y direcciones de los esfuerzos principales, pueden obtenerse por medio del procedimiento de Polo que a continuación se describe:

1. Conociendo los esfuerzos σ y s se forma la línea de falla.
2. Se localiza el punto C (centro del círculo), con una línea perpendicular a la línea de falla σ .
3. El polo P se muestra en la figura II.f. trazando por D una paralela en que actúan los esfuerzos (plano horizontal).
4. Uniendo P con A y B se obtienen las direcciones de los planos horizontales.

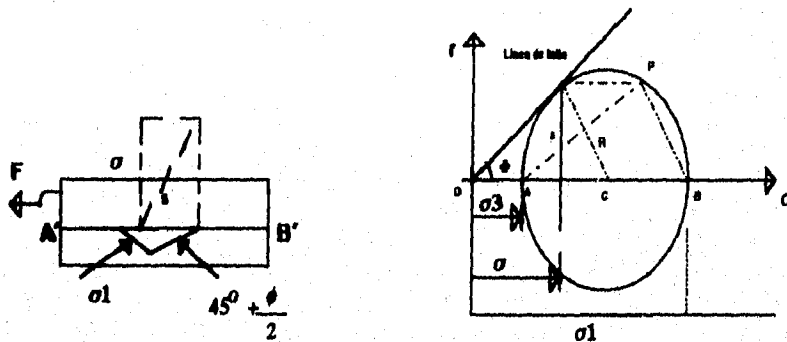


Fig. II.f.

Si algún material falla en una prueba de resistencia, su curva esfuerzo - deformación será semejante a alguno de los dos arcos - tipos que aparecen en la fig.

II.g.

La curva 1 representa a los materiales llamados de *falla frágil* y se caracterizan porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, desciende rápidamente al aumentar la deformación; la segunda curva corresponde a materiales

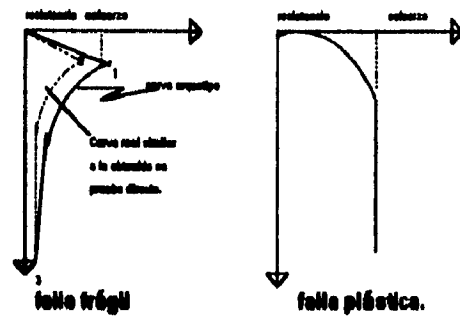


Fig. II.g. Tipos de falla consideradas en los suelos.

de *fallo plástica* en las que la falla se produce a un esfuerzo que se sostiene aunque la deformación aumenta, la falla no está bien definida presentándose en realidad lo que suele denominarse un flujo de material bajo esfuerzo cortante.

Una de las inconveniencias de ésta prueba es que su uso está restringido a suelos de *fallo plástica* y no se recomienda en suelos de *fallo frágil* pues la curva esfuerzo - deformación que resulta desplazada hacia valores menores del esfuerzo, respecto a las que se obtendrían con pruebas más apropiadas.

Cuando se inicia el movimiento del marco móvil la deformación tangencial en la superficie de falla AA' no es uniforme sino que existen concentraciones de deformación en las zonas próximas a A y A' y son menores en el centro de la muestra. A estas diferentes deformaciones corresponden diferentes esfuerzos en un material frágil y cuando las zonas AA' alcanzan deformaciones y el esfuerzo de falla en el centro de la muestra actúan esfuerzos mucho menores, al proseguir la deformación la falla progresa hacia el centro de la muestra y las zonas externas ya falladas estarán trabajando a un esfuerzo mucho menor que el de falla.

II.1.4. Prueba *in situ* con vetea.

La prueba de la vetea es una contribución relativamente moderna que nos sirve para poder obtener la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos.

Esta prueba desde su inicio presenta una ventaja que es considerable ya que se puede realizar directamente sobre los suelos en sitio (*in situ*), o sea que no es necesario aplicarla sobre muestras extraídas ya sea con un mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. La alteración de los suelos sujetos a la prueba dista, sin embargo, de ser nula, pues la veleta ha de incarse en donde vayan a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada y está afectada por alguna de sus limitaciones.

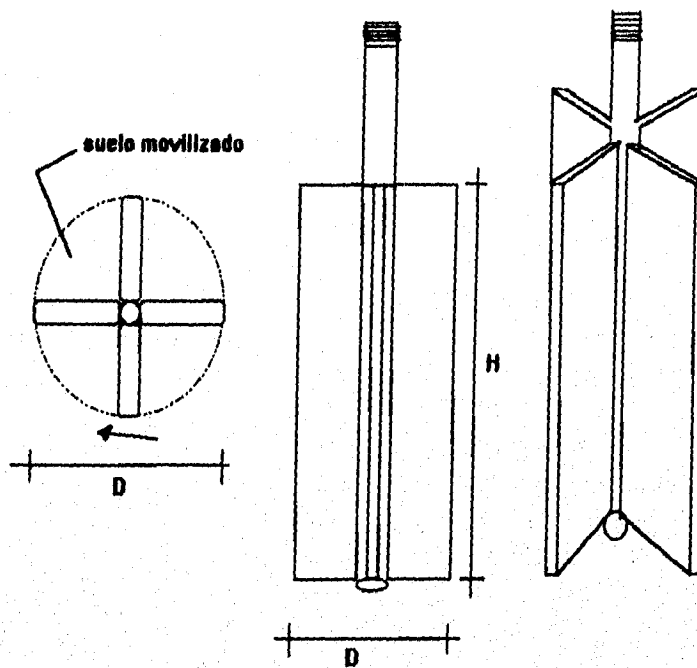


Fig.11.h. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante

El aparato consta de un vástago desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior ésta ligada la veleta propiamente dicha, generalmente de cuatro aspas fijamente

ligadas a un eje, que es prolongación del vástago, esto se muestra más claramente en la ilustración de la figura II.h..

Para realizar la prueba, una vez incada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado para medirlo. Esta operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel que la prueba haya de realizarse. La parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será :

$$M_{RL} = \pi D H s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y, despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{RB} = \frac{\pi D^3}{4} s \frac{2D}{3} = \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado (M_{max}):

$$M_{max} = M_{RL} + 2M_{RB} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{3} \pi D^3 s$$

Y

$$M_{\text{máx}} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s$$

De donde :

$$s = \frac{M_{\text{máx}}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{\text{máx}}}{c}$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas.

Es frecuente que $H = 2D$, con lo que :

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3$$

Se nota que la falla que produce la veleta es progresiva con deformaciones máximas en el extremo de las espas, y mínima en los planos bisectores de dichas espas, por lo que la veleta es solo aplicable en materiales de falla plástica del tipo de arrollas introducida, modifica la compacidad de los mentos y sobre todo el estado de esfuerzos general de la masa.

11.1.5. Pruebas de compresión triaxial.

Actualmente las pruebas más usadas para determinar las características esfuerzo - deformación así como la de resistencia de los suelos, son las conocidas como pruebas

de compresión triaxial, ya que, resultan ser pruebas más sofisticadas que las de corte directo.

Estas pruebas se realizan con especímenes de suelo que se moldean en forma cilíndrica y son protegidos con una membrana impermeable, estos cilindros están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (fig. II.g). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

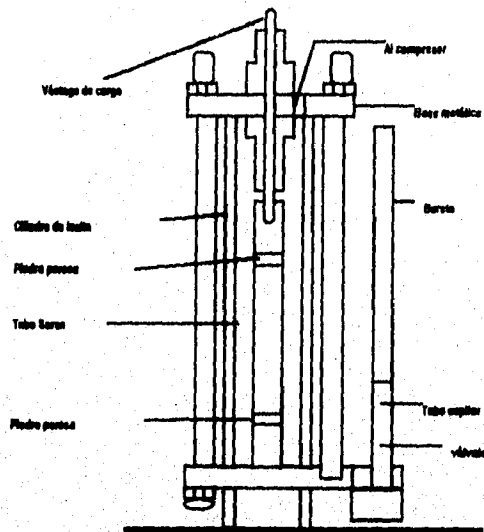


Fig. II.g. Esquema de la cámara de compresión triaxial.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

La primera prueba triaxial desarrollada es donde se transmite al espécimen una presión por medio del vástago, esa presión p , sumada a la del agua σ_c , el esfuerzo axial actuante sobre la muestra :

$$\sigma_x = \sigma_c + p$$

En épocas más recientes se han desarrollado modalidades diferentes de pruebas triaxiales. En una de ellas, ya bastante usada, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba, en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero se mantiene la presión axial constante, para lo que son precisos los ajustes correspondientes en la presión transmitida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto al esfuerzo axial como al lateral.

Las pruebas triaxiales se pueden clasificar en dos grandes grupos : pruebas de compresión y de extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye y las de extensión, son aquellas en que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

Una prueba de compresión puede tener varias modalidades en el laboratorio, ya que la dimensión axial del espécimen se puede hacer disminuir aumentando el esfuerzo axial, por aumento de la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral, dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo la lateral simultáneamente, la más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble de decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Correspondientemente, las pruebas de extensión suelen tener también varias modalidades. En la primera, la dimensión axial del espécimen se hace aumentar disminuyendo la presión axial, pero se deja constante la presión lateral; en la práctica esto se logra haciendo que el vástago ejerza una tracción sobre el espécimen. En la segunda modalidad, la presión axial se hace permanecer constante, pero se hace aumentar la presión dada con el agua. Finalmente la tercera modalidad posible, se hace disminuir la presión axial, a la vez que se aumenta la lateral; este tipo de prueba también es muy usual que la disminución de presión axial sea, en cada variación de carga aplicada, el doble del aumento de la presión lateral, una vez más buscando, que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantenga.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , σ_3 , a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral. En una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor (σ_3); el mayor y el intermedio son ahora iguales y están dados por la presión lateral del agua ($\sigma_1 = \sigma_2$). Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas en dos etapas, la primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara (σ_c); durante ella puede o no permitirse drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida de agua a través de las piedras porosas. En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí,

Prueba lenta (L).

Esta es la prueba de consolidación y con drenaje, la característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), teniendo abierta la válvula de

comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que se haya completado la consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida - consolidada. (Rc).

En esta prueba no se cuenta ni con consolidación ni con drenaje. En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_c , como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo σ_c llega a ser efectivo (σ), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida - consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, el ocurriría esa distribución simple del esfuerzo

vertical, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida. (R).

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Es importante mencionar que esta es la prueba que más se realiza en México para determinar la resistencia de nuestros suelos así como las características de cohesión (C) y fricción (ϕ), en los trabajos de campo. Los resultados que nos da esta prueba son aceptables para la construcción de cualquier obra civil ya que es la que nos da menor resistencia de las pruebas triaxiales que hemos mencionado, por lo que si se diseña con estos resultados no tendremos problemas en la construcción de nuestras obras.

Prueba de compresión simple. (Cs).

La prueba de compresión simple no se clasifica dentro de las pruebas triaxiales ya que no es una de ellas, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos efectivos al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

II.1.6. Factores que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos.

El término cohesión se usa en la mecánica de suelos para esfuerzos cortantes. Este término nace ya que se pensaba que estos suelos tenían cohesión, es decir que se pensaba que había una fuerza entre las partículas que las ligaba entre sí. Esta denominación prevalece aun cuando está bien comprobado que estos suelos tienen la misma génesis que los suelos granulares y es la fricción.

En una muestra de suelo aun no existiendo presiones referentes a aquellos suelos, que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencia a los esfuerzos, la estructura está sujeta a presiones intergranulares provocadas sobre todo por efectos capilares. Estas presiones hacen posible la generación de un mecanismo de fricción entre las partículas sólidas del material.

Los factores principales que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos y cuya influencia debe tenerse muy en cuenta para cada caso en particular son :

- Historia previa de consolidación del suelo.
- Condiciones de drenaje.
- Velocidad de aplicación. (Esto en cuanto a las cargas).
- Sensibilidad de su estructura.

ESTABILIDAD DE TALUDES.

II.2.1. ESTABILIDAD DE TALUDES.

Este tema es de una gran importancia ya que para poder estructurar nuestros pavimentos necesitamos saber la estabilidad que presentarán nuestros taludes en los mismos.

Se comprende bajo el nombre genérico de talud cualesquiera superficie inclinada respecto a la horizontal que haya de adoptar permanentemente la estructura de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde éste punto de vista los taludes se dividen en naturales (lederas) o artificiales (cortes y terraplenes).

En éste trabajo se trata predominantemente a los taludes artificiales, pero se pueden encontrar características aplicables a los taludes naturales.

Los tipos de falla más comunes en los anteriores son:

- Falla por deslizamiento superficial.

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera se deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que ahí existe. Como consecuencia la zona mencionada puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo, que generalmente, se desarrolla con increíble lentitud.

-Falla por deslizamiento en ledaras naturales sobre superficie de falla preexistentes.

En muchas ledaras naturales se encuentran en movimiento hacia abajo una parte importante del material producido por un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas que llegan a producir una verdadera superficie de falla.

-Falla por movimiento del cuerpo del talud.

En contraste con los movimientos superficiales lentos pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo.

Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras. De esto existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento de talud, se les llama fallas por rotación las cuales se pueden presentar pasando la superficie de falla por el pie del talud, adelante del pie y fallas locales como se muestra en la figura II.1.

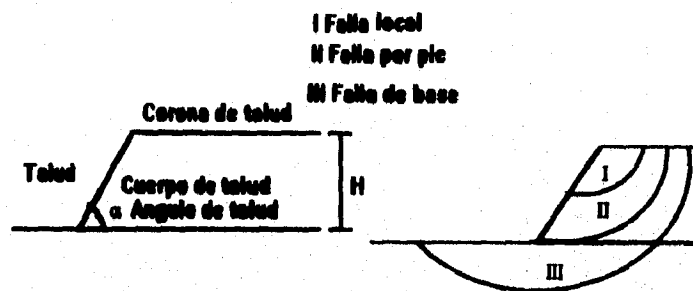


Fig. II.1.

En segundo lugar, se tiene las fallas que ocurren a lo largo de las superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal. estas son las fallas por tracción.

-Flujos.

Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. No existe en sí una superficie de falla o esta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno.

-Fallas por erosión.

Estas son fallas de tipo superficial provocadas por arrastre de vientos, agua, etc.; en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinada sea la ladera del talud. Una manifestación típica del fenómeno suele ser por la aparición de irregularidades en la superficie del talud.

-Fallas por licuación.

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas como en arenas poco compactas.

11.2.2. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante que deben usarse en el análisis de estabilidad de taludes.

En la siguiente figura (Fig. 11.) se muestran los parámetros que debemos considerar para nuestro análisis de estabilidad de taludes y posterior a ésta se da una breve explicación de cada uno de estos esquemas y que nos representa.

En la parte a), aparece el terraplén y una supuesta superficie de deslizamiento; en la parte b), se ha dibujado la variación de la altura del terraplén con el tiempo, así como el cambio del esfuerzo cortante medio en dicha superficie de falla. En la parte c) de la figura aparece la variación de la presión de poro en un punto p de la superficie de deslizamiento supuesta; finalmente, la parte d), indica en forma cualitativa como varía el factor de seguridad del terraplén contra el deslizamiento, definido, como se verá, como la relación de la resistencia media del suelo al esfuerzo cortante medio actuante, ambos medidos a lo largo de la superficie de deslizamiento considerada.

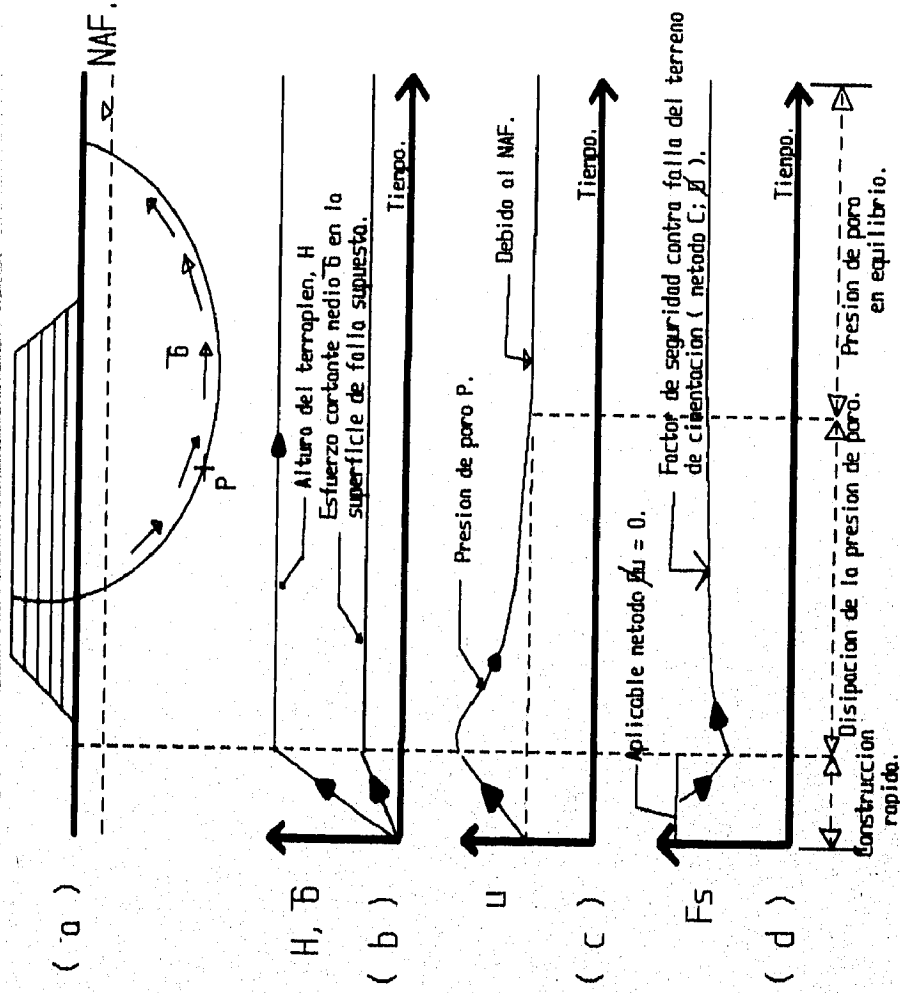


Fig. II.j.

II.2.3. Método sueco.

Bajo éste nombre del método sueco se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes, respecto a falla por rotación, en los que se considera que la superficie de un cilindro, cuya traza con el plano en que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar éste método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad.

-Suelos puramente cohesivos ($\phi = 0$, $c \neq 0$).

Se trata ahora el caso de un talud homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$s = c$$

donde c es el parámetro de resistencia comúnmente llamado cohesión. El caso se presenta en la práctica cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida presenta las condiciones críticas.

En este caso se puede utilizar el método de Casagrande para utilizar el método "Sueco", puede ser falla de base o falla de pie de talud.

Considérese una área de circunferencia, de centro en O y radio en R como la traza de una superficie de falla hipotética. La masa de talud que se movería si esa fuera la superficie de falla aparece de rayado en la figura II.k.

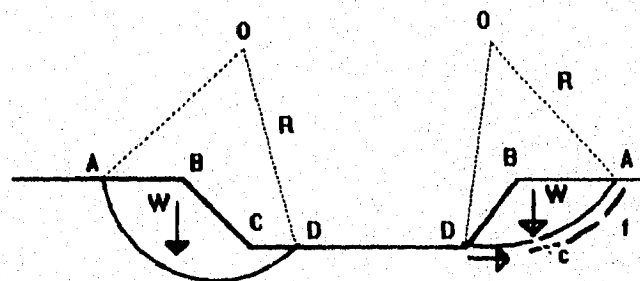


Fig. II.k.

Puede considerarse que las fuerzas actuantes, es decir, las que tiende a producir el deslizamiento de la masa de tierra son el peso del área A, B, C, D; más cualquier sobrecarga que pudiese actuar sobre la corona del talud.

El momento de estas fuerzas en torno al eje normal "O" en las que no se consideran sobrecargas serán simplemente:

$$M_m = Wd \quad \text{) Momento motor.}$$

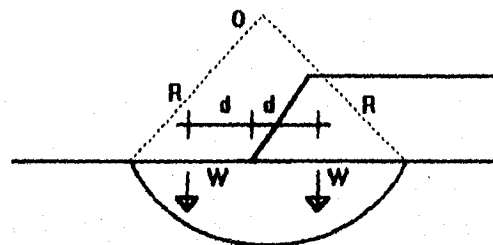


Fig. II. Momento motor.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesto y así:

$$M_R = c L R \quad \text{) Momento resistente.}$$

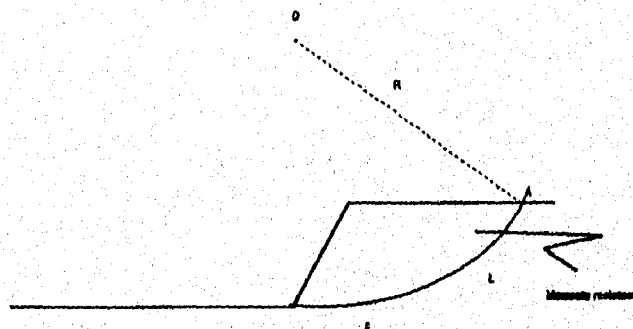


Fig. II.m.

De todos los tipos de procedimientos sobre la aplicación del método sueco el más popular es el de la dovelas, debido a Fellenius.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la figura II.f.:

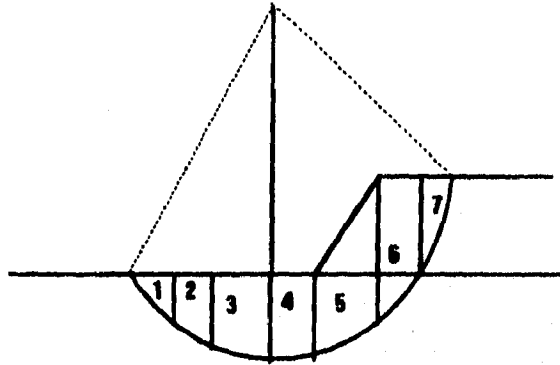


Fig.II.f.

W_i es el peso de la dovela de espesor unitario, N_i es la reacción normal de suelo en ΔL_i , T_i es la reacción tangencial del suelo en ΔL_i , P_1 y P_2 son las fuerzas normales ejercidas por las dovelas T_1 y T_2 que son las fuerzas tangenciales de los dovelas, en el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarrestan, es decir, se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i , figura II.o.

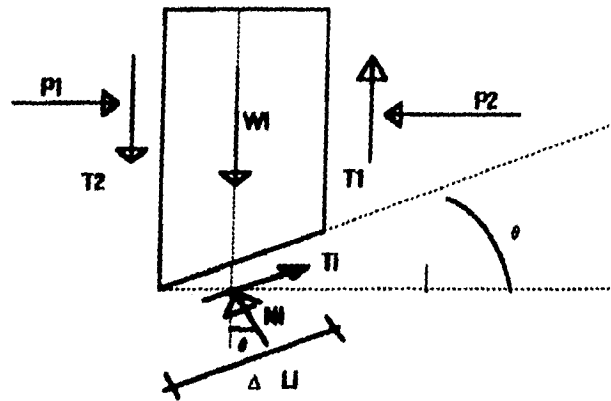


Fig. II.a.

El cociente $N/\Delta L$ se considera una buena aproximación al valor de σ (σ presión normal actuante en el arco ΔL que se considera constante en toda esa longitud).

Con σ puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se halla obtenido y determinar ahí el valor de S (resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco ΔL).

Puede calcularse el momento motor debido al peso de la dovela como;

$$M_m = R \sum |\tau_i| = R |\sum \tau_i|$$

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante S que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela.



$$\sigma_i = \frac{N_i}{\Delta L_i}$$

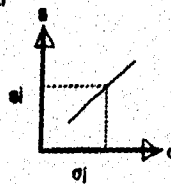


fig. II.1

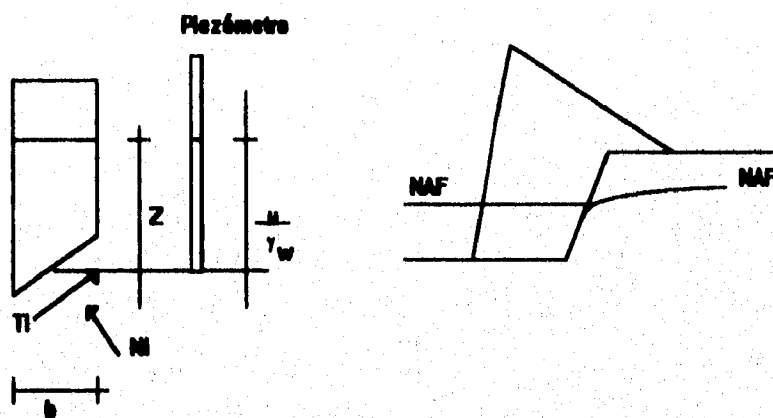
$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i$$

$$F.S. = \frac{M_R}{M_n} = \frac{R \sum s_i \Delta L_i}{R |\sum \tau_i|}$$

Para un mejor orden en los cálculos de estabilidad de taludes por medio de dovelas se recomienda utilizar la siguiente tabla:

dovela	Área	W	θ	$\text{sen } \theta$	$\text{cos } \theta$	α	Ni	ΔL_i	$\sigma_i = \frac{N_i}{\Delta L_i}$	$s = c + \sigma \tan \phi$	$s_i \Delta L_i$
--------	------	---	----------	----------------------	----------------------	----------	----	--------------	-------------------------------------	----------------------------	------------------

-Suelos con cohesión y fricción analizados con esfuerzos efectivos.



$$\cos \alpha = \frac{b}{\Delta L_i}$$

$$\cos \alpha = \frac{N_i}{W_i}$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{T_i}{N_i}$$

Donde W_i es el peso total de la dovela calculada con base en su γ_m (peso específico del material) sumergido abajo del nivel de agua y quizá no saturado sobre el mismo. En el caso de que la dovela este totalmente cubierta por el agua, se deberá incluir en el peso de la dovela el peso del agua puesto que es el peso total (suelo y agua). Arriba de la base que se considere.

$$\sigma_i = \frac{N_i}{\Delta L_i} = \frac{W_i}{\Delta L_i} \cos \alpha = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha$$

ya que

$$\frac{b}{\Delta L_i} = \cos \alpha \quad \Delta L_i = \frac{b}{\cos \alpha}$$

Puesto que se conoce la presión del agua en la base de la dovela.

$$\bar{\sigma}_i = \sigma_i - u = \frac{N_i}{\Delta L_i} - u = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha - u$$

$$\bar{W}_i = W_i - ub$$

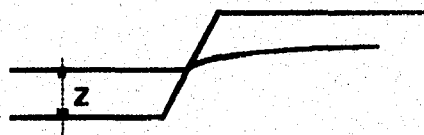
$$\bar{N}_i = W_i \cos \alpha$$

$$\bar{N}_i = (\bar{W}_i - ub) \cos \alpha$$

$$\bar{\sigma}_i = \frac{\bar{N}_i}{\Delta L_i}$$

$$\bar{\sigma}_i = \left(\frac{W_i}{b} - u \right) \cos^2 \alpha$$

Si existe un tirante de agua en la parte exterior del talud:



$$M_m = R \sum (W_i - Z b \gamma_w) \sin \alpha$$

$$S = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Resumen de hipótesis.

1. - Consideramos una falla circular.
2. - El análisis es bidimensional respondiendo a un estado de formación plano.
3. - Es válida la ley de resistencia de Coulomb.
4. - La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento.
5. - No existe interacción entre las dovelas.
6. - El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los momentos cortantes actuantes medios en dicha superficie.

Recomendaciones para mejorar la estabilidad de los taludes.

- Tender taludes. A primera vista quizás pudiera pensarse que esta sea la solución más obvia y sencilla en la práctica, pero no en terrenos constituidos por suelos puramente friccionantes la solución es la indicada. En suelos cohesivos por el contrario la estabilidad del talud esta condicionada sobre todo a la altura.
- Construir bermas laterales como se muestra en la figura:



- Empleo de materiales ligeros.
- Consolidación previa del suelo.

- Empleo de materiales estabilizantes (geotextiles).
- Muros de retención.
- Precauciones de drenaje.

II.3. ASENTAMIENTOS.

II.3.1. Distribución de esfuerzos en un terraplén.

El problema de la distribución de esfuerzos es de importancia fundamental ya que es necesario conocer la magnitud de los esfuerzos en cada punto de nuestro suelo cargado. En realidad se puede decir que este problema no ha sido resuelto satisfactoriamente, ya que los estudios que hasta ahora se han realizado se basan en la teoría elástica, y como esta teoría supone que el material en cuyo seno se producen los esfuerzos que se miden es homogéneo, isótropo, linealmente elástico y semi-infinito, limitado por una sola frontera plana, pero es evidente que el suelo no cuenta con todas estas características antes mencionadas.

De hecho no debe dejar de mencionarse que la aplicación más frecuente en mecánica de suelos de las fórmulas de Boussinesq, estriba en el cálculo de asentamientos de los suelos sujetos a consolidación, vale decir de arcillas y suelos compresibles, en los que algunas de las hipótesis teóricas, la elasticidad perfecta, por ejemplo, distan de satisfacerse en forma muy especial, aun dentro de los suelos en general.

Para nuestra distribución de esfuerzos en nuestro terraplén utilizamos el problema resuelto por Carothers el cual se basa en los estudios realizados por Boussinesq que tiene según la figura II.q. las siguientes soluciones:

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} \left(\beta + \frac{x}{a} - \frac{z}{r_2^2} (x-b) \right)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} \left(\beta + \frac{x}{a} + \frac{2z}{a} \ln \frac{r_0}{r_1} + \frac{z}{r_2^2} (x-b) \right)$$

$$\tau_{xz} = \frac{P}{\pi} \left(\frac{z}{a} - \frac{z^2}{r_2^3} \right)$$

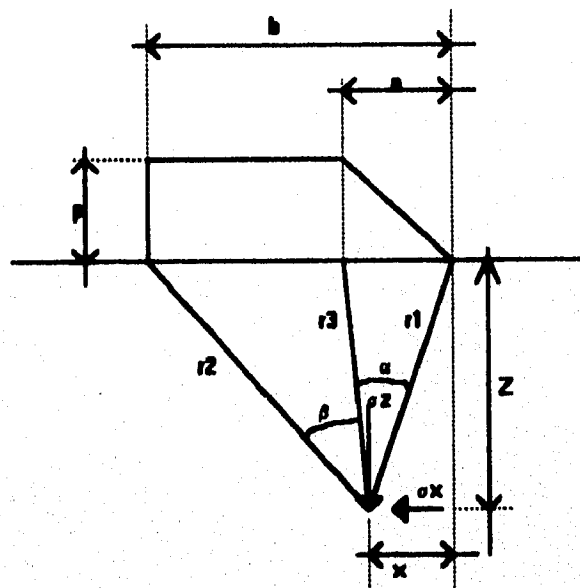


Fig. II.4

Desde luego estas ecuaciones son fácilmente tabulables para el trabajo en un problema práctico, pero para mayor facilidad se incluye una solución gráfica dada por J. O. Osterberg para los puntos indicados.

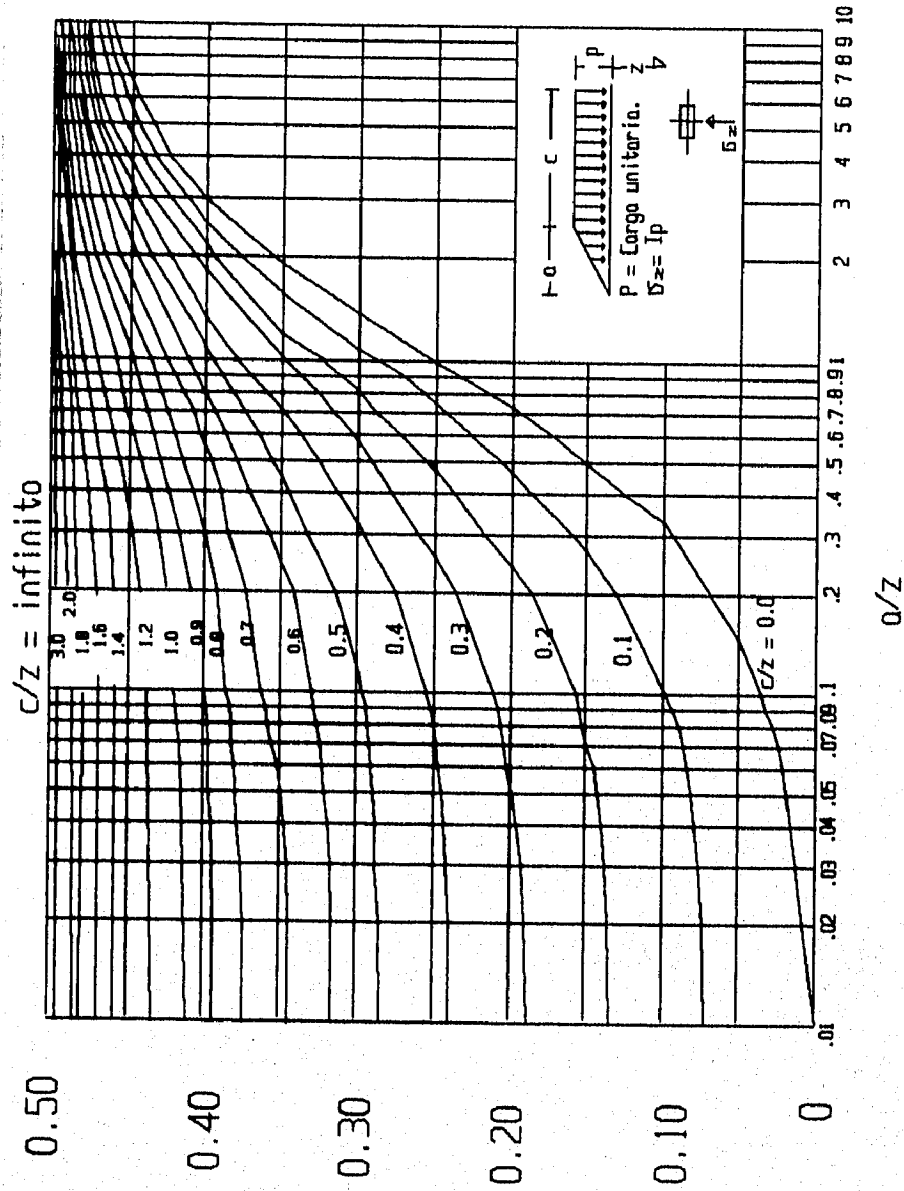


Grafico dado por J. D. Eisterberg

Como dijimos antes esto es lo que nos servirá para resolver nuestro terraplén, cuando queramos resolverlo al centro bastará multiplicar por dos el valor de σ_z obtenida para cada profundidad z , con la gráfica presentada, si se desean calcular los esfuerzos bajo el centro del extremo final de un terraplén supuesto semi-infinito en longitud, bastara aplicar la mitad del valor de σ_z obtenido para el terraplén completo de longitud infinita.

En el caso de que tengamos el nivel freático muy superficial y afecte la resistencia de nuestro suelo tendremos que obtener nuestros esfuerzos efectivos los cuales se obtienen de la ecuación

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

De donde: $\bar{\sigma}$ = Esfuerzo efectivo.

σ = Esfuerzo normal obtenido

u = presión hidrostática $\left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$

11.3.2. El fenómeno de la consolidación.

Este fenómeno se presenta ya que la deformación de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales, además esa deformación no se produce, usualmente en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla con el transcurso del tiempo. Así cuando un estrato de arcilla soporta un edificio puede ser necesario muchos años para que la deformación del suelo se complete.

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumenta las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas en el suelo se le llama proceso de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir solo en dirección vertical; esta es la consolidación unidimensional. En el caso citado arriba, por ejemplo, la consolidación sería de este tipo, considerando que los estratos depositados tienen una gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional, por lo tanto el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Si eventualmente el anterior material depositado llega a subyacer en el lugar donde se construye una estructura y se observa el comportamiento anterior del suelo, podrá notarse que los estratos se comprimen aún más, bajo las nuevas cargas que se les comunican. El que los desplazamientos horizontales de la arcilla sean o no esencialmente nulos, dependerá de varios factores. Si el estrato de arcilla es relativamente delgado y está confinado entre estratos de arena, grava o materiales más rígidos, ocurre que la deformación lateral de la arcilla se restringe tanto que puede desprejarse, en comparación a los desplazamientos laterales.

En estos casos, las características de consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma íntacta como sea posible. Se puede así calcular la magnitud de los asentamientos probables a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidara bajo la carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías de la práctica de la mecánica de suelos, se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio, que en el más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si este es el caso o no, no se sabe en la actualidad. Es posible que el anterior sea uno de los factores que

influyen en el hecho observado de que los asentamientos predichos son mayores que los reales.

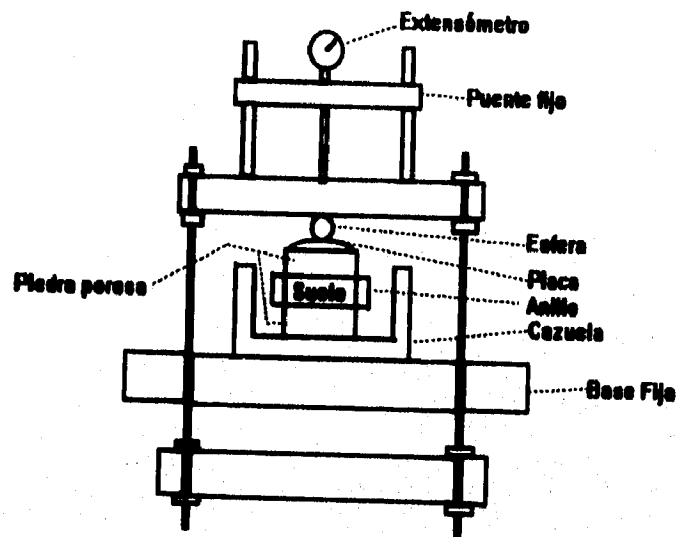


Fig. II.1. Consolidómetro de anillo flotante.

Una prueba de consolidación unidimensional estandar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro apilado, es decir, de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra. Las piedras son de sección circular y de un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro. El consolidómetro mostrado en la figura II.1. es del tipo de anillo flotante.

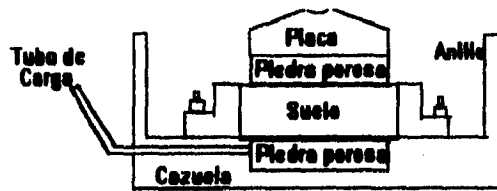


Fig. II.s. Detalle de colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo fijo.

Por medio del marco de carga mostrado en la figura II.r. se aplican cargas a la muestra repartiéndoles uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por una esfera metálica y la placa colocada sobre una piedra porosa superior. Un edensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones del suelo las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre durante un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el edensómetro para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del edensómetro en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtienen para cada incremento de carga aplicada.

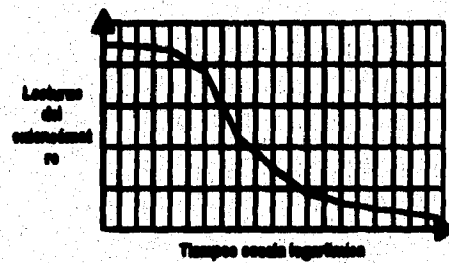


Fig. II.t. Curvas de consolidación.

Una vez que el suelo llega a su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y de las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los valores correspondientes de la relación de vacíos en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una de cada prueba de consolidación completada.

Estas curvas denotan tres tramos que en la figura II.u. se aprecian, los cuales suelen llamarse "A" tramo de recompresión, el tramo "B" se llama tramo virgen y el tramo "C" se llama tramo de descarga.

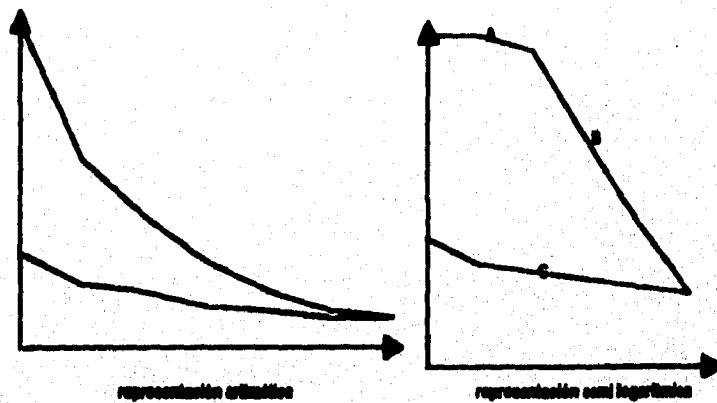


Fig. II.u.

11.3.3. Asentamiento en suelos plásticos compresibles.

La fórmula que permite calcular el asentamiento por consolidación de espesor H es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

Es importante mencionar que en nuestro caso en particular donde nuestro problema es estructurar pavimentos en suelos blandos que como ya dijimos están constituidos por arcillas principalmente el asentamiento que más se nos va a presentar es el ocasionado por la consolidación, es por eso que despreciamos la deformación elástica y la deformación por cambio de forma.

Con la aplicación de la fórmula para el asentamiento por consolidación se recomienda calcular el asentamiento apoyado en la siguiente tabla:

z	I_0	$I_0 W_0$	γ_m	P_0	$P_0 + \Delta P$	e_0	e	Δe	$\frac{\Delta e}{1 + e_0} H$
---	-------	-----------	------------	-------	------------------	-------	---	------------	------------------------------

1. En la columna uno se escriben las profundidades en que deseamos conocer el asentamiento.
2. En la segunda columna escribimos el coeficiente de influencia que se obtiene de la gráfica para el cálculo de esfuerzos verticales debido a la sobrecarga impuesta por una carga trapezoidal de longitud infinita (pag. 45).
3. En la tercera columna se realiza el producto dado por la multiplicación del coeficiente de influencia y la sobrecarga.
4. En la columna cuatro se escribe el peso volumétrico del material en cada profundidad.
5. En la columna cinco es donde se coloca el valor de la presión efectiva (P_0).
6. En la columna seis se realiza la suma de la presión efectiva y el incremento de presión ($\Delta P = I_0 W_0$), obtenido en la columna tres.

7. La siguiente columna es donde se colocan los valores de la relación de vacíos inicial (e_0). Obtenido de las gráficas de compresibilidad.
8. En la columna ocho se escribe el valor de e que es la relación de vacíos al final, el cual también se obtiene de gráficas de compresibilidad.
9. La columna nueve es la que nos da el espacio para escribir los diferentes incrementos de la relación de vacíos de cada estrato.
10. Por último en la columna diez anotamos el asentamiento DH para cada estrato, la cual se enunció con anterioridad.

**PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS
EN SUELOS BLANDOS.**

III.1. MÉTODOS PARA EL MEJORAMIENTO DEL TERRENO NATURAL.

Como sabemos la estructura del pavimento recibe cargas aplicadas sobre la carpeta asfáltica en el caso de los pavimentos flexibles y en la losa de concreto en el caso de los pavimentos rígidos, estas cargas producen esfuerzos los cuales son transmitidos a las capas inferiores, estos esfuerzos producen deformaciones en el terreno natural lo cual se refleja en el comportamiento estructural del pavimento, es por esto que existe la necesidad de estudiar el terreno natural que servirá de apoyo o cimentación para nuestra obra.

Como hemos visto en el presente trabajo nos damos cuenta que nuestro terreno natural es el que presenta el principal problema para la estructuración de pavimentos, ya que esta formado por un suelo arcilloso lo que nos da en consecuencia una baja capacidad de carga y en base a lo observado en los caminos pavimentados con que contamos en la Ciudad de México, nos damos cuenta que es necesario mejorar la calidad de nuestro terreno natural, para que en conjunto con las demás partes del pavimento obtengamos un mejor funcionamiento estructural, para que de este modo podamos garantizar tanto la funcionalidad, calidad, etc. de la obra.

Es por esto que ha continuación describimos los siguientes métodos que en la actualidad se usan y los cuales han mejorado de manera satisfactoria los problemas del funcionamiento estructural de los pavimentos, los cuales son :

1. - Método por sustitución.
2. - Método con suelo cemento.
3. - Método con plantilla de concreto,
4. - Método por compensación.,
5. - Método con empleo de geotextiles.,
6. - Método por preconsolidación del terreno natural,

III.1.1. Método por sustitución.

Cuando nos encontramos suelos con un alto grado de compresibilidad, el funcionamiento estructural no está garantizado, ya que puede sufrir grandes deformaciones debido a los asentamientos del mismo terreno, por lo que en éste método se utiliza una idea tan sencilla como la de extraer el suelo malo y compresible, y sustituirlo por material de mejor calidad. si el espesor de la capa de materiales con alta compresibilidad es menor a un metro se extrae en su totalidad, pero cuando esto no sucede y la capa de material es mucho mayor que un metro, se acostumbra a extraer el material hasta un metro y posteriormente se rellena con otro material de mejor calidad, el cual debe ser granular cuando no este garantizado el drenaje. Este método dará mayor resistencia al suelo, ya que con esta capa de material mejorado se reducirán los esfuerzos que llegaran a los estratos que quedan bajo esta capa de material (fig. III.a.).

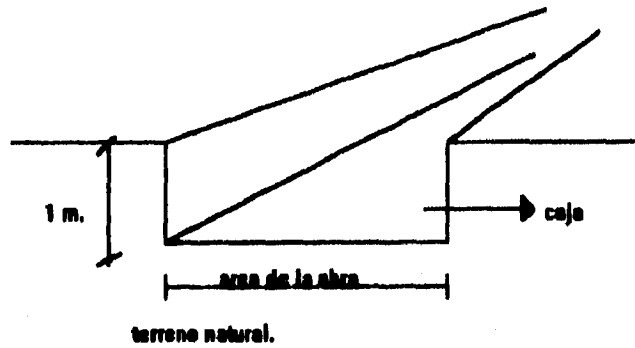


Fig. III.a.

III.1.2. Método con suelo cemento.

Este método consiste en estabilizar el suelo para aumentar así su resistencia en especial el que se encuentra en la zona del lago de Texcoco, éste consiste en excavar una caja en el terreno natural y realizar una mezcla del suelo del sitio con cemento portland, la proporción de cemento es del 2 al 7%. y coloca una plantilla de este material sobre el cual se desplantará la estructura de nuestro pavimento.

III.1.3. Método con plantilla de concreto.

Como en el método anterior se excava una caja en el terreno natural y se coloca una plantilla de concreto hidráulico de $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$, ya sea como concreto simple o un concreto reforzado con una malla de acero electrosoldada.

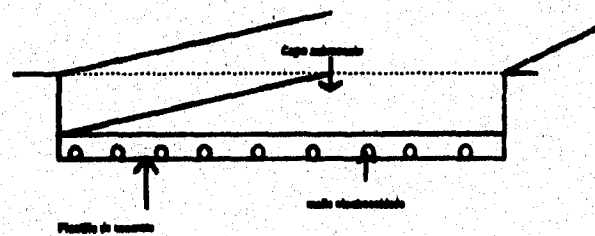


Fig III.b

III.1.4. Método por compensación.

La construcción del aeropuerto internacional de la ciudad de México, el cual se encuentra en terrenos disecados del lago de Texcoco con el cual se inicio hacia 1925 usando técnicas tradicionales, sin tomar en cuenta la consistencia del terreno natural, así, es lógico que la mayor longitud de sus pistas hayan sufrido grandes deformaciones, y, por tanto, en forma constante se tienen trabajos de nivelación; sin embargo, se ha implementado un procedimiento de compensación de peso.

Dicho procedimiento consiste en abrir una caja de 1.5 m. a 2.0 m. de profundidad a lo largo y ancho de la zona en que se realizara el camino y se rellena con un material ligero comúnmente tezontle el cual tiene una densidad de 0.7 a 1.2. De tal manera que el peso del pavimento más el peso del material de relleno se aproxime al peso del material extraído. Las excavaciones y los rellenos se realizan en forma saltada, esto es para disminuir los problemas de excavación y el bombeo del agua que brota debido a la poca profundidad del nivel de aguas freáticas. La distribución y el proporcionamiento del material se realiza de la siguiente forma: el tezontle o material ligero que se utilice se coloca en el 70% del ancho excavado, en la parte central y las partes extremas las cuales corresponden al 30% restante se rellenan con grava-arena densa, proveniente de un deposito de mina. Como se observa en la ilustración III.c. Con esto se uniformizan las deformaciones transversales, pues si sólo se utilizara tezontle u otro material de baja densidad, se presentará una deformación hacia el centro que resultará muy perjudicial (fig. III.b.).

III.1.5. Método con empleo de geotextiles.

Es muy usual, al construir terraplenes sobre suelos blandos, que pueden ser fondos de lagos antiguos, zonas pantanosas, zonas de inundación, es que parte del material de relleno, pudiéndose llegar a que este volumen sea muy grande; últimamente para reducir este volumen se han empezado a utilizar los geotextiles, los cuales son colocados directamente sobre el terreno natural ya desmontado; con esto se han reducido

hasta un 60% las incrustaciones con lo que se logra una importante reducción en el peso del material de relleno que se colocará sobre el terreno natural, arrojando como consecuencia una reducción en las deformaciones que pueda sufrir posteriormente nuestro pavimento.

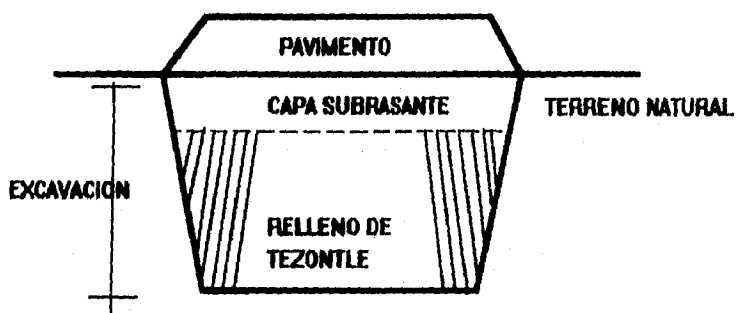


Fig. III. c.

Esta técnica en combinación con algunas de las mencionadas han dado buenos resultados en la construcción en accesos de puentes principalmente, un ejemplo de esta técnica fue la que se dio en la construcción del periférico oriente en el municipio de Netzahualcoyotl, hasta ahora con buenos resultados.

III.1.6. Método por preconsolidación del terreno natural.

En este método se construye el terraplén con suficiente anticipación a las obras de pavimentación o se tira material con un peso mucho mayor al requerido para la obra, en el cual se retira posteriormente el excedente dejando solo el necesario, con lo cual se logrará una consolidación previa del terreno natural, y esto nos dará como resultado que cuando se comiencen las obras de pavimentación el asentamiento que se presentará será mínimo, así de este modo cuando la obra ya este funcionando no se presentarán problemas de falla estructural ya que las deformaciones que se puedan presentar, el pavimento las podrá absorber adecuadamente.

Este método es muy ventajoso en la construcción de pavimentos sobre todo en accesos y pasos a desnivel, pero nos presenta una limitante muy grande que es el tiempo ya que para poder aplicar este método es necesario contar con el tiempo suficiente para que se logre un asentamiento satisfactorio como para desplantar nuestro pavimento sobre esta área (fig. III.c.).

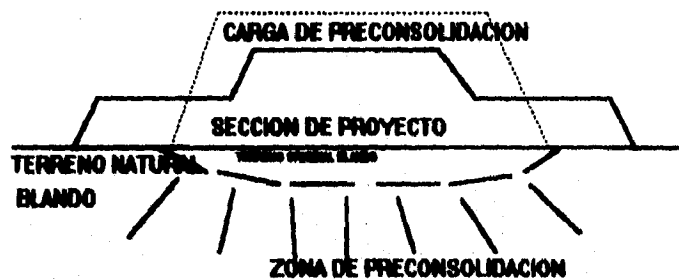


Fig. III. c.

III.1.7. Procedimiento de construcción en el terreno natural.

El procedimiento de construcción en el terreno natural consta de tres fases que son: desmonte, despalme y compactación, si se requiere.

Desmonte

El desmonte consiste en quitar toda la vegetación dentro del derecho de vía; en caso de que al desentrajar quedan hoyos, éstos se rellenan con material de mejor calidad, compactando adecuadamente.

Despalme

Una vez desmontado nuestro terreno natural se procede a extraer la capa de material que contenga materia vegetal; el espesor de esta capa varía de 10 a 50 cm. y puede llegar a un metro si se tiene un espesor fuerte de material altamente compresible.

Compactación

En seguida, solo si se requiere, se compactará el terreno natural, y cuando se hace, en general, se llega al 90% de PVSM.

La capacidad de carga del terreno natural es fundamental en la elección de la ruta del camino, cuando estos son de bajo costo es más conveniente rodear las zonas pantanosas, fondos de lagos antiguos; los cuales tienen baja resistencia al corte, pero en nuestro caso que es necesario construir sobre estos terrenos se buscarán soluciones con la ayuda de la geotécnica implementando uno o varios de los métodos para el mejoramiento de las terracerías anteriormente mencionados, también cuando tenemos que construir caminos tipo A o autopistas se justifica el empleo de los métodos anteriores.

III.1.8. Terracerías.

Podemos decir que las terracerías son los volúmenes de materiales que se extraen o sirven de relleno para la construcción de una vía terrestre, cuando la extracción se realiza a lo largo de la línea de obra y este material sirve para la construcción de los terraplenes o los rellenos se dice que tiene terracerías compensadas, cuando no se utilizan los volúmenes de corte se dice que es desperdicio. Si el volumen del material que se extrae sobre la línea de la obra no es suficiente para construir los terraplenes o los rellenos y es necesario extraerlo fuera de la línea de obra, se recurrirá a las zonas de préstamo; cuando el acarreo es de 10 a 100 m. se le denomina préstamo lateral y a mayores distancias préstamo de banco.

Las terracerías en terraplén se dividen en dos zonas que son: el *cuerpo del terraplén*, que es la parte inferior, y la *capa subrasante* la cual va arriba del cuerpo del terraplén, esta capa subrasante debe contar con un espesor mínimo de 30 cm. (fig. III.d.).

Cuando se estima que se va a presentar un tránsito sobre el camino mayor a 5000 vehículos diarios se coloca una capa de 50 cm. de material compactable sobre el cuerpo del terraplén la cual se denomina *capa subyacente* (fig. III.e.).

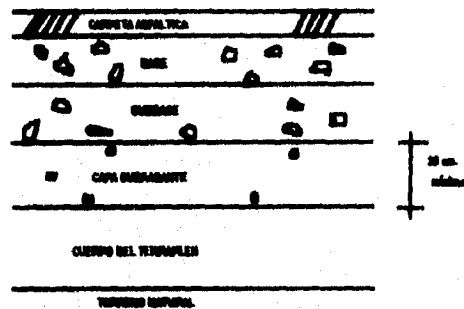


Fig. III.d.

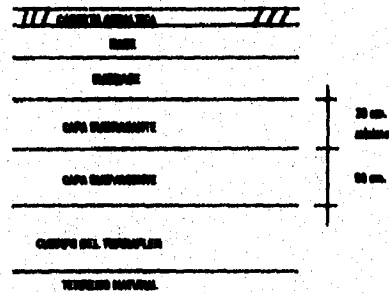


Fig. III.e.

III.1.9. Cuerpo del terraplén.

La función principal del cuerpo del terraplén en la estructura de un pavimento es la de dar la altura necesaria para satisfacer las especificaciones del proyecto geométrico, principalmente lo que respecta a la pendiente longitudinal, así como la de transmitir los esfuerzos en forma adecuada de acuerdo a la resistencia de nuestro terreno natural.

Los materiales que se utilizan en la construcción de esta capa se clasifican en dos, que son: los compactables y los no compactables, aunque todos los materiales son susceptibles a compactarse esta clasificación se hace en base a la facilidad de los materiales a ser compactados con los métodos usuales, así como para medir el grado alcanzado.

Se dice que un material es compactable, cuando después de desmenuado tiene menos del 20% de retenido en la malla de 7.5 cm. (3"), pero menos del 5% de retenido en la malla de 15 cm. (6"). Los materiales no compactables son los que no tienen las características anteriores.

Por lo mencionado en el mejoramiento del terreno natural nos damos cuenta que para la construcción del cuerpo del terraplén podemos utilizar una combinación de materiales compactables con materiales no compactables como en el caso del método de compensación, en los demás métodos podemos utilizar cualquiera de los dos tipos de materiales con la condición de que cumplan con los objetivos que el método busca.

Construcción del cuerpo del terraplén.

En nuestros suelos blandos el acomodo del material para la construcción de esta capa se realizará de las siguientes formas:

- Si nuestros materiales son compactables se les aplicará dicha compactación, utilizando el equipo adecuado según la calidad del material que por lo general el grado de

compactación de este tipo de material en los terraplenes es del 90% y el espesor de las capas es de acuerdo al equipo de construcción.

- Cuando los materiales no son compactables, se forma una capa con un espesor casi igual al tamaño de los fragmentos de roca; pero no menor de 15 cm., se recomienda pasar sobre estos materiales un tractor de orugas, tres veces por cada punto de la superficie con movimientos en zig-zag; para mejorar el acomodo se recomienda agregar agua proporcionando su cantidad de 100 lt. por metro cúbico de material.

Cuando sea necesario colocar la capa subsiguiente se le dará el tratamiento de compactación a esta capa hasta llegar al 95% del PVSM.

III.1.10. Capa subsiguiente.

Características de los materiales de la capa subsiguiente:

Espesor de la capa: 30 cm. mínimo.

Tamaño máximo del agregado: 7.5 cm. (3").

Grado de compactación: 95% del PVSM.

Valor relativo de soporte (VRS): 15% mínimo.

Expansión máxima: 5%.

Estos dos últimos valores se obtiene por medio de la prueba Porter Estandar, la cual se menciona en el capítulo cuatro de este trabajo. Actualmente las especificaciones marcan para las dos últimas características valores de 5% mínimo y 5% máximo respectivamente, sin embargo estas características deben apegarse a la función que tendrá esta capa en la obra.

Esta capa debe de cumplir con las funciones de:

- Recibir y resistir las cargas de tránsito, que le son transmitidas por el pavimento.
- Transmitir y distribuir adecuadamente las cargas del tránsito al cuerpo del terraplén.
- Evitar las imperfecciones de la cama de los cortes y que se reflejen en la superficie de rodamiento.
- Impedir que cuando las terracerías estén constituidas por materiales finos y plásticos contaminen a los granulares del pavimento.
- Evitar que los materiales granulares del pavimento se pierdan entre los gruesos del pedraplén.
- Uniformizar espesores de pavimento y economizar espesores.

Construcción de la capa subrasante.

Cuando se construye esta capa sobre terrapienes lo más recomendable es realizarla en dos capas de 15 cm. y compactarlas al 95% del PVSM. Cuando nuestro material de corte no es adecuado para usarlo en la subrasante, se abre caja de 30 cm. y se construye como cuando hay terraplén, si es adecuado el material de corte se escarifican los últimos 15 cm., se le agrega la humedad óptima y se compacta al 95% del PVSM.

Es necesario que nuestra capa subrasante cumpla con las siguientes especificaciones:

- Que coincida con la línea subrasante del proyecto geométrico.
- Que cumpla con las especificaciones de la pendiente longitudinal.
- Tener la suficiente altura para que aloje las obras de drenaje y el agua capilar no afecte el pavimento y es necesario que no ocasione acarreos costosos.

III.2. PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Como sabemos un pavimento es un conjunto de capas de materiales seleccionados que tiene la finalidad de proporcionar una superficie de rodamiento adecuada para el tránsito que sobre ella se efectúa, por lo que es necesario que los esfuerzos que recibe los transmita adecuadamente a las terracerías evitando así deformaciones en la estructura propiciando así un mejor funcionamiento de la obra vial. Dentro de los pavimentos existen dos tipos que son: pavimentos flexibles y pavimentos rígidos.

Los pavimentos flexibles son aquellos cuya carpeta asfáltica se pliega a pequeñas deformaciones de las capas inferiores sin llegar a una falla estructural, se caracteriza porque los esfuerzos se transmiten por medio de las características de cohesión y fricción de las partículas que constituyen estas capas.

Sobre la capa subrasante se construye el pavimento y en el caso de los pavimentos flexibles estos constan de tres capas: la subbase, la base y la carpeta, generalmente, ya que en ocasiones la subbase no se requiere.

A continuación hablaremos en general de las características generales de las bases y las subbases.

III.2.1. Bases y subbases.

Las bases y las subbases tienen finalidades y características semejantes, solo que las bases cuentan con mayor calidad. Las funciones de estas capas son:

- Recibir y resistir las cargas de tránsito a través de la capa que constituye la superficie de rodamiento.
- Transmitir adecuadamente distribuidas estas cargas a las terracerías.
- Impedir que la humedad de las terracerías ascienda por capilaridad.

En caso de que haya una introducción de agua por la parte superior permitir que esta descienda hasta la capa subrasante en la que por el efecto de bombeo o sobreelevación, salga hacia el exterior.

En el caso de una subbase para un pavimento flexible su función, es de carácter económico ya que se trata de formar el espesor requerido del pavimento con el material más barato posible. Todo el espesor podría construirse con un material de base pero se prefiere hacer la base más delgada y sustituirla en parte por una capa más barata y de menor calidad (subbase), aunque se aumente el espesor porque lógicamente entre menor sea la calidad del material colocado el costo será menor.

La subbase también nos sirve como transición entre el material de la subrasante y el de la base, logrando así que el cambio no sea tan brusco evitando de este modo que los materiales de la base no se pierdan en los de la subrasante ya que generalmente son materiales más gruesos que los de base.

Las características para los materiales de subbase se presentan en la fig. III.g.

Cuando los materiales para subbase no satisfacen los requerimientos generales de plasticidad concretamente, es posible estabilizarlos con cal, cemento y productos asfálticos.

En general los materiales para subbase deben de contar con dos cualidades principalmente que son: resistencia friccionante y la capacidad drenante, la primera garantiza el buen comportamiento en cuanto a deformabilidad y la segunda ayuda al mejor desalojo del agua que se filtre por las capas superiores y protegerá del agua que esciende por capilaridad.

MATERIALES DE SUBBASE

Características	Zonas en que se clasifica el material de acuerdo con su granulometría		
	1	2	3
Contracción lineal en % (Máx.)	6.0	4.5	3.0
Valor cementante para materiales angulosos en Kg/cm^2 (Mín.)	3.5	3.0	2.5
Valor cementante para materiales redondeados y lisos en Kg/cm^2 (Mín.)	5.5	4.5	3.5
Valor relativo de soporte estándar saturado, en %	50 Mín.		
Equivalente de arena, en %	20 Mín. (Tentativo)		

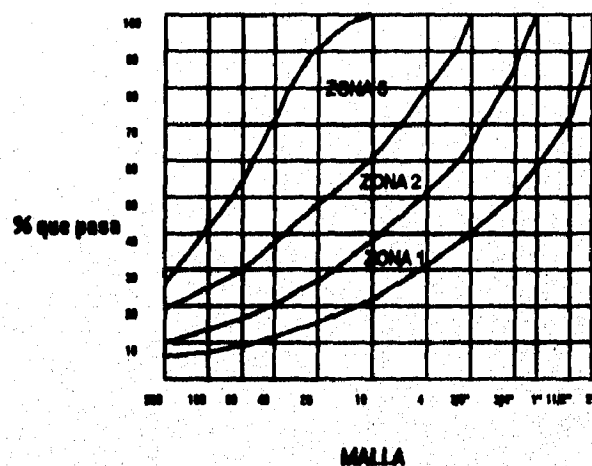


Fig. III.g. Características de calidad que deben reunir los materiales que se utilizarán en la subbase.

Para la capa de subbase los espesores dependen del proyecto pero generalmente se considera de entre 12 y 15 cm.

En lo que a la base respecta en cuanto a su función económica es análoga a la de la subbase, ya que la base permite reducir el espesor de la carpeta, que es más costosa. La función principal que tiene la base es estructural, ya que ésta resiste la acción de las cargas del tránsito y transmite los esfuerzos con una intensidad adecuada. De la misma forma que la subbase, la base presenta la indispensable función que es la de drenar, que resulta muy importante en nuestra estructura.

Las características del material del cual debe estar hecho la base se presentan en la figura III.h.

MATERIALES DE BASE

Características	Zonas en que se clasifica el material de acuerdo con su granulometría		
	1	2	3
Límite líquido en % (Máx.)	30	30	30
Contracción lineal en % (Máx.)	4.5	3.5	2.0
Valor cementante para materiales angulosos, en Kg/cm ² (Mín.)	3.5	3.0	2.5
Valor cementante para materiales redondeados y lisos en Kg/cm ² (Mín.)	5.5	4.5	3.5

MATERIALES DE BASE

Para emplearse en	Intensidad de tránsito en ambos sentidos	Valor relativo de soporte estándar	Equivalente de arena (tentativo)	Índice de durabilidad (tentativo)
Carreteras	Hasta 1000 vehículos pesados al día (Mín.)	80	30	35
	Más de 1000 vehículos pesados al día (Mín.)	100	50	40
Aeropistas para aeronaves con peso total	Hasta 20 ton (mín.)	80	35	35
	Más de 20 ton (mín.)	100	50	40

Bases cementadas.

Quando se vaya a presentar un Tránsito Diario Promedio Anual, TDPA < 3000 vehículos, y el material que se va a utilizar en la construcción de la base no satisface el requerimiento del valor cementante, éste se puede estabilizar o mejorar mediante materiales de baja plasticidad, como son los materiales silíceos, los caliches o arenas limosas, con un índice plástico menor del 18% o contracción lineal menor a 6.5%; esta incorporación se logra mezclando ambos materiales en forma mecánica.

Bases mejoradas con cemento Portland, cal o asfalto.

Las bases que se construyen para soportar carpetas de concreto asfáltico deben contar con un módulo de elasticidad semejante al de la carpeta por lo que es necesario estabilizarlas, ya que de lo contrario con cualquier deformación de la base la carpeta se puede agrietar en forma prematura.

Para mejorar nuestras bases se puede agregar cal, cemento o asfalto; si agregamos cemento (si el TDPA > 3000 vehículos se agrega de 5 a 15% de cemento Portland) alcanzamos una resistencia mayor, pero sin embargo es posible que en nuestra base aparezcan grietas parecidas al del concreto hidráulico, estas grietas forman cuadros de cinco a siete metros las cuales se reflejan en el concreto asfáltico, pero las cuales no llegan a ser fallas de importancia, por lo que es necesario en estos casos dar el riego de sello después de que se haya presentado éste agrietamiento, con lo que se logra un buen calafateo de estas grietas.

Cuando utilizamos el método de suelo mejorado el cual se logra incorporando cal (si el TDPA > 3000 vehículos se agrega de 2 a 7% de cal) a nuestro material de base se presentan menos problemas que utilizando el método anterior de suelo cemento, pero lógicamente se tiene menos resistencia. Por lo que se debe de tomar en cuenta la estructuración del pavimento y corregir los espesores de acuerdo a la calidad de nuestros materiales.

Con la misma finalidad de tener una base con características semejantes a las del concreto asfáltico se pueden construir bases negras agregando asfalto, estas bases se pueden producir en plantas en frío utilizando FR3 o emulsiones, y también se pueden producir en caliente con cemento asfáltico, lo cual es más recomendable, pero debido a su costo es menos común; en estas bases se usan materiales pétreos hasta de 4 cm. (1.5") ó 5 cm. (2") de tamaño máximo y con 40% menos de asfalto que para el utilizado para carpetas.

Procedimiento de construcción para bases y subbases.

1. *Exploración y muestreo.* Se buscan posibles bancos de materiales en depósitos como playones de ríos y arroyos, aglomerados, conglomerados, roca sana y fracturada y se toman las muestras necesarias.

2. **Pruebas de laboratorio.** Granulometría, valor cementante, límites y contracción lineal, equivalente de arena e índice de durabilidad. Y en función del análisis e interpretación de resultados recomendar su uso.
3. **Extracción y acarreo de materiales.** El tipo de extracción dependerá de la consistencia del material, si son materiales sueltos o poco cementados se pueden extraer con paletas manuales o mecánicas y en los materiales fuertemente cementados o rocas se emplean explosivos.
4. **Tratamientos previos.** Consiste en la trituración total o parcial, cribado o disgregación.
5. **Acarreo a la obra.** Se lleva a la obra por medio de camiones, como en general se requieren dos tipos de materiales diferentes se deben de tirar de tal forma que se facilite el mezclado. Se formara un camellón de sección constante para verificar que no nos haga falta material y en su caso hacer un recargue.
6. **Tratamientos en la obra.**
 - **Disgregación.** Se busca con esta operación eliminar los grumos para así homogeneizar mejor los tamaños.
 - **Mezcla.** Se debe de realizar buscando una mejor incorporación entre nuestros materiales.
 - **Estabilización.** Se realizará si es necesaria utilizando cualquiera de los métodos ya mencionados, los cuales son incorporando cemento, cal o asfalto.
7. **Compactación.** Se le agrega al camellón la humedad óptima en varias pasadas de la pipa y ya que alcanzamos esta humedad se pasa el material de un lado a otro de la corona hasta que se vea el mismo color para distribuir de forma uniforme la humedad. Se procede a compactar con rodillo liso hasta el 95% del PVS.M.
8. **Riego de impregnación.** Se deja crear la base durante una semana, se barre y se aplica el riego de impregnación a razón de 1.5 lt/m^2 , se deja reposar una semana para que penetre a la base de 3 mm. a 15 mm.

III.2.2. Carpeta asfáltica.

En el tema siguiente trataremos lo relacionado a las carpetas del pavimento flexible por lo que es necesario que sepamos a que nos referimos cuando mencionamos la palabra carpeta la cual podemos definir de la siguiente forma:

De acuerdo a las funciones de esta capa que consiste en proporcionar la superficie de rodamiento, recibir y resistir los esfuerzos de tránsito y a su vez transmitir en forma adecuada y distribuida esos esfuerzos a la base, por lo que se requerirán materiales pétreos duros, durables y resistentes.

En este tipo de carpetas el aglutinante que se utiliza es un producto asfáltico, el cual puede ser de los siguiente tipos :

- Cemento asfáltico.
- Reblados asfálticos.
- Emulsiones asfálticas.

Cemento asfáltico.

Es el último residuo de la destilación del petróleo, a temperatura ambiente es sólido, de color negro o café muy oscuro, es necesario calentarlo a 140 °C para poder mezclarlo con los materiales pétreos, el más utilizado es el cemento del número 6, pero a continuación se dan las especificaciones correspondientes a los cementos asfálticos.

Características	Cemento asfáltico			
	Núm. 3	Núm. 6	Núm. 7	Núm. 8
Penetración, 100g 5s, 25°C, grados	180 - 200	80 - 100	60 - 70	40 - 50
Viscosidad Saybolt - Furol a 135°C, s, mínimo	80	85	100	120
Punto de inflexión (sepa abierta de Cleveland) °C mínimo.	220	232	232	232
Punto de reblandecimiento, °C.	37 - 43	45 - 52	48 - 58	52 - 60
Dureza, 25°C, cm., mínimo	80	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, % mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5
Prueba de la pelota delgada, 50 cm^3 , 5 h, 100°C:				
Penetración retenida, % mínimo.	40	50	54	58
Pérdida por calentamiento, %, máximo	1.4	1.0	0.8	0.8

Rebajados asfálticos.

Por la dificultad de trabajar el cemento asfáltico a 140 °C se vuelve necesario fluidificarlo para usarlo a temperaturas menores por lo que se producen los rebajados asfálticos así como las emulsiones asfálticas.

Los rebajados se fabrican diluyendo el asfalto en gasolina, tractorina, diesel o aceites ligeros dependiendo del tipo de fraguado que queramos, en el primer caso se obtienen los rebajados de fraguado rápido (FR), en el segundo caso rebajados de fraguado medio (FM) y en los últimos dos casos los de fraguado lento (FL), estos rebajados (FR, FM y FL), se producen con diferentes proporciones de cemento asfáltico (entre el 50% y el 80%) y los correspondientes de solventes (entre el 20% y el 50%). Para cada uno de los rebajados se tienen especificados cinco tipos que se numeran del 0 al 4, teniendo mayor denominación los que tienen mayor cantidad de asfalto. Algunas de las especificaciones de los rebajados se muestran en la siguientes tablas, al mezclar los rebajados y los cementos con los pétreos estos deben estar bien secos porque de lo contrario no habrá adherencia.

Asfaltos rebajados de fraguado rápido.

CARACTERÍSTICAS	GRADO				
	FR - 0	FR - 1	FR - 2	FR - 3	FR - 4
PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag), °C mínimo.					
Velocidad Saybolt - Furol :			27	27	27
A 29°C, seg.	75 - 150				
A 50°C, seg.		75 - 150			
A 80°C, seg.			100 - 200	250 - 500	
A 121°C, seg.					125 - 250
Destilación : % del total destilado a 380°C.					
Hasta 48°C, mínimo.					
Hasta 48°C, mínimo.	15	10			
Hasta 48°C, mínimo.	55	50	40	25	8
Hasta 48°C, mínimo.	75	70	85	56	40
Residuo de la destilación a 380°C, % del volumen total por diferencia, mínimo.	90	88	87	83	80
Agua por destilación, %, mínimo.	50	60	67	73	78
	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACIÓN.					
Penetración, grados.	80 - 120	80 - 120	80 - 120	80 - 120	80 - 120
Ductilidad en cm, mínimo.	100	100	100	100	100
Estabilidad en laboratorio de ensayo, %, mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

Asfalto rebajado de fraguado medio

CARACTERÍSTICAS	GRADO				
	FM - 0	FM - 1	FM - 2	FM - 3	FM - 4
PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag), °C mínimo	38	38	68	68	68
Velocidad Saybolt - Furol :					
A 29 °C, seg.	75 - 150				
A 50 °C, seg.		75 - 150			
A 80 °C, seg.			100 - 200	250 - 500	
A 121 °C, seg.					125 - 250
Destilación : % del total destilado a 380 °C					
Hasta 228 °C, mínimo	25	20	10	5	0
Hasta 280 °C,	40 - 70	25 - 65	15 - 55	5 - 40	30 máx.
Hasta 315 °C,	75 - 85	70 - 80	60 - 67	55 - 65	40 - 60
Residuo de destilación a 380 °C, % del volumen total por diferencia, mínimo.	60	60	67	73	78
Agua por destilación, %, mínimo.	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACIÓN.					
Penetración, grados.	120 - 300	120 - 300	120 - 300	120 - 300	120 - 300
Ductilidad, cm, mínimo.	100	100	100	100	100
Estabilidad en laboratorio de ensayo, %, mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

Emulsiones asfálticas.

Estos son los productos asfálticos que se pueden mezclar con los pétreos húmedos, en las emulsiones el cemento asfáltico por medio de un emulsificante y un estabilizador se encuentra en suspensión en agua, es por esto que de acuerdo al emulsificante usado se tiene las emulsiones *aniónicas* y *cationicas*. Las emulsiones pueden ser de fraguado medio y rápido, en las figuras se dan las normas correspondientes.

Emulsiones asfálticas aniónicas.

CARACTERÍSTICAS	GRADO				
	Rompimiento rápido		Rompimiento medio	Rompimiento lento	
	RR - 1	RR - 2	RM - 2	RL - 1	RL - 2
PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO					
Viscosidad Saybolt - Furol a 50°C, seg.	20 - 100		100 mín.	20 - 100	20 - 100
Viscosidad Saybolt - Furol a 20°C, seg.		75 - 400			
Residuo de la destilación, % en peso, mínimo.	57	62	62	57	57
Acidimetro en 5 días, diferencia en %, máximo		3	3	3	3
Estabilidad	3				
35 ml. de 0.02N Co Cl ₂ , % mínimo.	80	50			
50 ml. de 0.10 N Co Cl ₂ , % mínimo.			30		
Retenido en la malla n.º 20, % mínimo.	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Miscibilidad con cemento portland, % mínimo.				2.0	2.0
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACIÓN.					
Penetración, 25°C, 100 g, 5 segundos grado.	100 - 200	100 - 200	100 - 200	100 - 200	40 - 60
Estabilidad en laboratorio de carbonos, % mínimo.	87.5	87.5	87.5	87.5	87.5
Densidad, 20°C, seg. mínimo.	40	40	40	40	40

Nota: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de 30% al bajar su temperatura de 20°C a 10°C, ni bajar más de 30% al subir su temperatura de 20°C a 40°C

Emulsiones asfálticas catiónicas.

CARACTERÍSTICAS	GRADO					
	Rendimiento rápido		Rendimiento medio		Rendimiento lento	
	RR - 2K	RR - 3K	RM - 2K	RM - 3K	RL - 2K	RL - 2K
PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO						
Viscosidad Saybolt - Furol, 20°C, seg.	20 - 100	100 - 400	50 - 500	50 - 500	20 - 100	20 - 100
Viscosidad Saybolt - Furol, 50°C, seg.						
Residuo de la destilación, % en peso, mínimo	80	85	80	85	87	87
Acidimetrico en 5 días, diferencia en % Mlx.	5	5	5	5	5	5
Retardo en la red. Mín. 20 %, máx.	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Cubrición del agregado (en condiciones de trabajo). Prueba de resistencia al agua.						
Agregado seco, % de cubrición, mín.			80	80		
Agregado húmedo, % de cubrición, mín.			80	80		
Miscibilidad con cemento portland, %, máx.					2	2
Carga de la partícula.	positiva	positiva	positiva	positiva		
pH, máx.					6.7	6.7
Dispersión en volumen, % máx.	3	3	20	12		
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACIÓN						
Penetración, 20°C, 100 g. 5 seg., grados.	100 - 280	100 - 280	100 - 280	100 - 250	100 - 250	40 - 80
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mín.	87	87	87	87	87	87
Densidad, 20°C, cm, mínimo.	40	40	40	40	40	40

Nota : La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de 30% al bajar su temperatura de 20°C a 10°C, ni bajar más de 30% al subir su temperatura de 20°C a 40°C.

En la actualidad se pueden construir tres tipos de carpetas las cuales son:

- Tipos de carpetas
- 1.- Por el sistema de riegos.
 - 2.- Mezcla asfáltica en el lugar.
 - 3.- Mezcla en planta o en caliente.

Carpeta por el sistema de riegos.

El primer tipo de carpeta consiste en un sistema de tres riegos en donde está constituido por una serie de capas sucesivas de productos asfálticos y pétreos sobre la base ya impregnada.

Procedimiento de construcción.

1. Sobre la base impregnada se realiza un primer riego de producto asfáltico y este riego se cubre con otro de material pétreo, el tamaño de éste será el más grande que se vaya a emplear.
2. Posteriormente se le da un acomodo con un compactador de rodillo liso de 10 Ton. haciendo tres cubrimientos de la superficie.
3. De forma sucesiva se realizará el mismo procedimiento en las dos capas siguientes, en donde el material pétreo se le irá reduciendo de tamaño de manera sucesiva, de tal forma que el último riego de material pétreo sea el de menor tamaño.
4. Se deja una semana para que fragüe el producto asfáltico (es decir, que se evaporen los solventes).
5. Por medio de un barrido manual o mecánico, se retira el material fino que no se haya adherido al resto de la estructura. Esto es muy importante para evitar contratiempo a los usuarios, pues cuando no se realiza este barrido o se hace en forma defectuosa, se pueden romper los parabrisas con las partículas que son expedidas hacia atrás por las llantas de los vehículos.

El procedimiento constructivo descrito anteriormente es para un sistema de tres riegos, y los materiales pétreos que se utilizan tiene granulometría de tipo uniforme, es decir, de una gama corta de tamaños, como se muestra en la siguiente tabla :

Especificaciones granulométricas para materiales pétreos que se empleen en carpetas asfálticas por el sistema de riegos o para riegos de sello.

DENOMINACION DEL MATERIAL PETREO	POR CIENTO QUE PASA LA MALLA								
	32.0 mm. (1 1/2")	25.4 mm. (1")	19.0 mm. (3/4")	12.7 mm. (1/2")	9.51 mm. (3/8")	6.35 mm. (1/4")	4.76 mm. (Núm. 4)	2.38 mm. (Núm. 8)	0.420 mm. (Núm. 40)
1	100	95 mín.		5 máx.		0			
2			100	95 Min.		5 Máx.		0	
3 - A				100	95 Min.			5 Máx.	0
3 - B					100	95 Min.		5 máx.	0
3 - C				100	95 Min.		5 Máx.	0	

También se tienen carpetas de dos y un riego para las que el procedimiento de construcción es semejante, solo que se omiten ya sea uno o dos de los ciclos de construcción mencionados los cuales son el material 1 para la carpeta de 2 riegos y los materiales 1 y 2 para la de un riego. Las cantidades aproximadas de material pétreo y cemento asfáltico se muestran en la figura.

Carpeta	Materiales	1ª Capa $\left(\frac{1}{m^2}\right)$	2ª Capa $1\left(m^2\right)$	3ª Capa $1\left(m^2\right)$
3 riegos	Cemento asfáltico, pétreo.	0.6 - 1.1 # 1 : 20 - 25	1.1 - 1.4 # 2 : 8 - 12	0.7 - 2.0 # 3 : 6 - 8
2 riegos	Cemento asfáltico, pétreo.	0.6 - 1.0 # 2 : 8 - 12	0.8 - 1.1 # 3 : 6 - 8	
1 riego	Cemento asfáltico, pétreo.	0.6 - 1.0 # 3 : 6 - 11		

Cantidades de material pétreo y cemento asfáltico que se recomiendan para la construcción de carpetas por el sistema de riegos. Para conocer la cantidad de asfalto rebajado o emulsificado, la cantidad aceptada de cemento asfáltico, se divide entre el porcentaje de este material contenido en el producto asfáltico y es el resultado de una prueba de destilación.

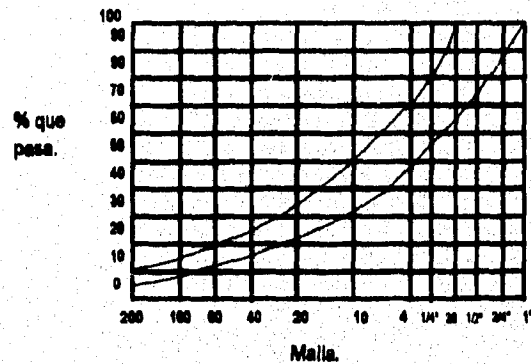
Para la construcción de estas carpetas de riegos se utiliza rebajado de tipo FR3 y emulsiones de fraguado medio, en la tabla anterior se dan las cantidades de cemento asfáltico necesarias para calcular la cantidad de producto líquido, se deberá dividir la cantidad escogida, entre el porcentaje en decimal, de la cantidad de cemento asfáltico que está contenido en el producto que se vaya a utilizar, de acuerdo con la prueba de

destilación correspondiente. La cantidad apropiada de producto asfáltico que se deba utilizar es recomendable que se obtenga por medio de pruebas variando las cantidades entre los rangos recomendados en la tabla anterior y elegir las proporciones que mejor se comporten.

Carpetas de mezcla asfáltica en el lugar o en frío.

Este tipo de carpetas se construyen con materiales pétreos de granulometría continua, las normas establecen dos zonas que se muestran en la sig. tabla :

Material se retiene		Constante de área m ² /Kg.
Pasa malla	en malla	
38.1 mm. (1½")	19.05 mm. (¾")	0.27
19.05 mm. (¾")	Núm. 4	0.41
Número 4	Núm. 40	2.05
Número 40	Núm. 200	15.38
Número 200		53.30



La granulometría de los agregados pétreos deben tener una forma semejante a la que marcan las fronteras entre las zonas; el material pétreo en este método se mezcla a temperatura ambiente; se puede utilizar rebajado asfáltico FR3 (que se calienta a la temperatura adecuada) o emulsión de fraguado medio, la mezcla se puede realizar con motoconformadoras o mezcladoras semifijas.

En este método para obtener nuestro contenido óptimo de asfalto recurrimos a la prueba de compresión sin confinar de la cual se hablara más ampliamente en el siguiente capítulo (Compresión simple sin confinar para obtener óptimos de asfalto).

Procedimiento de construcción de mezclas asfálticas en el lugar.

1. *Elección de bancos de materiales.* Este tiene la finalidad de explorar en la zona de proyecto para poder localizar los posibles bancos de materiales que se encuentren, se buscan materiales duros, durables y resistentes, estos materiales pueden ser de ríos, arroyos, minas, bancos de conglomerados y rocas.
2. *Pruebas de laboratorio.* Se realiza la prueba de desgaste de "Los Angeles", granulometría, contracción lineal, forma de la partícula, absorción, densidad y compresión sin confinar, éste último se hace para poder obtener el cubrimiento óptimo de asfalto para cada uno.
3. *Tratamientos previos.* Los tratamientos previos pueden ser el cribado, la trituración parcial o total, el lavado.
4. *Mezclado.* El material se transporta en camiones hasta el camino y se tira sobre la base ya impregnada, se acamellona el material para verificar el volumen de material, se le incorpora el asfalto abriendo el camellón agregándole un porcentaje del total de asfalto, la parte restante del pétreo se voltea sobre el riego de asfalto y se tira el

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

porcentaje final de asfalto, la buena homogeneización de ambos materiales se logra pasando los materiales de un lado a otro de la corona del camino; cuando se tenga un contenido de solventes en la mezcla mayor al 10% con respecto a la cantidad de cemento asfáltico, la mezcla se seguira moviendo de un lado a otro hasta que este valor se vea reducido en cuanto a su porcentaje inicial (10%).

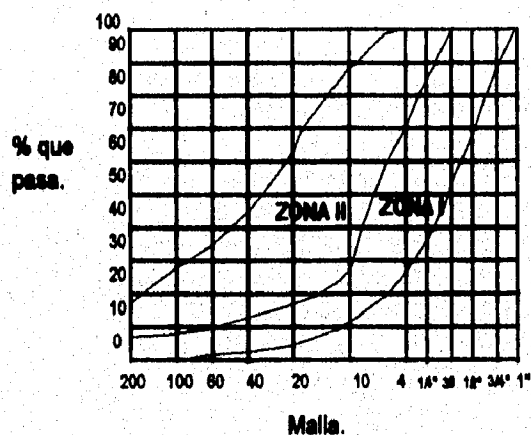
5. *Tendido y compactación.* De nueva cuenta se vuelve a acamellonar el material y se aplica un riego de liga con rebajado asfáltico a razón de 0.7 lt/m² y se extiende con la motoconformadora, se acostumbra poner estacas para poder verificar el espesor de la carpeta a lo largo del camino, se aconseja acamellonar el material en el centro de la corona del camino para evitar desbordamientos de la mezcla, posteriormente se compacta con un rodillo neumático y después con un rodillo metálico liso para borrar las huellas del rodillo neumático, el peso de los compactadores deberá oscilar entre 8 y 15 ton., hasta alcanzar el 95% del peso volumétrico de la prueba de Porter estándar.
6. *Control de calidad.* Verificar el contenido de asfalto por la prueba de granulometría, también se tendrá que verificar el: espesor, grado de compactación, pendiente longitudinal y transversal y permeabilidad.
7. *Riego de sello.* Por último se realiza un riego de sello para: impermeabilizar la carpeta, obtener una superficie antireflejante, antiderrapante y que funcione como una superficie de desgaste.

Carpetas de concreto asfáltico.

En este tipo de carpetas se utiliza cemento asfáltico y materiales pétreos, pero como ya se mencionó anteriormente el cemento asfáltico a temperatura ambiente se encuentra en estado sólido por lo que para poder mezclarlo es necesario calentarlo a 140°C, también se calienta el pétreo a 160°C, es por esto que este tipo de mezclas necesariamente deba realizarse en plantas adecuadas.

Por las características del cemento asfáltico, este tipo de carpetas por consiguiente presentan características del tipo elástico, con ruptura de tipo frágil y de poca resistencia, principalmente a bajas temperaturas, es por esto que estas carpetas deben de construirse solo sobre bases rigidizadas o estabilizadas con cualquiera de los métodos vistos en el tema de bases, (estabilización con cal, cemento o asfalto). estas carpetas nunca se deben construir sobre bases naturales ya que estas presentan módulos de elasticidad muy bajos y llegan a tener deformaciones ocasionando la falla en la carpeta.

El material pétreo que se utiliza debe de contar con una superficie rugosa para que la mezcla pase la norma de resistencia, los materiales pueden ser roca triturada de basalto, andesita o riolita sanos, bancos de grava y arena, de minas, playones de ríos y arroyos, estos deben de someterse a una trituración para que los materiales tengan una granulometría y rugosidad adecuada. Los materiales pétreos deben cumplir con una granulometría muy estricta como se muestra en la siguiente gráfica.



Para determinar el contenido óptimo de asfalto para la elaboración de este tipo de carpetas, se emplea la prueba marshall de la cual se hablara más ampliamente en el siguiente capítulo (Obtención de óptimos de asfalto por el método Marshall).

Procedimiento de construcción de carpetas de concreto asfáltico.

- a) *Elección de bancos de materiales.*- Se buscan bancos de materiales duros, durables y resistentes.
- b) *Se hace el proyecto Marshall.*
- c) *Extracción.*- Se emplean explosivos y se le dan los tratamientos tales como trituración total o parcial y cribado.
- d) *Mezcla.*- La cual se realiza en una planta como ya se dijo antes.
- e) *Acarreo al tramo.*- se acarrea en camiones de volteo, protegiendo a la mezcla con una lona para evitar que pierda temperatura y posibles contaminaciones.
- f) *Tendido.*- Se emplea una maquina llamada Finisher o extendedora.
- g) *Temperatura de compactación.*- la cual debe ser 90°C mínimo, se compacta hasta el 95% del peso volumétrico correspondiente al contenido óptimo de asfalto.

Se usa al principio un compactador neumático ligero y al final un rodillo liso metálico.

- h) *Impermeabilización de carpetas (riego de sello).*- se aplica con el fin de obtener las siguientes funciones:
 - proporcionar una superficie de desgaste.
 - impermeabilizar.
 - crear una superficie antiderrapante.
 - crear una superficie antireflejante.

Para el riego de sello se utiliza un FR3 a razón de 0.5 lt/m² y agregado pétreo tipo 3A, a razón de 10 lt/m².

Se compacta y se barren las partículas que no se pegaron con el fin de evitar daños y contratiempos a los usuarios.

III.3. PAVIMENTOS RIGIDOS.

En los pavimentos rígidos lo que viene a realizar las funciones de la carpeta asfáltica son losas de concreto hidráulico, las cuales se construyen sobre una subbase la cual tiene características de base.

El concreto lo podemos definir como un conglomerado pétreo artificial el cual se forma de una mezcla de un cementante (cemento Portland) y agregados pétreos (grava, arena u otro tipo de agregado inerte). El cemento Portland reacciona física y químicamente al mezclarlo con agua, ya al endurecer o fraguar llega a los agregados pétreos, dando la apariencia de una piedra artificial.

El concreto en su estado fresco es muy moldeable, es por esto que toma la forma del molde o cimbra en que se coloque y alcanza una resistencia considerable a la compresión a los 28 días de edad.

Tenemos infinidad de pruebas que se pueden aplicar al concreto, pero en el caso de los pavimentos lo que nos interesa conocer principalmente es su trabajabilidad su resistencia y densidad óptima, para conocer la trabajabilidad del concreto utilizaremos la prueba de revenimiento. Para conocer la resistencia es necesario que tomemos testigos en sus estado fresco los cuales por lo general son muestras de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de altura, llenando en tres capas y varillando 25 veces con una varilla de punta de bala.

Curado del concreto.

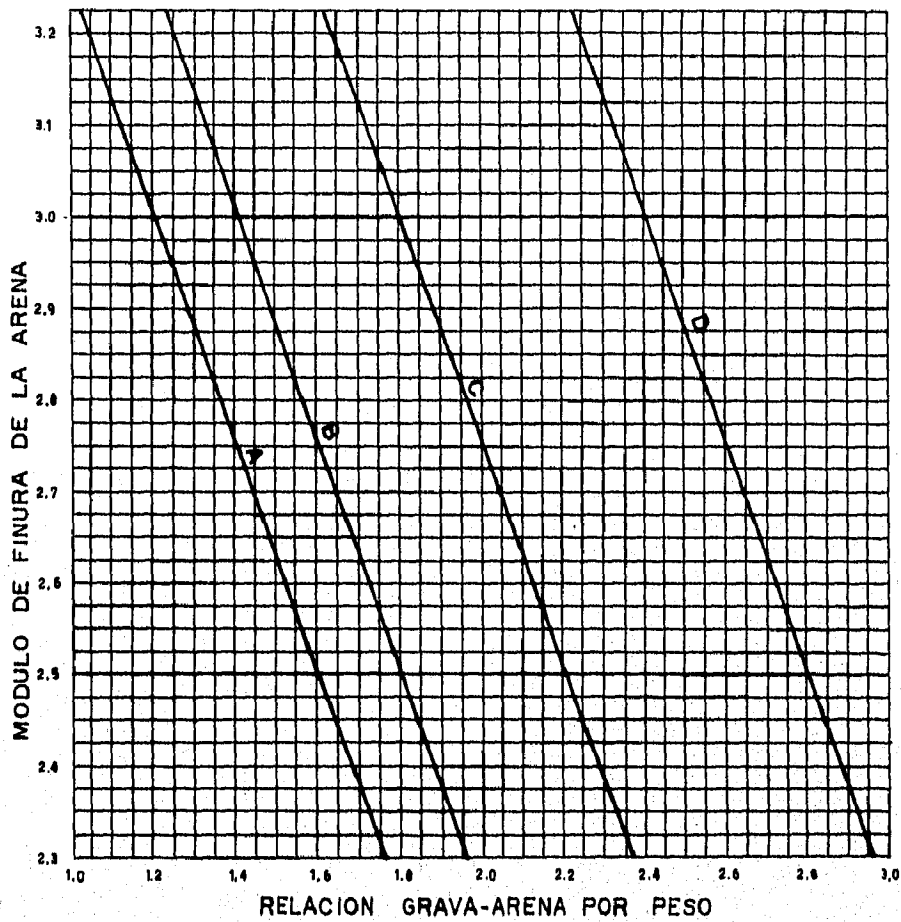
Es necesario que se le de un curado al concreto para de este modo proporcionar las condiciones ideales de humedad y temperatura para que el concreto alcance su mejor resistencia.

En el caso de las muestras tomadas para conocer la resistencia, se acostumbra colocarles una bolsa de plástico sujeta en la parte superior con una liga, con esto se logra que el agua que desprende el concreto en forma de vapor se condense en la bolsa teniendo así un mejor curado.

Por otra parte el curado en las losas de concreto se logra aplicando un aditivo sobre estas el cual es una membrana de resinas y parafinas que se debe de colocar sobre el concreto despues del fraguado inicial.

Proporcionamiento de materiales para el concreto.

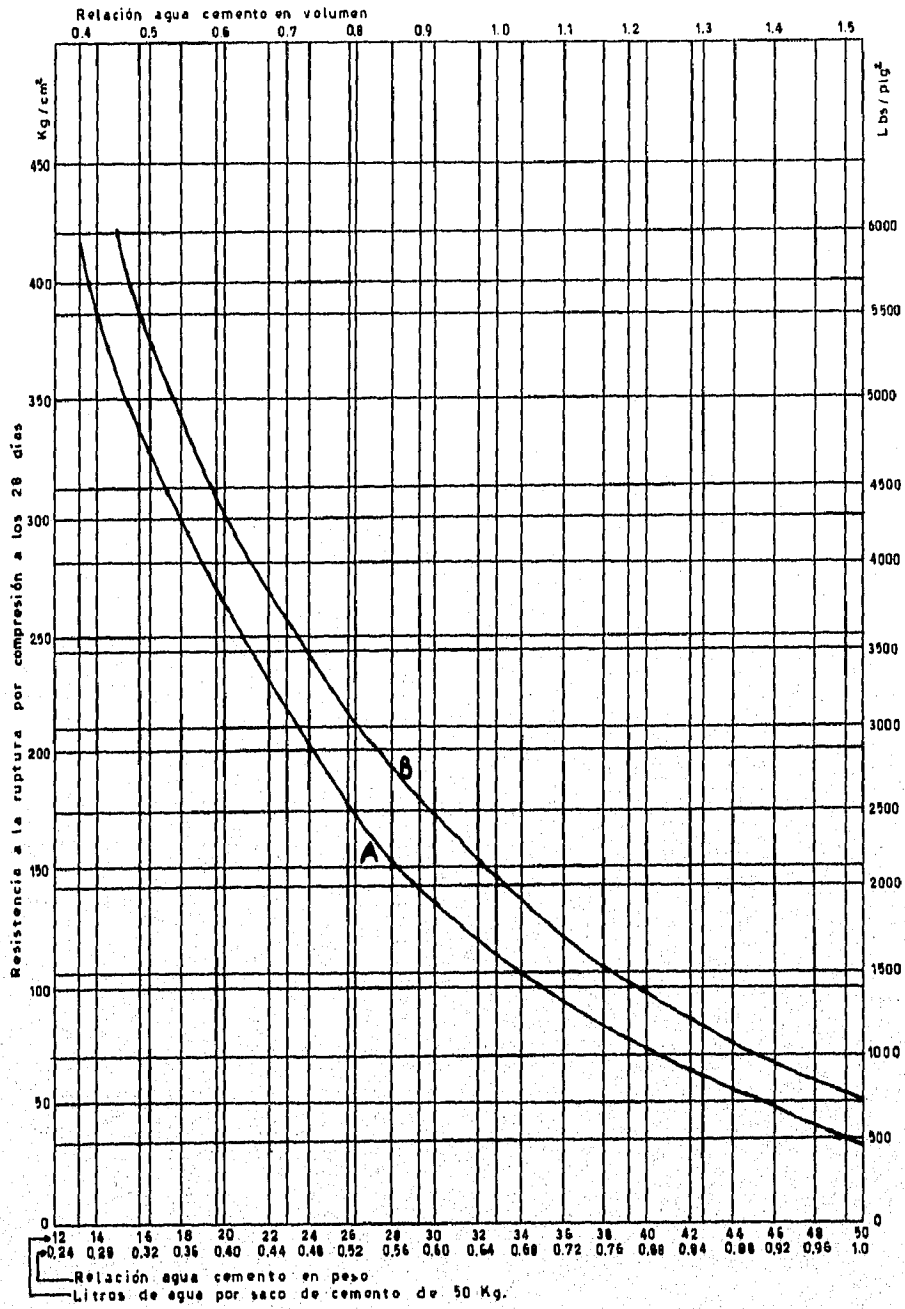
Es necesario dar un buen proporcionamiento de cemento, agua, grava, arena y aditivos, esto con el fin de que obtengamos una trabajabilidad y resistencia que sean necesarias para nuestro proyecto, con este propósito se han realizado gráficas, nomogramas y manuales que nos son útiles para lograr un buen proporcionamiento, a continuación se muestran alguno de ellos:



- A. GRAVA AGREGADO MAXIMO DE 3/4 plg.
 B. " " " " 1.5 " "
 C. " " " " 3 " "
 D. " " " " 6 " "

NOMOGRAMA PARA RECONOCER LA RELACION DE GRAVA ARENA
 QUE CUMPLE CON LAS ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS.

CURVAS DE ABRAMS



CURVAS DE ABRAMS PARA ENCONTRAR LA RELACION AGUA CEMENTO
(A/C) PARA ALCANZAR UNA RESISTENCIA DETERMINADA.

Condiciones de trabajo para las cuales están hechas las curvas de abrams.

- Relación agua-cemento en peso.

1. Condiciones rígidas de trabajo curva A.

$$S = \frac{14000}{19.4x} \text{ (Sistema Inglés)}$$

$$S = \frac{684}{19.4x} \text{ (Sistema Métrico)}$$

2. Condiciones comunes de trabajo curva B.

$$S = \frac{14000}{28.4x} \text{ (Sistema Inglés)}$$

$$S = \frac{985}{28.4x} \text{ (Sistema Métrico)}$$

- Relación agua-cemento en volumen.

1. Condiciones rígidas de trabajo curva A.

$$S = \frac{14000}{7x} \text{ (Sistema Inglés)}$$

$$S = \frac{986}{7x} \text{ (Sistema Métrico)}$$

2. Condiciones comunes de trabajo curva B.

$$S = \frac{14000}{9x} \text{ (Sistema Inglés)}$$

$$S = \frac{986}{9x} \text{ (Sistema Métrico)}$$

Agrietamiento en el concreto.

El concreto hidráulico esta expuesto a agrietarse debido en primera parte por el calor de hidratación desprendido durante la reacción del cemento y el agua, esto se resuelve con un curado adecuado, por otra parte ya endurecido el concreto esta expuesto a cambios de temperatura que se manifestarán en dilataciones y contracción de las losas, lo que propiciará un agrietamiento en forma irregular y a determinadas distancias.

Con el fin de reducir el agrietamiento irregular se colocan juntas, con lo cual se condiciona la falla en ellas, estas juntas pueden ser de tres tipos:

— *De contracción*, y a su vez pueden ser:

1. De concreto simple.
2. De concreto con pasajuntas de sujeción.
3. De concreto armado.

— *De expansión*, y a su vez pueden ser:

1. A tope.
2. Con pasajuntas de transferencia de carga.

— *De construcción*, y pueden ser:

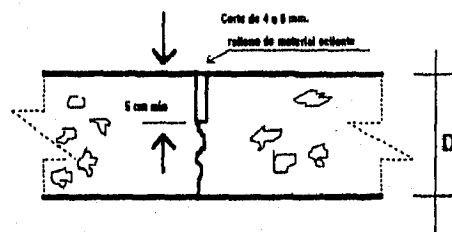
1. Longitudinales.
2. Transversales.

A continuación se describirán brevemente cada una de ellas.

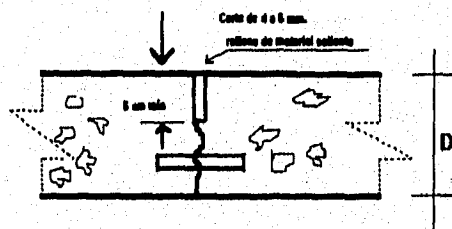
Juntas de contracción:

De concreto simple.- Se llaman así por no tener acero de refuerzo dentro de su masa, para que la losa sea de concreto simple y por lo tanto la junta se debe de cumplir la relación largo entre ancho de 1.15 y si las franjas miden 3.60 m., para poder realizar este

tipo de junta se procede de la siguiente forma: mediante una muesca o corte con un disco de diamante o carburo de tungsteno, a 5 cm. de profundidad mínimo y de 4 a 6 mm. de ancho, otra forma de lograrlo es introduciendo una lámina delgada a todo lo ancho de la losa cuando el concreto aun se encuentra fresco y retirándola 15 minutos después y posteriormente hay que rellenar la ranura con lechada de cemento fresco para que 24 horas después se realice en ese mismo lugar la muesca de aserrado.



De concreto con pasajuntas de sujeción. - Cuando las losas tienen una longitud mayor a 4.5 m. o una relación largo ancho de 1.25 se emplean este tipo de juntas la cual consiste en introducir dentro de la masa de concreto varillas corrugadas que se colocan en donde se va a realizar la muesca de aserrado, hacia la mitad del espesor de la losa con 40 cm. de longitud dentro de cada losa. La separación de estas estará en función del espesor de la losa de concreto, de la resistencia (K) de las capas inferiores y del diámetro de las varillas empleadas, la correcta colocación de estas varillas se logra mediante silletas de forma triangular.

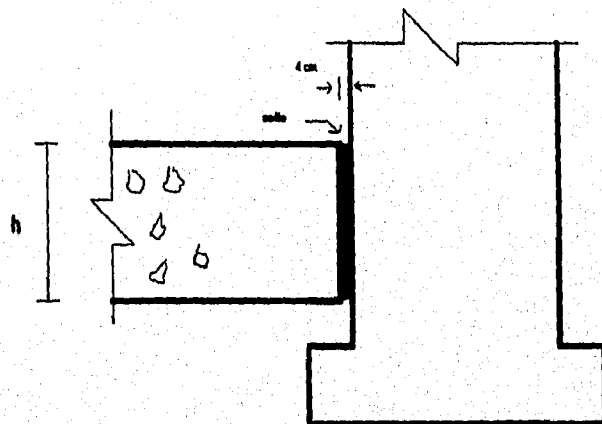


De concreto armado.- Si la relación largo ancho es mayor de 1.4, o sea losas mayores de 6.5 m. se debe de emplear malla electrosoldada en forma continua dentro de la losa de concreto. La cantidad usual de acero colocado longitudinalmente es del 0.6% del área transversal de la losa.

Juntas de expansión:

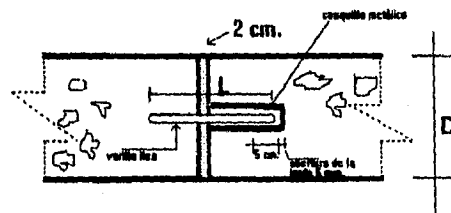
Se construyen para evitar que las losas de concreto se dilaten, se tengan fuertes esfuerzos de compresión al chocar con algún obstáculo.

Juntas a tope.- Estas juntas se elaboran dejando un espacio de 2 a 4 cm. entre ellas, el cual se rellena con cartón o fibras asfálticas que se comprimen cuando se presentan los esfuerzos de compresión, y se expande cuando los esfuerzos cesan.



Juntas de expansión con pasajuntas de transferencia de cargas.- Estas juntas se colocan para reducir la abertura de las juntas a tope, y cuando se quiere que de una losa a otra se transmita la carga en forma constante, esto con el fin de que las losas trabajen conjuntamente. Estas juntas se forman haciendo que la sección transversal de las losas sea vertical (aunque pueden ser aserradas), y se colocan varillas lisas que queden

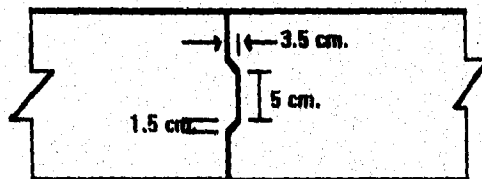
embebidas aproximadamente a 40 cm. en cada una de ellas hacia el centro del espesor y para asegurar el libre movimiento en un extremo de las varillas se coloca un casquillo metálico engrasado.



Juntas de construcción.

Juntas transversales.- Estas se elaboran cuando por algún motivo se tiene que suspender un colado de una losa o porque se finalizó la franja de colado, etc., se procura generalmente que se cuele una losa completa en la que se le forma una sección vertical lisa y se insertan varillas corrugadas, estas varillas se deben de embeber 40 cm. dentro de la losa y quedar estos mismos 40 cm. fuera de losa para cuando se rearude el colado estas juntas se embeban en él.

Juntas longitudinales.- Para poder colocar franjas de losas es necesario colocar una cimbra que contenga al concreto fresco y forme la junta longitudinal del tipo machimbrado como se muestra en la figura.



Procedimiento de construcción de un pavimento rígido.

1. *Elección de bancos de materiales.*- Se buscan bancos de gravas y arenas que pueden provenir de rocas como basalto, andesita, riolita y la caliza, es posible obtenerlo de playones de ríos y arroyos, se les debe de dar los procedimientos de trituración parcial o total, cribado y lavado.
2. *Proporcionamiento del concreto y mezcla de prueba.*- Se determinan las cantidades de cemento, agua, pétreos y aditivos para obtener la trabajabilidad y resistencia de proyecto.
Es necesario que se emplee el mismo cemento (tipo y marca) con que se realice la mezcla de prueba en la elaboración del concreto para las losas
3. *Extracción de los materiales.*- Puede ser con palas y picos manuales, en forma mecánica o con el uso de explosivos.
4. *Tratamientos previos.*- Trituración parcial o total, lavado y cribado.
5. *Acarreo de materiales a la obra.*- Se llevan los agregados pétreos a la obra por medio de camiones de volteo, donde se elabora el concreto en revolvedoras de 1 a 3 sacos.
6. *Mezclado.*- Para efectuar una mezcla en forma correcta, es necesario corregir por humedad total y absorción al momento de realizarla, ya que los agregados cambian su humedad a lo largo del día y si se mantiene el proporcionamiento constante, se puede alterar la trabajabilidad del concreto. Una buena medida que se puede implementar es la de mantener constantemente húmedos a los agregados.
7. *Tendido o colocación del concreto.*- La subbase debe estar previamente impregnada y húmeda para que no altere la calidad del concreto el cual se debe de vibrar para obtener la densidad adecuada, es necesario que la cimbra sea lo suficientemente rígida para que soporte tanto el peso del concreto y el procedimiento de vibrado. La cimbra debe estar preparada para formar la junta longitudinal de construcción.
8. *Preparación de juntas.*- Es necesario realizar la preparación de las juntas de contracción, colocando una lámina de metal o plástica en un lapso de 5 a 10 minutos para abrir las gravas y posteriormente rellenarlas con lechada.
9. *Texturizado de la superficie de la losa.*- Para darle un adecuado coeficiente de fricción la losa debe de tener una superficie rugosa, por lo que se le puede dar el

acabado de escobillado por medio de cepillos o máquinas texturizadoras que hacen un acanalado muy fino en el concreto, lo que permite que el agua de lluvia escurra por estas canales y se evita el fenómeno de acuaplaneo el cual sucede ya que el agua forma una película entre las ruedas y la superficie de rodamiento que reduce la fricción y aumenta el riesgo de derrapes.

10. *Curado*.- Se realiza por medio de membranas, resinas y parafinas (curacreto) que se esparce con bombas sobre la losa.
11. *Realización de muescas*.- Se utilizan discos de carburo de tungsteno, y se realiza de 24 a 36 horas después del colado para evitar que la losa falle a los lados de la muesca.
12. *Calafateo de juntas*.- Este calafateo se le realiza a las juntas de contracción por medio de productos asfálticos.

Control de calidad.

Es necesario que se estén realizando pruebas de revenimiento mientras el concreto este fresco, con el fin de que si hay alguna variación hacer los ajustes necesarios a la mezcla.

Es necesario tomar dos muestras cilíndricas por cada 10 m³ de concreto o dos vigas por cada 50 m³ de concreto, los cuales se ensayan a los 28 días para conocer su resistencia.

Es necesario verificar que no haya depresiones o excesos de concreto y que se cumple con las pendientes longitudinales.

PRUEBAS DE LABORATORIO EMPLEADAS PARA EL CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS.

Uno de los principales problemas por los cuales fallan las estructuras de pavimentos son los debidos a la poca atención que se le pone al control de calidad, antes, durante y después de la ejecución de la obra, o simplemente por que no se conocen con debida claridad las pruebas que dan base a un mejor control de calidad.

Es por esto que en éste capítulo nos enfocaremos únicamente a conocer las principales pruebas que se emplean en el control de calidad para diseñar y realizar obras de estructuras de pavimentos; las cuales son:

- Preparación de la muestra.
- Análisis granulométrico.
- Límites de plasticidad y contracción lineal.
- Valor cementante.
- Compactación estática Porter Estándar.
- Compactación dinámica Proctor.
- Punto de inflamación en materiales asfálticos.
- Viscosidad Saybolt-Furol en materiales asfálticos.
- Penetración en materiales asfálticos.
- Obtención de óptimos de asfaltos por el método Marshall.

- Carga de la partícula en materiales asfálticos.
- Compresión sin confinar para obtener óptimos de asfalto.
- Cuerpo de Ingenieros para encontrar el VRS de proyecto.
- Porter modificada a diferentes grados de compactación.
- Determinación del grado de compactación.
- Permeabilidad en carpetas asfálticas.
- Tensión por flexión.
- Prueba de la placa.

1. *Preparación de la muestra.*

Es importante darle una preparación a la muestra que será llevada a laboratorio con el fin de obtener los mejores resultados en cada muestra. El secado de la muestra se realiza para eliminar el agua que contiene la misma, con el fin de facilitar su disgregación y manejo, hay que tener mucho cuidado durante el proceso de secado ya que el material en estudio puede cambiar o perder ciertas características.

El secado se puede realizar extendiendo el material exponiéndolo directamente al sol o en horno a una temperatura de 40 a 60 °C, en ambos casos se debe de mezclar el material en forma constante para que el secado se realice en forma uniforme.

Después de este paso se procede a disgregar la muestra para poder separar las diferentes partículas que la constituyen, esto se realiza cuando el material contiene grumos, esta operación es muy fácil de realizar cuando tenemos materiales granulares poco cementados y es más difícil cuando tenemos rocas alteradas o el valor cementante sea muy alto o vaya creciendo por diversas situaciones. La disgregación se debe de realizar sin tratar de romper las partículas duras, llevándose a un grado tal donde se permita reproducir en lo más posible a las condiciones del material para su utilización en el campo.

En el cuarteo se busca la obtención de una muestra con proporciones representativas de tamaño adecuado para efectuar las pruebas de laboratorio.

2. *Análisis granulométrico.*

La prueba de granulometría se realiza con el fin de determinar el porcentaje en peso de las partículas de diferentes tamaños que lo forman, se realiza con la ayuda de mallas o tamices de diferentes aberturas cuadradas, por las que se hace pasar dicho material, se pesan las partículas que se retengan en cada una de ellas, se encuentra el porcentaje respectivo con relación al peso total; después se calcula el porcentaje que pasa por las diferentes mallas.

Las mallas que se utilizan se designan de la siguiente forma, las más grandes se designan por el tamaño de la abertura en pulgadas ($2''$, $1\frac{1}{2}''$, $1''$, $\frac{3}{4}''$, $\frac{1}{2}''$, $\frac{3}{8}''$ Y $\frac{1}{4}''$), las más pequeñas se designan por números (Nº 4, Nº 10, Nº 20, Nº 40, Nº 60, Nº 100 y Nº 200), en estas últimas el número indica los hilos contenidos por pulgada cuadrada.

3. *Límites de plasticidad y contracción lineal.*

La plasticidad tiene un papel importante en el futuro comportamiento del material que se vaya a utilizar y podemos definir como la propiedad de algunos suelos que les permiten, bajo ciertas condiciones de humedad mantener la deformación producida por un esfuerzo que les ha sido aplicado en forma rápida, sin agrietarse, desmoronarse o sufrir cambios volumétricos apreciables.

De acuerdo a su contenido de agua los suelos presentan algunos de los siguientes estados: estado semilíquido, estado plástico, estado semisólido y estado sólido, las fronteras entre estos son conocidos como límites de Atterberg, los cuales son: el límite líquido (Ll), que es la humedad correspondiente al límite al estado semilíquido y plástico; el límite plástico (Lp), que es la humedad correspondiente al límite al estado plástico y el semisólido y el límite de contracción (Lc) que es la humedad que marca la frontera entre el estado semisólido y el sólido.

A la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico se le denomina índice plástico (Ip).

Esta prueba se realiza únicamente a materiales que pasan la malla N° 40.

4. Valor cementante.

Esta prueba se realiza para conocer las características de acufamiento y cementación del suelo, ya que estas propiedades influyen en la facilidad de compactación y que permiten conservar su estabilidad en estado seco. Estas pruebas son efectuadas con la fracción de suelo que pasa la malla N° 4, y su valor es una función de la forma y acomodo de sus partículas, de la plasticidad de los finos y de otros fenómenos físico-químicos, es conveniente que en todos los casos, los suelos que forman la estructura del pavimento, tengan un cierto valor cementante; sin embargo, cuando se trate de mejorar el valor cementante de un material no se le deben adicionar finos plásticos que afecten su buen comportamiento; por lo que siempre debe juzgarse el valor cementante de un material relacionado con sus características plásticas.

Es recomendable adicionar cal o cemento Portland cuando el suelo no cuente con un valor cementante adecuado para el proyecto.

5. Compactación estática Porter Estándar.

En ésta prueba podemos determinar el peso específico seco máximo (PESM) y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas y también pueden efectuarse en arenas y materiales finos cuyo índice plástico sea menor de 6.

El método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla de 1", agregándoles diferentes cantidades de agua y compactándolos con carga estática. La principal aplicación de éste procedimiento es el elaborar especímenes de suelo con el fin de determinar el valor relativo de soporte (VRS), así como determinar el grado de compactación cuando el proyecto lo requiera.

Peso volumétrico seco máximo y humedad óptima.

Para realizar esta prueba se utiliza un molde metálico llamado molde Porter de 15 cm. de diámetro, en él se colocan cuatro kilos de material, el cual debe de contener una humedad tal que se pueda formar un grumo con la simple presión de la mano, este material se coloca en tres capas varillando 25 veces cada capa, se le aplica una presión estática de 140.6 Kg/cm². Si al terminar de ejercer esta presión en la base del molde aparece una gota de agua se dice que el peso volumétrico seco obtenido es el máximo, y la humedad correspondiente es la óptima; para su cálculo se realizan las mediciones correspondientes, si no se humedece la base se repetirá éste proceso con mayor humedad y si la expulsión de agua es mayor se utilizará menos agua.

Expansión.

La o las muestras que logren el PVSM y W_o se meten a saturar en agua durante un lapso de 72 hr. y se realizan las lecturas de medición correspondientes y se verifica la expansión con la siguiente fórmula:

$$\%E = \frac{I_s - I_f}{\text{Espesor del espécimen sin saturar}}$$

se sacan las muestras de la saturación y se procede a realizar la prueba del VRS, la cual se define como la relación de las resistencias en porcentaje, del material en estudio y de un material estándar, a ser penetrados por un cilindro metálico de 19.35 cm² de sección, el material estándar es una caliza de la cual se conocen sus resistencias constantes.

Para obtener el VRS se coloca el espécimen en una máquina universal y se realizan lecturas de las cargas en kilogramos a las siguientes penetraciones: 1.27, 2.54, 3.81, 5.08, 7.62, 10.16 y 12.70; estos datos se grafican en las abscisas se colocan las penetraciones y en las ordenadas las cargas correspondientes, si la curva no tiene cambios bruscos se calcula el VRS con la carga que corresponda a la penetración de 2.54 mm. de la siguiente manera:

$$\%VRS = \frac{\text{carga a 2.54 mm.}}{1360} \times 100$$

6. Compactación dinámica Proctor.

Se entiende por compactación la aplicación mecánica de cierta energía o cantidad de trabajo por unidad de volumen, para lograr una reducción de los espacios entre las partículas sólidas de un suelo, con el objeto de mejorar sus características mecánicas. Para tener un mejor acomodo de sus partículas sólidas y haya una mejor expulsión del aire que contiene el suelo, en consecuencia se produce un aumento del peso específico o volumétrico.

Si a un suelo cuya humedad es baja, se le van dando ciertos incrementos a su contenido de agua y se aplica cada vez la misma energía de compactación, su peso volumétrico va aumentando, propiciado por la acción lubricante del agua, hasta que llega

un momento en que el peso volumétrico del material seco, calculado a partir del peso volumétrico del material húmedo y de la humedad, alcanza el valor máximo. Al contenido de agua con el que se obtiene el mejor acomodo de las partículas y el mayor peso específico o volumétrico del material seco para una determinada energía de compactación se le denomina humedad óptima y el peso volumétrico que le corresponde se designa como peso específico seco máximo.

El contenido de W_o y el PVSM de un suelo también varían dependiendo de la energía de compactación; cuando esta aumenta se tienen mayores PVSM con W_o menores. A su vez la W_o y el PVSM, están en función del tipo de suelo; los suelos gruesos para una misma energía de compactación, tiene en general mayores PVSM y menores W_o que los suelos finos.

Otro parámetro de importancia en la compactación es la llamada "Curva teórica de saturación"; esta curva representa para cada peso específico, la humedad necesaria para que todos los vacíos que dejen entre sí las partículas sólidas estén llenos de agua.

Para conocer estas características se utilizan las siguientes pruebas: la compactación dinámica Proctor, la compactación estática Porter, la compactación Hveem; la compactación estática se basa en aplicar una presión al espécimen, esto se logra mediante una placa que cubre la superficie libre del molde. La compactación dinámica se basa en aplicar la presión por medio de impactos con la ayuda de pisones, en los cuales su área de contacto es menor a la superficie libre del espécimen.

Se le realizan las operaciones de disgregación, secado y cuarteo a nuestra muestra, se le agrega agua en cantidad tal que la humedad resulte un poco menor de un 10%, se mezcla el material para que la humedad sea más uniforme, se coloca el material en el molde Proctor en tres capas y se compacta con 30 golpes por medio de un pisón, con una altura de caída de 30.5 cm. procurando repartir los impactos sobre toda la superficie de la muestra, posteriormente se enrasa la muestra y se mide la distancia entre el borde superior del molde y el collarín con el objeto de remover el material adherido al collarín, pero sin bajar más allá de la altura del molde, se pesa la muestra compactada

con el molde, se desecha el material y se repite la operación con una muestra nueva a la cual se le aplica un mayor contenido de agua que la anterior hasta obtener cinco puntos en la curva de compactación Proctor.

Por último se colocan muestras que contengan la humedad de cada punto en el horno a 110 °C durante 18 hr. mínimo, y se registra el valor de la muestra más la tara seca en nuestra tabla de cálculos.

7. *Punto de encendido en materiales asfálticos.*

Esta prueba se realiza a cementos y rebajados asfálticos de fraguado rápido y de fraguado medio, en esta prueba se trata de determinar el punto de ignición y el punto de encendido, los cuales se conocen cuando en la copa de Cleveland se calienta en ella el producto asfáltico hasta que se inflama al pasarles por la superficie descubierta una flama en las cuales se reportan la primera flama, o sea la temperatura mínima a la que el material puede ser calentado sin peligro de que se produzca una inflamación instantánea con la presencia de una flama en forma directa y se continúa hasta que se enciende el producto, estos serán los puntos de ignición y de encendido correspondientes, por lo que ésta prueba resulta ser de vital importancia ya que también a partir de los resultados obtenidos se puede saber que tipo de solventes contiene el producto asfáltico.

8. *Viscosidad Saybolt - Furol en materiales asfálticos.*

Con la prueba de viscosidad se trata de determinar la dificultad que presentará un producto asfáltico para poder pasar a través de un orificio de características especificadas.

Para poder realizar ésta prueba se recurre al viscosímetro Saybolt con orificio Furol con el cual se ve el tiempo en que tarda el producto asfáltico en llenar un matraz aforado de 60 cm³, después de pasar a la temperatura de prueba por el orificio Furol, este tiempo en segundos se denomina grados de viscosidad, esta prueba es aplicable a emulsiones y cementados asfálticos.

9. *Penetración en materiales asfálticos.*

La prueba de penetración es aplicable a cementos asfálticos y a residuos de la destilación de rebajados y emulsiones asfálticas. La prueba consiste en determinar la consistencia de los productos antes mencionados, mediante la aplicación vertical de una aguja en una muestra de dicho material, bajo condiciones establecidas de peso, tiempo y temperatura; la profundidad a la que se penetra la aguja mencionada, se mide en décimos de milímetros, los cuales indican los grados de penetración.

10. *Obtención de óptimos de asfalto por el método Marshall.*

Este método es utilizado en México para conocer el contenido óptimo de asfalto, pero esta limitada solo para carpetas de concreto asfáltico el cual se realiza en plantas estacionarias. Teniendo la granulometría de proyecto se preparan especímenes con diferentes contenidos de asfalto como se muestra en la siguiente tabla.

En esta prueba se determinan los valores de estabilidad y de flujo de los especímenes compactándolos axialmente.

El valor de la estabilidad es determinado midiendo la carga necesaria para producir la falla en cada espécimen, la deformación vertical producida en éste último por la carga es el valor del flujo. El valor de la estabilidad representa la resistencia estructural de la mezcla compactada y está en función principalmente del contenido de asfalto, la composición granulométrica y el tipo de agregado. Principalmente, el valor de estabilidad, es un Índice de la calidad del agregado.

En el caso del valor del flujo éste representa la deformación requerida en el sentido del diámetro del espécimen para producir su fractura. Este es un valor que nos indica la resistencia que nos ofrecerá la carpeta a deformarse bajo las cargas de los vehículos.

En la prueba, como ya se dijo antes, se fija la granulometría de la mezcla asfáltica, determinando el porcentaje en peso de los materiales pétreos, retenidos en las mallas de 1½", ¾", ¾", Núm. 10 y materiales que pasen las mallas de ¼" y núm. 40.

Se procede a fabricar tres especímenes por cada uno de los contenidos de mezcla asfáltica, cada pastilla pesará 1.2 Kg. aproximadamente.

Es necesario que se calienten los agregados pétreos a temperaturas de 120 a 175 °C, mezclándolos posteriormente pero buscando que en la primera pastilla se obtenga un contenido de asfalto "A" el cual proporcione un mínimo de cubrimiento total, se hacen las demás pastillas como se indica en la tabla.

Si requerimos hacer una pastilla con 950 gr.

Tamaño del agregado	%	Peso en gr.
¾" a ¼"	30	285
¾" a Núm. 10	20	190
Núm. 10 a Núm. 40	20	190
Núm. 40 a finos	30	285
		950

por ejemplo si se le agrega 50 gr. a 1000 gr. de material pétreo el contenido mínimo de cubrimiento total es:

$$A = CMCT$$

$$CMCT = \frac{50}{1000} \times 100 = 5\%$$

los especímenes se elaboran con los siguientes contenidos (tres por contenido).

CMCT-0.5%	4.5%
CMCT	5%
CMCT+0.5%	5.5%
CMCT+1.0%	6.0%
CMCT+1.5%	6.5%
CMCT+2.0%	7.0%

Para la elaboración de los especímenes la temperatura no debe ser menor a 100 °C. El pisón, el molde y la placa base se calentarán en un baño María, posteriormente se engrasa el molde y la placa base, se arma el molde y se le coloca un papel filtro en el fondo del molde y se vierte la mezcla caliente.

Ya realizado todo lo anterior se compacta el espécimen dándole 75 golpes con un pisón en cada cara, es necesario que en el proceso de compactación la superficie del pisón permanezca paralela a la del molde.

Se extrae el espécimen y se deja enfriar 24 hr. a temperatura ambiente, una vez terminadas se obtiene su peso en aire, se impregnan los especímenes con parafina y se obtiene su peso en aire y aumergidos en agua, posteriormente se someten a compresión lateral parcialmente confinadas, sujetándolas con las mordazas y se les da una carga en el marco Marshall hasta la ruptura.

Es necesario que se registren los siguientes datos: la carga de ruptura P (estabilidad), la deformación D en mm. (flujo), el peso volumétrico para ese contenido de asfalto en por ciento, el flujo para ese mismo contenido.

Se realizan las siguientes gráficas:

- Peso volumétrico contra por ciento de asfalto.
- Relación de vacíos contra por ciento de asfalto.
- Esfuerzo contra por ciento de asfalto.
- Flujo contra por ciento de asfalto.

Con las gráficas anteriores se encuentra el contenido óptimo de asfalto, de la siguiente manera:

$$\% \text{contenido óptimo de asfalto} = \frac{C_1 + C_2 + C_3 + C_4}{4} = \% C.O.$$

donde C.O. = contenido óptimo de asfalto

C_1 = contenido para el máximo peso volumétrico .

C_2 = contenido para la máxima estabilidad.

C_3 = contenido para el flujo de 4.5 mm.

C_4 = contenido para la relación de vacíos de 5.5%.

11. Carga de la partícula en materiales asfálticos.

En esta prueba se trata de determinar la carga eléctrica de las emulsiones asfálticas, que puede ser de carga negativa y carga positiva y se denominan emulsiones aniónicas y emulsiones catiónicas respectivamente.

La determinación de la carga se logrará con la ayuda de un potenciómetro de 12 volts, y se introducen los electrodos en la emulsión asfáltica, si el producto asfáltico se adhiere al cátodo será positiva y si se adhiere al ánodo será negativa.

12. *Compresión simple sin confinar para obtener óptimos de asfalto.*

El buen funcionamiento estructural y la durabilidad de la carpeta dependerán de gran manera del contenido óptimo de asfalto. Para que estas características resulten ser muy buenas se tendrá que contar con un buen contenido de asfalto, ya que éste actúa como aglutinante de los materiales pétreos, proporcionándoles además una protección contra el intemperismo y la abrasión producida por los neumáticos de los automóviles, esta protección será mayor si el espesor de la capa del producto asfáltico es mayor, pero esta no deberá ser muy gruesa porque la resistencia de la carpeta se vería disminuida.

La durabilidad de la carpeta dependerá del cubrimiento que le proporcione el producto asfáltico y la resistencia estructural, en lo que respecta a un mismo agregado pétreo conforme se va aumentando el espesor de la película asfáltica se tienen tres condiciones, las cuales son:

- a) El asfalto va a actuar como ligante, en donde tendremos la máxima resistencia estructural, pero, tendremos una durabilidad mínima.
- b) Cuando en la película se tenga una menor fuerza de liga, se presentará un cierto grado de lubricación entre las partículas del agregado, en consecuencia la resistencia estructural se ve disminuida, pero aumentando su durabilidad; es aquí donde se tiene la mejor combinación de resistencia y de durabilidad por lo que obtenemos así el contenido óptimo de asfalto.

- c) Cuando se aumenta de gran manera el espesor de la película de asfalto tendremos una mayor lubricación entre las partículas de los pétreos, sin embargo su poder ligante se verá sumamente disminuido, al igual la resistencia de la carpeta presentándose deformaciones o desplazamientos perjudiciales producidos por el peso y paso de los vehículos.

El contenido óptimo de asfalto varía según las características físicas del agregado pétreo, como pueden ser su granulometría, forma y porosidad, al igual del tipo de producto asfáltico que se vaya a utilizar.

13. *Cuerpo de Ingenieros para encontrar el VRS de proyecto.*

Esta prueba se le realiza a los suelos que formarán parte de las terracerías, como son el cuerpo del terraplén, la capa subbase y en su caso la capa subyacente; la prueba consiste en elaborar varios especímenes con material que pasa la malla del Núm. 19.0, a estos se les realizará una compactación dinámica (impactos) por medio de un piñón de 4.5 Kg. de peso y una altura de caída libre de 46 cm. en la cual se utilizan tres energías diferentes, las cuales corresponden a las proporciones por 12, 28 y 56 golpes. Esto se realiza a cuando menos cuatro especímenes por sondeo y para cada energía de compactación.

La compactación dinámica con diferentes contenidos de agua tiene por objeto obtener las curvas de compactación: PVS vs. humedad, para 12, 28 y 56 golpes por capa con un piñón de 4.5 Kg; las curvas VRS vs. humedad para 12, 28 y 56 golpes con un piñón de 4.5 Kg; y las curvas VRS vs. PVS para diferentes contenidos de agua que son obtenidas de las curvas que anteriormente se mencionan.

El resultado obtenido de lo anteriormente determinado será útil para los proyectos en la determinación de espesores de pavimento así como llegar a determinar las características de la compactación que resulten ser más convenientes.

14. *Porter modificada a diferentes grados de compactación.*

Esta prueba tiene por objeto determinar el VRS de suelos que han sido utilizados o que se vayan a utilizar en la construcción de terracerías. Se elaboran especímenes compactados estáticamente a diferentes grados de compactación y con un contenido de agua estimado, esto es para obtener una combinación de peso volumétrico y humedad, las cuales pueden ser las más desfavorables, la siguiente tabla nos ayudará a elaborar especímenes según las condiciones de la zona:

Condiciones de la zona	Grado de compactación	Humedad de prueba
Zonas con baja precipitación y buen drenaje (NAF > 5 m.)	100%	Wo
Zonas con condiciones regulares de drenaje y precipitación (5m. > NAF > 1 m.)	95%	Wo+1.5%
Zonas con alta precipitación y mal drenaje (NAF > 1 m.)	90%	Wo+3.0%

El valor relativo de soporte se utiliza para la proyección o revisión de espesores de pavimentos, en las cuales se presentan tres variaciones las cuales son las que se

mencionan en la tabla anterior. En esta prueba además se determina su peso específico máximo y su humedad óptima.

15. *Determinación del grado de compactación.*

Cuando se termina de compactar alguna capa de la sección estructural, ya sea de la terracería o del pavimento, se puede verificar el grado de compactación mediante la siguiente relación:

$$\%G_c = \frac{\text{Peso Volumétrico Seco de Campo}}{\text{Peso Volumétrico Seco Máximo de Laboratorio}} \times 100$$

en donde el peso volumétrico seco de campo se obtiene realizando una excavación de 10 x 10 x profundidad deseada en cm.

Para poder obtener el volumen más aproximado de la excavación se utiliza arena de Ottawa, esto es con el fin de poder obtener el PVH y el PVS de campo.

16. *Permeabilidad en carpetas asfálticas.*

Esta prueba resulta interesante ya que en ésta trataremos de obtener el Índice de permeabilidad que tenga nuestra carpeta ya terminada.

Es necesario tratar de determinarla ya que cuando se presenten lluvias y tengan una altura de precipitación alta, esta agua puede penetrar a la base por lo cual se puede

saturar y su capacidad de carga se reduce, también en materiales hidrófilos se puede presentar un desprendimiento de la película de asfalto.

17. Tensión por flexión.

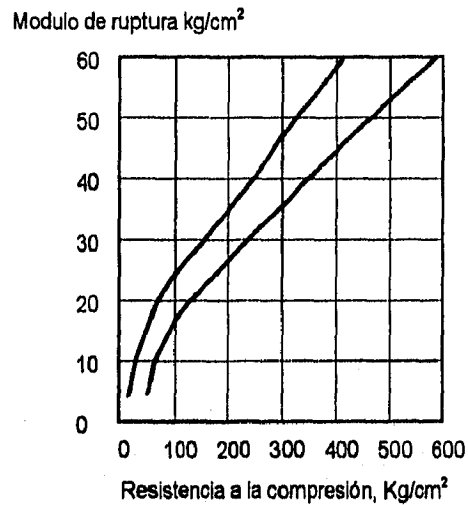
En ésta prueba se tratará de verificar y comprobar la resistencia del concreto hidráulico en los pavimentos rígidos. Esto es que para poder calcular el espesor de las losas se requiere conocer dicha resistencia y la capacidad de carga de las capas de apoyo.

Para esto recurrimos a ésta prueba en la que conoceremos únicamente la resistencia del concreto con ayuda de una viga de 15 cm. de base, 15 cm. de peralte y 60 cm. de largo, la cual se lleva a la falla de tensión por flexión en la máquina universal, en la cual la carga se le aplica en dos puntos en la parte superior y se apoya en dos puntos en la parte inferior con lo cual obtendremos el módulo de ruptura mediante la siguiente expresión:

$$MR = \frac{PL}{bd^2} \text{ Kg/cm}^2$$

en donde: P = carga a la ruptura, en Kg.
L = distancia entre los apoyos inferiores, en cm.
b = ancho de la viga, en cm.
d = peralte de la viga, en cm.

Debido a la cantidad de concreto que consume la viga se puede recurrir a la falla por compresión mediante los cilindros de concreto, en donde el módulo de ruptura se obtiene mediante la siguiente gráfica, en la que se correlacionan los valores del módulo de ruptura y la resistencia a la compresión del concreto hidráulico a 28 días.



18. Prueba de la placa.

En forma asociada a la prueba anterior tenemos la prueba de placa en la cual se trata de determinar la resistencia de las capas de apoyo, o sea, su módulo de reacción (k).

Esta prueba se realiza sobre la capa subrasante y sobre el conjunto de la capa de subbase y subrasante, en donde en ambas se coloca una serie de placas circulares las cuales se colocan una sobre otra y de manera que la de mayor diámetro quede abajo, sobre de ellas se aplica una carga en la cual la presión en la placa inferior resulte ser de 0.7 Kg/cm², alrededor de la placa inferior se colocan cuando menos tres extensómetros para medir la deflexión producida, el módulo de reacción k será:

$$k = \frac{p}{\delta} = \frac{0.7 \text{ Kg}}{\delta \text{ cm}^2}$$

en donde:

p = presión aplicada.

δ = promedio de las deflexiones medidas.

**PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN PAVIMENTOS QUE SE CONSTRUYEN
SOBRE SUELOS BLANDOS.**

En el presente capítulo hablaremos de las fallas que se presentan más frecuentemente en nuestros pavimentos, así como de las posibles causas que ocasionan estas fallas, esto con el fin de conocer mejor estas causas para de este modo poder contrarrestarlas en forma adecuada.

Estos problemas que se enunciarán a continuación no son exclusivos de los pavimentos estructurados en suelos blandos, son problemas que se pueden presentar en cualquier tipo de suelo, y las causas pueden ser desde defectos en la construcción del camino, utilización de materiales inadecuados, mal proyecto etc. pero pensamos que es importante que se mencionen por que como ya se dijo antes, entre mejor conozcamos estos problemas mejor podremos evitarlos.

V.1. PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

◆ Roderas. son deformaciones longitudinales, que se presentan en la superficie de rodamiento, en puntos donde tienen mayor incidencia las ruedas de los vehículos.

La causa de estas deformaciones es debido a la base la cual es insuficiente para soportar las cargas que le son transmitidas, o en su construcción se utilizaron materiales de muy mala calidad, cuando las deformaciones son menores a 1 cm. estas son debidas a deformaciones del mismo asfalto.

- ◆ *Presencia de calaveras.* Las calaveras son huecos que se presentan en la superficie de rodamiento y que pueden llegar a ser muy numerosos; su tamaño no es mayor a 15 cm. Y son causadas por una insuficiente calidad en la base o, por las carpetas que cuentan con un contenido de asfalto menor al óptimo. También sucede cuando se construye una carpeta sobre otra agrietada y calavereada, ya que posteriormente se reflejan estas mismas fallas.

- ◆ *Bachas.* Estos se producen cuando se desintegran la carpeta así como la base, esto es debido a que los materiales inferiores cuentan con una muy mala calidad, así como las terracerías que cuentan con un gran contenido de agua (caso típico del Valle de México), también los baches pueden ser consecuencia de grietas o calaveras que no fueron tratadas adecuada y oportunamente.

- ◆ *Cominamiento de la carpeta asfáltica.* Estos problemas se deben a una baja estabilidad de la mezcla, ya sea por exceso de asfalto o por haberse usado un asfalto blando en zonas de alta temperatura; también este tipo de fallas son comunes en el carril de subida en tramos de pendiente fuerte y en curvas, ya que en estos lugares los esfuerzos de tracción de los vehículos son muy grandes.

- ◆ *Grietas longitudinales a la orilla de la carpeta.* Este problema se presenta en las terracerías, ya sea por concentraciones que se presentan en ellas o por estar construidas sobre terrenos blandos, también puede deberse a que el tránsito se acerca mucho a las orillas cuando la carpeta cubre toda la corona de la vía, en cuyo caso no se tiene suficiente confinamiento lateral. También se presenta cuando las ampliaciones no se realizan en forma adecuada, con materiales sin compactación o sin anclaje adecuado con la parte antigua. Con el tiempo a veces corto, estas grietas van apareciendo en la superficie de rodamiento propagándose hacia el centro.

- ❖ *Pequeñas deformaciones transversales rítmicas.* Esta falla, que es muy molesta al tránsito, se presenta cuando la base no está adecuadamente cementada, o que en definitiva se construyó con materiales inertes, y se debe a las deformaciones de esta capa, producida por la vibración y esfuerzos tangenciales provocados por los vehículos y se refleja hacia la superficie de rodamiento; en caso de que esta capa sea de concreto asfáltico, se agrieta muy poco después de ser abierta al tráfico.

- ❖ *Deformaciones de la corona junto a la cuneta.* Se debe a un exceso de humedad del terreno natural, lo cual es el problema más frecuente que nos encontramos en el Valle de México dado el tipo de terreno con que se cuenta, también se presenta esta falla cuando no hay un buen funcionamiento del subdrenaje.

- ❖ *Deformaciones fuertes en la superficie de rodamiento.* Estas deformaciones pueden ser por una mala calidad en las terracerías y a menudo falta de compactación de éstas, así como un insuficiente espesor o mala calidad en los materiales del pavimento. Casi siempre se tiene la presencia de una gran cantidad de agua por falta de cunetas, subdrenaje o de obras encargadas para el control del agua. También cuando las obras que fueron diseñadas para un determinado volumen de tránsito y no son rehabilitadas oportuna y adecuadamente, cuando aumenta el volumen de tránsito en forma considerable, trae como consecuencia que se presente este problema.

- ❖ *Deformaciones en la superficie de rodamiento del orden de 5 cm..* Estas fallas se presentan por una mala calidad en la base o insuficiencia en los espesores del pavimento.

- ❖ *Agrietamiento en forma de piel de cocodrilo.* Se debe a una carpeta de mala calidad o que esta se colocó sobre una base con rebote. En caso de que la carpeta se haya elaborado con concreto asfáltico, se debe a que la base no rigidizó adecuadamente. Se presenta también en las carpetas cuando el asfalto está oxidado.

- ❖ *Descarnado de la carpeta.* Se debe al uso de aditivos inadecuados en las mezclas. Se presentan en zonas de fuertes esfuerzos horizontales provocados por el tránsito, como en la zona de arranque y frenado, como en avenidas y calles de ciudades.
- ❖ *Desintegración de la carpeta.* Se presenta en carpetas asfálticas antiguas, por oxidación del asfalto o en carpetas relativamente recientes con insuficiente contenido de asfalto; cuando las carpetas se elaboran con malos materiales y en grietas que no se atienden a tiempo.
- ❖ *Superficie de rodamiento lisa.* Esto se debe a un exceso de asfalto en el riego de sello, en la mezcla asfáltica o en el riego de liga. El exceso de asfalto por acción del tránsito se bombea hacia la superficie de rodamiento, provocando su aislamiento y aún se puede tener una capa de asfalto de 1 a 2 mm. en forma de nata. Esto es muy peligroso por que los vehículos derrapan con facilidad.

Otro defecto que produce el derrape de los vehículos es la presencia de polvo en la superficie del pavimento en el cual en tiempo de lluvia crea una capa de lodo que es muy peligrosa.

V.2 PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN PAVIMENTOS RÍGIDOS.

- ❖ *Falla estructural.* Se presenta cuando se acaba la vida útil del pavimento si es que la falla se presenta después de 25 años de construido, o puede ser un mal proyecto si es pavimento reciente. Se presenta frecuentemente en calles o avenidas que sin haberse tomado en cuenta en el proyecto, se permite el paso de vehículos pesados. Se puede presentar de forma prematura en zonas de fuerte pendiente longitudinal y subbases naturales que se tubifiquen fácilmente con el agua que escurra por debajo de la losa.

- ❖ *Descamado de las orillas.* Se presenta cuando se introducen partículas duras en las juntas por falta de calafateo y se producen esfuerzos concentrados muy fuertes.
- ❖ *Grietas transversales.* Se presentan en losas demasiado largas sin pasajuntas o sin armado continuo. Pueden ser también causadas por fallas estructurales incipientes.
- ❖ *Grietas longitudinales o transversales cercanas a las orillas o en las esquinas de la losa.* Se debe a que las losas se construyen sobre materiales finos, y se presenta el fenómeno de bombeo, o sea que carece de subbase, o por mala compactación de las capas inferiores incluyendo ésta última.
- ❖ *Descamado de la superficie de rodamiento.* Se debe a que en la construcción se proporcionó al concreto fresco un fuerte vibrado, lo cual ocasionó un ascenso de la lechada, formándose una película dura que más tarde con el tránsito se agriete y se desgaste, dejando sin protección superficial a los agregados. También se presenta cuando la resistencia de la arena es baja.

SOLUCIONES.

En el presente capítulo visualizaremos los métodos para la estructuración de pavimentos, en donde podremos conocer cual es el método que funciona mejor estructuralmente, así como los costos actualizados a 1996 fecha de la elaboración del presente trabajo, los cuales nos dan una perspectiva con la cual podemos verificar la diferencia en costos de construcción de acuerdo al método que se emplee.

Teniendo estos dos aspectos que son: el funcionamiento estructural y el costo de los pavimentos creemos que podremos elegir en forma más acertada el tipo de pavimento más adecuado que en un futuro quizás tengamos que construir.

A continuación presentamos los datos que fueron obtenidos en la carretera Peñón - Texcoco mediante un aforo con el fin de obtener el volumen de tránsito que circula por esta vía y utilizar estos datos como base para el diseño de nuestros pavimentos, ya que pensamos que esta vía es un claro ejemplo de como no se debe construir un pavimento.

VI.1. PROYECTO DE PAVIMENTOS EN SUELOS BLANDOS

Aforo realizado durante el mes de Abril de 1996 en la Autopista Peñón - Texcoco

TIPO DE VEHÍCULOS	DISTRIBUCIÓN DEL TRANSITO EN NUM.	DISTRIBUCIÓN DEL TRAFICO EN %
Vehículos hasta 15 ton	7000	85,89%
Autobuses	380	4,66%
camiones de 15 a 23 ton.	680	8,34%
Tractor con remolque de 35 a 55 ton.	80	0,98%
Tractor con remolque y semi remolque de 65 a 85 ton.	10	0,12%
TOTALES	8150	99,99%

Cálculo de espesores para pavimentos flexibles.
Método de Porter modificada.

Obra Camino Peñón - Texcoco Fecha Abril de 1996
Tramo 0+000 al 15+000 Subtramo _____

Detos para proyecto:

Tránsito diario promedio anual en dos sentidos (TDPA) 8150 VEH.

Tránsito en el carril de diseño (60 %) 4890 Período de diseño (n) 15 años.

Tasa anual de crecimiento (r) 7 % Factor de proyección al futuro (c) 9172.093

Tipo de vehículo	Dist. Del tránsito (%) (2)	Dist. Del tránsito (NUM). (3)	Coefficiente de equivalencia (4)	Ejes sencillos equivalentes de 8.2 T. (5)
Vehículo hasta 16 ton.	85.89	4200	.06	252.0
Autobuses.	4.86	228	2.1	478.8
Camiones (16 a 23 ton.).	8.34	408	2.1	856.8
Camión c/ remolque (35 a 55 ton.).	0.96	48	6.4	307.2
Tractor c/ semi y remolque (65 a 85 ton.).	0.12	6	8.4	50.4
Tránsito equivalente acumulado.			suma	1945.2
Al final de la vida útil = factor de proyección (C) X suma =				17841546.17

Cálculo de espesores

VRS de diseño del cuerpo del terraplén 2.0 %

D1 = Espesor de capa subbase + pavimento 101.0 cm. de grava.

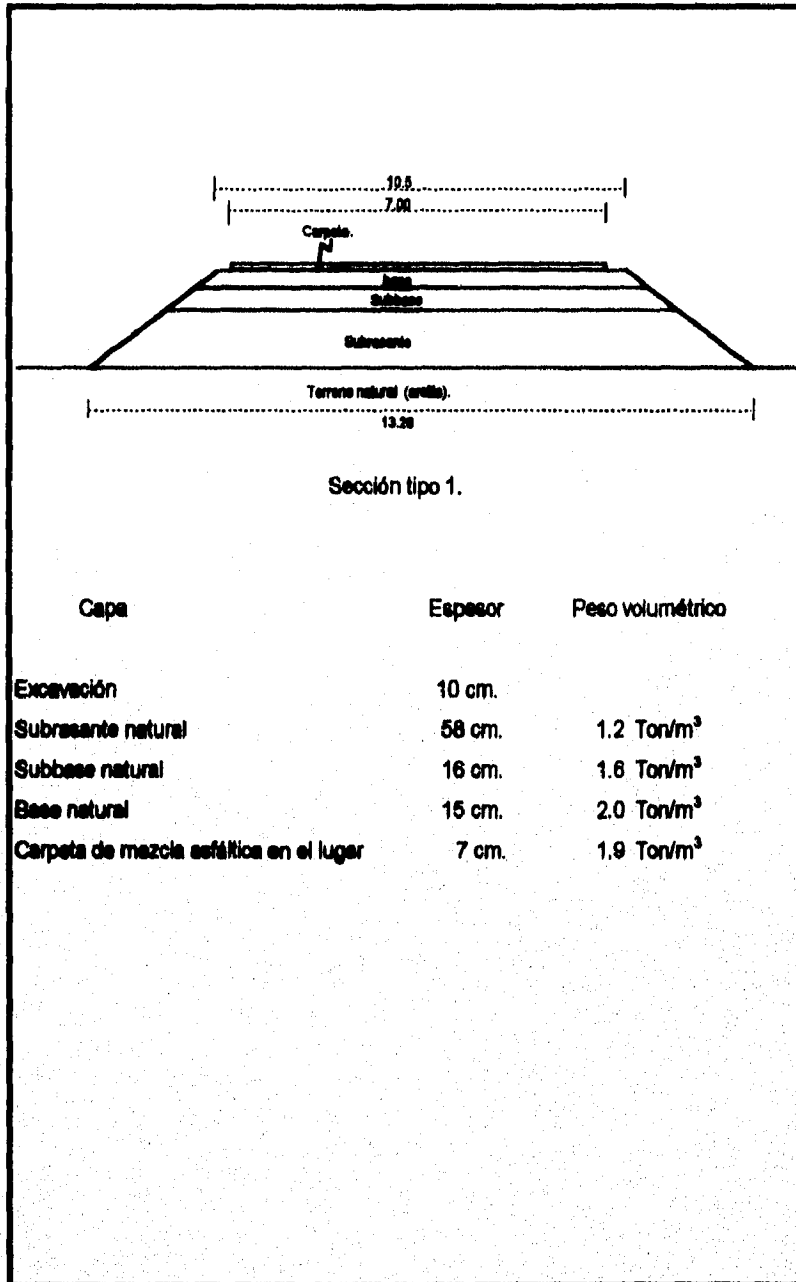
VRS de diseño de la capa subbase 14.0 %

D2 = Espesor de pavimento 43.0 cm. de grava.

Estructuración del pavimento.

Capa	Tipo	Esp. Real	Fact. de conv.	Esp. De graves (cm)		
				por capa	de pav.	total
Carpeta de: m. a. en el l. de b. c.		7.0	1.8	12.6		
Base de: natural		15.0	1.0	15.0		
Subbase: natural		16.0	1.0	16.0	43.7	
subbase: natural		58.0	1.0	58.0	58.0	101.7

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



DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 1

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.001	1.385	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.100	1.385	0.032	0.000	0.032
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.200	1.385	0.063	0.000	0.063
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.300	1.385	0.094	0.000	0.094
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.400	1.385	0.124	0.000	0.124
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.500	1.385	0.152	0.000	0.152
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.600	1.385	0.179	0.000	0.180
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.700	1.385	0.205	0.001	0.206
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.800	1.385	0.229	0.001	0.230
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.900	1.385	0.252	0.001	0.253
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.000	1.385	0.273	0.002	0.275
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.125	1.385	0.298	0.002	0.300
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.500	1.385	0.357	0.005	0.362
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	2.000	1.385	0.411	0.011	0.423
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	3.375	1.385	0.469	0.041	0.510
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.500	1.385	0.488	0.072	0.538
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.950	1.385	0.459	0.084	0.543
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	5.850	1.385	0.439	0.107	0.546
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	6.300	1.385	0.427	0.118	0.545
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	7.850	1.385	0.396	0.146	0.532
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.000	1.385	0.334	0.167	0.501
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.950	1.385	0.313	0.172	0.485
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	12.500	1.385	0.284	0.174	0.458
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	13.700	1.385	0.284	0.174	0.438
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	16.100	1.385	0.231	0.168	0.399
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.300	1.385	0.217	0.164	0.381
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.700	1.385	0.213	0.162	0.375
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	19.775	1.385	0.193	0.154	0.347
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	20.000	1.385	0.191	0.154	0.345
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	23.925	1.385	0.162	0.139	0.301
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	26.000	1.385	0.150	0.131	0.281
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	29.500	1.385	0.133	0.120	0.253
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	30.000	1.385	0.131	0.118	0.249
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	35.000	1.385	0.113	0.105	0.217
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	36.500	1.385	0.108	0.101	0.209
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	40.000	1.385	0.099	0.093	0.193

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 1

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.001	1.385	1.385	0.000	1.385
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.100	1.385	1.353	0.000	1.353
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.200	1.385	1.322	0.000	1.322
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.300	1.385	1.291	0.000	1.291
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.400	1.385	1.261	0.000	1.261
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.500	1.385	1.232	0.001	1.233
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.600	1.385	1.204	0.001	1.205
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.700	1.385	1.177	0.002	1.179
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.800	1.385	1.152	0.002	1.154
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.900	1.385	1.128	0.003	1.131
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.000	1.385	1.105	0.004	1.109
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.125	1.385	1.078	0.006	1.084
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.500	1.385	1.007	0.013	1.020
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	2.000	1.385	0.929	0.027	0.956
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	3.375	1.385	0.766	0.082	0.849
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.500	1.385	0.662	0.129	0.791
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.950	1.385	0.626	0.145	0.771
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	5.850	1.385	0.563	0.171	0.734
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	6.300	1.385	0.534	0.181	0.716
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	7.850	1.385	0.453	0.205	0.658
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.000	1.385	0.371	0.215	0.586
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.950	1.385	0.343	0.214	0.557
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	12.500	1.385	0.305	0.209	0.514
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	13.700	1.385	0.281	0.203	0.484
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	16.100	1.385	0.242	0.189	0.431
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.300	1.385	0.226	0.182	0.408
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.700	1.385	0.221	0.180	0.401
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	19.775	1.385	0.199	0.168	0.367
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	20.000	1.385	0.197	0.167	0.364
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	23.925	1.385	0.165	0.147	0.313
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	26.000	1.385	0.153	0.138	0.291
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	29.500	1.385	0.135	0.125	0.260
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	30.000	1.385	0.133	0.123	0.256
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	35.000	1.385	0.114	0.108	0.222
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	38.500	1.385	0.109	0.104	0.213
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	40.000	1.385	0.100	0.096	0.196

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 1

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.001	1.385	0.000	1.385	1.385
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.100	1.385	0.000	1.385	1.385
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.200	1.385	0.001	1.384	1.385
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.300	1.385	0.003	1.382	1.385
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.400	1.385	0.006	1.378	1.384
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.500	1.385	0.012	1.372	1.384
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.600	1.385	0.019	1.364	1.383
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.700	1.385	0.028	1.353	1.381
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.800	1.385	0.039	1.340	1.379
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.900	1.385	0.051	1.326	1.377
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.000	1.385	0.065	1.310	1.375
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.125	1.385	0.083	1.288	1.371
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.500	1.385	0.139	1.215	1.354
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	2.000	1.385	0.208	1.115	1.323
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	3.375	1.385	0.328	0.876	1.202
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	4.500	1.385	0.362	0.731	1.093
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	4.950	1.385	0.367	0.684	1.051
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	5.850	1.385	0.367	0.603	0.971
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	6.300	1.385	0.364	0.569	0.933
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	7.850	1.385	0.344	0.474	0.818
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.000	1.385	0.309	0.382	0.691
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.950	1.385	0.293	0.352	0.645
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	12.500	1.385	0.269	0.311	0.580
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	13.700	1.385	0.252	0.285	0.538
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	16.100	1.385	0.223	0.245	0.468
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.300	1.385	0.211	0.226	0.439
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.700	1.385	0.207	0.223	0.430
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	19.775	1.385	0.188	0.200	0.389
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	20.000	1.385	0.187	0.198	0.385
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	23.925	1.385	0.159	0.166	0.326
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	26.000	1.385	0.148	0.153	0.301
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	29.500	1.385	0.132	0.135	0.267
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	30.000	1.385	0.129	0.133	0.263
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	35.000	1.385	0.112	0.114	0.226
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	36.500	1.385	0.108	0.110	0.217
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	40.000	1.385	0.099	0.100	0.199

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 1

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.001	1.385	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.100	1.385	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.200	1.385	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.300	1.385	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.400	1.385	0.000	0.002	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.500	1.385	0.000	0.005	0.005
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.600	1.385	0.000	0.008	0.008
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.700	1.385	0.000	0.012	0.012
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.800	1.385	0.000	0.016	0.017
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.900	1.385	0.001	0.022	0.023
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.000	1.385	0.001	0.029	0.029
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.125	1.385	0.001	0.038	0.039
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.500	1.385	0.002	0.070	0.073
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	2.000	1.385	0.006	0.118	0.124
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	3.375	1.385	0.022	0.228	0.250
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.500	1.385	0.042	0.279	0.321
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.950	1.385	0.051	0.291	0.342
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	5.850	1.385	0.068	0.305	0.373
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	6.300	1.385	0.077	0.308	0.384
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	7.850	1.385	0.103	0.304	0.407
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.000	1.385	0.128	0.284	0.412
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.950	1.385	0.136	0.272	0.408
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	12.500	1.385	0.143	0.254	0.397
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	13.700	1.385	0.146	0.240	0.386
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	16.100	1.385	0.146	0.215	0.362
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.300	1.385	0.145	0.204	0.349
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.700	1.385	0.144	0.200	0.345
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	19.775	1.385	0.140	0.184	0.324
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	20.000	1.385	0.140	0.182	0.322
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	23.925	1.385	0.129	0.157	0.286
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	26.000	1.385	0.123	0.146	0.269
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	29.500	1.385	0.114	0.130	0.244
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	30.000	1.385	0.113	0.128	0.241
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	35.000	1.385	0.101	0.111	0.212
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	36.500	1.385	0.098	0.107	0.205
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	40.000	1.385	0.091	0.098	0.189

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 1

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.001	1.385	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.100	1.385	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.200	1.385	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.300	1.385	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.400	1.385	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.500	1.385	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.600	1.385	0.000	0.001	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.700	1.385	0.000	0.002	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.800	1.385	0.000	0.003	0.004
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.900	1.385	0.000	0.005	0.005
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.000	1.385	0.000	0.006	0.007
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.125	1.385	0.001	0.009	0.009
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.500	1.385	0.001	0.019	0.020
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	2.000	1.385	0.003	0.037	0.041
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	3.375	1.385	0.013	0.105	0.117
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.500	1.385	0.026	0.155	0.181
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.950	1.385	0.032	0.172	0.203
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	5.850	1.385	0.044	0.197	0.242
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	6.300	1.385	0.051	0.207	0.258
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	7.850	1.385	0.073	0.226	0.299
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.000	1.385	0.098	0.230	0.328
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.950	1.385	0.106	0.227	0.333
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	12.500	1.385	0.116	0.219	0.335
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	13.700	1.385	0.121	0.212	0.333
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	16.100	1.385	0.126	0.196	0.322
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.300	1.385	0.127	0.188	0.315
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.700	1.385	0.127	0.185	0.312
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	19.775	1.385	0.126	0.172	0.298
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	20.000	1.385	0.125	0.171	0.296
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	23.925	1.385	0.119	0.150	0.269
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	28.000	1.385	0.115	0.140	0.255
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	29.500	1.385	0.108	0.126	0.234
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	30.000	1.385	0.107	0.124	0.231
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	35.000	1.385	0.097	0.109	0.206
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	36.500	1.385	0.094	0.105	0.199
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	40.000	1.385	0.088	0.096	0.184

CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN LOS DIFERENTES PUNTOS DEL TERRAPLEN

Sección tipo: 1									
Punto	z (m)	H (m)	P0 (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	P1 (Kg/cm ²)	a0	a1	Ha (m)	Ha Total (m)
1A	1.125	2.250	0.123	0.030	0.153	11.800	11.800	0.800	
1B	3.375	2.250	0.188	0.051	0.219	11.790	11.860	0.026	
1C	4.860	0.800	0.188	0.054	0.253	6.410	6.370	0.005	
1D	5.860	0.900	0.217	0.055	0.272	6.400	6.320	0.010	
1E	7.860	3.100	0.257	0.053	0.310	7.200	7.050	0.057	
1F	10.860	3.100	0.319	0.049	0.388	6.960	6.900	0.019	
1G	13.700	2.400	0.374	0.044	0.418	5.570	5.550	0.007	
1H	16.100	2.400	0.422	0.040	0.482	5.550	5.530	0.007	
1I	19.775	4.150	0.488	0.035	0.530	6.000	7.880	0.008	
1J	23.825	4.150	0.579	0.030	0.609	7.950	7.800	0.023	
1K	29.500	7.000	0.680	0.025	0.715	7.100	7.080	0.008	
1L	36.500	7.000	0.830	0.021	0.851	6.800	6.750	0.133	0.304
2A	1.125	2.250	0.123	0.180	0.303	11.800	11.450	0.082	
2B	3.375	2.250	0.188	0.085	0.252	11.780	11.800	0.033	
2C	4.860	0.800	0.188	0.077	0.276	6.410	6.360	0.007	
2D	5.860	0.900	0.217	0.073	0.290	6.400	6.300	0.012	
2E	7.860	3.100	0.257	0.068	0.323	7.200	7.050	0.067	
2F	10.860	3.100	0.319	0.064	0.378	6.960	6.900	0.019	
2G	13.700	2.400	0.374	0.048	0.422	5.570	5.550	0.007	
2H	16.100	2.400	0.422	0.043	0.485	5.550	5.520	0.011	
2I	19.775	4.150	0.488	0.037	0.532	6.000	7.870	0.014	
2J	23.825	4.150	0.579	0.031	0.610	7.950	7.800	0.023	
2K	29.500	7.000	0.680	0.028	0.718	7.100	7.080	0.008	
2L	36.500	7.000	0.830	0.021	0.851	6.800	6.750	0.133	0.367
3A	1.125	2.250	0.123	0.137	0.260	11.800	11.700	0.018	
3B	3.375	2.250	0.188	0.120	0.289	11.780	11.800	0.061	
3C	4.860	0.800	0.188	0.105	0.304	6.410	6.300	0.013	
3D	5.860	0.900	0.217	0.097	0.314	6.400	6.280	0.015	
3E	7.860	3.100	0.257	0.082	0.339	7.200	7.000	0.079	
3F	10.860	3.100	0.319	0.065	0.384	6.960	6.850	0.038	
3G	13.700	2.400	0.374	0.054	0.428	6.870	6.850	0.007	
3H	16.100	2.400	0.422	0.047	0.489	6.860	6.820	0.011	
3I	19.775	4.150	0.488	0.039	0.534	6.000	7.860	0.023	
3J	23.825	4.150	0.579	0.033	0.611	7.950	7.800	0.023	
3K	29.500	7.000	0.680	0.027	0.717	7.100	7.080	0.008	
3L	36.500	7.000	0.830	0.022	0.852	6.800	6.750	0.133	0.417
4A	1.125	2.250	0.123	0.084	0.128	11.800	11.800	0.000	
4B	3.375	2.250	0.188	0.025	0.163	11.780	11.750	0.007	
4C	4.860	0.800	0.188	0.024	0.233	6.410	6.400	0.001	
4D	5.860	0.900	0.217	0.027	0.254	6.400	6.360	0.008	
4E	7.860	3.100	0.257	0.041	0.289	7.200	7.100	0.038	
4F	10.860	3.100	0.319	0.041	0.360	6.960	6.920	0.012	
4G	13.700	2.400	0.374	0.038	0.413	5.570	5.550	0.007	
4H	16.100	2.400	0.422	0.036	0.469	5.550	5.520	0.011	
4I	19.775	4.150	0.488	0.032	0.529	6.000	6.000	0.000	
4J	23.825	4.150	0.579	0.028	0.607	7.950	7.800	0.023	
4K	29.500	7.000	0.680	0.024	0.714	7.100	7.080	0.017	
4L	36.500	7.000	0.830	0.021	0.851	6.800	6.750	0.133	0.258
5A	1.125	2.250	0.123	0.001	0.123	11.800	11.800	0.000	
5B	3.375	2.250	0.188	0.012	0.179	11.780	11.780	0.000	
5C	4.860	0.800	0.188	0.020	0.219	6.410	6.400	0.001	
5D	5.860	0.900	0.217	0.024	0.241	6.400	6.380	0.002	
5E	7.860	3.100	0.257	0.030	0.287	7.200	7.200	0.000	
5F	10.860	3.100	0.319	0.033	0.362	6.960	6.950	0.000	
5G	13.700	2.400	0.374	0.033	0.407	5.570	5.560	0.007	
5H	16.100	2.400	0.422	0.032	0.454	5.550	5.520	0.011	
5I	19.775	4.150	0.488	0.030	0.525	6.000	6.000	0.000	
5J	23.825	4.150	0.579	0.027	0.606	7.950	7.800	0.023	
5K	29.500	7.000	0.680	0.023	0.713	7.100	7.080	0.017	
5L	36.500	7.000	0.830	0.020	0.850	6.800	6.750	0.133	0.185

Cálculo de espesores para pavimentos flexibles.
Método de Porter modificada.

Obra Camino Peñón - Texcoco Fecha Abril de 1996
Tramo 0+000 al 15+000 Subtramo _____

Datos para proyecto:

Tránsito diario promedio anual en dos sentidos (TDPA) 8150 VEH.

Tránsito en el carril de diseño (60 %) 4890 Período de diseño (n) 15 años.

Tasa anual de crecimiento (r) 7 % Factor de proyección al futuro (c) 9172.093

Tipo de vehículo	Dist. Del tránsito (%) (2)	Dist. Del tránsito (NUM). (3)	Coefficiente de equivalencia (4)	Ejes sencillos equivalentes de 8.2 T. (5)
Vehículo hasta 16 ton.	85.89	4200	.06	252.0
Autobuses.	4.66	228	2.1	478.8
Camiones (15 a 23 ton.).	8.34	408	2.1	856.8
Camión c/ remolque (35 a 55 ton.).	0.98	48	6.4	307.2
Tractor c/ semi y remolque (65 a 85 ton.).	0.12	6	8.4	50.4
Tránsito equivalente acumulado.			suma	1945.2
Al final de la vida útil = factor de proyección (C) X suma =				17841549.17

Cálculo de espesores

VRS de diseño del cuerpo del terrapén 2.0 %

D1 = Espesor de capa subrasante + pavimento 101.0 cm. de grava.

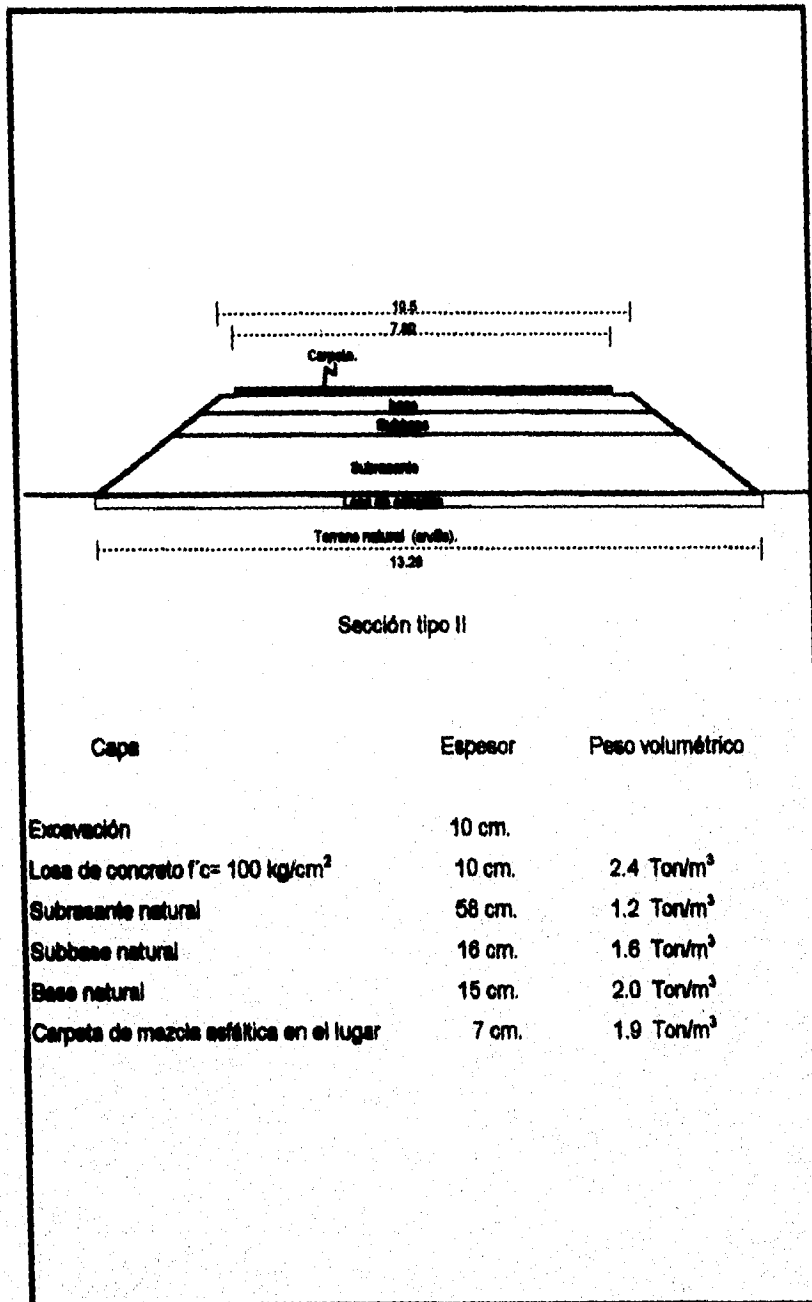
VRS de diseño de la capa subrasante 14.0 %

D2 = Espesor de pavimento 43.0 cm. de grava.

Estructuración del pavimento:

Capa	Tipo	Esp. Real	Fact. de conv.	Esp. De gravas (cm)		
				por capa	de piv.	total
Carpeta de: m. s. en el l. de b. c.		7.0	1.8	12.6		
Base de: natural		15.0	1.0	15.0		
Subbase: natural		16.0	1.0	16.0	43.7	
subrasante: natural		58.0	1.0	58.0	58.0	101.7

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



DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 2

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.001	1.625	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.100	1.625	0.037	0.000	0.037
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.200	1.625	0.074	0.000	0.074
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.300	1.625	0.110	0.000	0.110
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.400	1.625	0.145	0.000	0.145
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.500	1.625	0.179	0.000	0.179
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.600	1.625	0.211	0.000	0.211
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.700	1.625	0.241	0.001	0.241
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.800	1.625	0.269	0.001	0.270
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.900	1.625	0.296	0.001	0.297
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.000	1.625	0.321	0.002	0.323
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.125	1.625	0.349	0.003	0.352
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.500	1.625	0.419	0.006	0.425
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	2.000	1.625	0.482	0.013	0.496
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	3.375	1.625	0.550	0.048	0.598
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.500	1.625	0.547	0.084	0.631
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.950	1.625	0.538	0.099	0.637
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	5.850	1.825	0.515	0.128	0.641
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	6.300	1.625	0.502	0.138	0.640
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	7.850	1.625	0.453	0.171	0.625
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.000	1.625	0.392	0.196	0.588
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.950	1.625	0.368	0.202	0.569
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	12.500	1.625	0.333	0.205	0.538
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	13.700	1.625	0.310	0.204	0.514
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	16.100	1.625	0.271	0.197	0.468
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.300	1.625	0.255	0.192	0.447
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.700	1.625	0.250	0.191	0.440
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	19.775	1.625	0.228	0.181	0.408
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	20.000	1.625	0.224	0.180	0.404
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	23.925	1.625	0.190	0.163	0.353
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	26.000	1.625	0.176	0.154	0.330
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	29.500	1.625	0.156	0.140	0.296
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	30.000	1.625	0.154	0.139	0.292
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	35.000	1.625	0.132	0.123	0.255
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	36.500	1.625	0.127	0.119	0.246
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	40.000	1.625	0.116	0.110	0.226

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 2

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.001	1.625	1.625	0.000	1.625
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.100	1.625	1.588	0.000	1.588
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.200	1.625	1.551	0.000	1.551
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.300	1.625	1.515	0.000	1.515
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.400	1.625	1.479	0.000	1.480
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.500	1.625	1.445	0.001	1.448
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.600	1.625	1.413	0.001	1.414
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.700	1.625	1.381	0.002	1.383
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.800	1.625	1.352	0.003	1.354
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.900	1.625	1.323	0.004	1.327
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.000	1.625	1.297	0.005	1.301
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.125	1.625	1.265	0.007	1.272
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.500	1.625	1.182	0.015	1.197
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	2.000	1.625	1.090	0.032	1.122
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	3.375	1.625	0.899	0.096	0.998
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.500	1.625	0.777	0.161	0.928
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.950	1.625	0.735	0.170	0.905
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	5.850	1.625	0.660	0.201	0.861
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	6.300	1.625	0.627	0.213	0.840
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	7.850	1.625	0.532	0.240	0.772
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.000	1.625	0.436	0.262	0.698
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.950	1.625	0.403	0.251	0.654
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	12.500	1.625	0.358	0.245	0.603
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	13.700	1.625	0.329	0.238	0.568
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	16.100	1.625	0.284	0.222	0.506
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.300	1.625	0.265	0.214	0.479
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.700	1.625	0.269	0.211	0.470
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	19.775	1.625	0.233	0.197	0.431
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	20.000	1.625	0.231	0.196	0.427
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	23.925	1.625	0.194	0.173	0.367
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	26.000	1.625	0.179	0.162	0.341
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	29.500	1.625	0.158	0.146	0.305
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	30.000	1.625	0.156	0.144	0.300
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	35.000	1.625	0.134	0.126	0.260
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	36.500	1.625	0.128	0.122	0.250
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	40.000	1.625	0.117	0.112	0.229

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 2

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	(sección tipo 2)		Esf. total	
						p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	(Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.001	1.625	0.000	1.625	1.625
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.100	1.625	0.000	1.625	1.625
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.200	1.625	0.001	1.624	1.625
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.300	1.625	0.003	1.621	1.625
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.400	1.625	0.007	1.617	1.624
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.500	1.625	0.014	1.610	1.623
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.600	1.625	0.022	1.600	1.622
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.700	1.625	0.033	1.588	1.621
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.800	1.625	0.046	1.573	1.619
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.900	1.625	0.060	1.556	1.616
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.000	1.625	0.076	1.537	1.613
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.125	1.625	0.097	1.511	1.608
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.500	1.625	0.163	1.426	1.589
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	2.000	1.625	0.245	1.308	1.552
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	3.375	1.625	0.383	1.028	1.411
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	4.500	1.625	0.425	0.858	1.283
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	4.950	1.625	0.431	0.802	1.233
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	5.850	1.625	0.431	0.708	1.139
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	6.300	1.625	0.427	0.687	1.095
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	7.850	1.625	0.404	0.556	0.960
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.000	1.625	0.362	0.449	0.811
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.950	1.625	0.344	0.413	0.757
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	12.500	1.625	0.316	0.365	0.681
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	13.700	1.625	0.296	0.335	0.631
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	16.100	1.625	0.262	0.287	0.549
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.300	1.625	0.247	0.268	0.515
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.700	1.625	0.243	0.262	0.505
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	19.775	1.625	0.221	0.235	0.456
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	20.000	1.625	0.219	0.233	0.452
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	23.925	1.625	0.187	0.195	0.382
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	26.000	1.625	0.173	0.180	0.353
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	29.500	1.625	0.154	0.159	0.313
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	30.000	1.625	0.152	0.156	0.308
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	35.000	1.625	0.131	0.134	0.285
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	36.500	1.625	0.126	0.129	0.265
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	40.000	1.625	0.116	0.117	0.233

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 2

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.001	1.625	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.100	1.625	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.200	1.625	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.300	1.625	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.400	1.625	0.000	0.003	0.003
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.500	1.625	0.000	0.005	0.005
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.600	1.625	0.000	0.009	0.009
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.700	1.625	0.000	0.014	0.014
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.800	1.625	0.000	0.019	0.020
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.900	1.625	0.001	0.026	0.027
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.000	1.625	0.001	0.034	0.035
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.125	1.625	0.001	0.044	0.046
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.500	1.625	0.003	0.082	0.085
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	2.000	1.625	0.007	0.139	0.145
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	3.375	1.625	0.026	0.268	0.294
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.500	1.625	0.049	0.328	0.377
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.950	1.625	0.059	0.342	0.401
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	5.850	1.625	0.080	0.358	0.438
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	6.300	1.625	0.090	0.361	0.451
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	7.850	1.625	0.121	0.357	0.478
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.000	1.625	0.151	0.333	0.483
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.950	1.625	0.159	0.320	0.479
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	12.500	1.625	0.168	0.298	0.466
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	13.700	1.625	0.171	0.282	0.453
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	16.100	1.625	0.172	0.252	0.424
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.300	1.625	0.170	0.239	0.410
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.700	1.625	0.169	0.235	0.405
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	19.775	1.625	0.164	0.216	0.380
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	20.000	1.625	0.164	0.214	0.377
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	23.925	1.625	0.152	0.184	0.335
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	26.000	1.625	0.145	0.171	0.316
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	29.500	1.625	0.134	0.153	0.286
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	30.000	1.625	0.132	0.150	0.283
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	35.000	1.625	0.118	0.130	0.249
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	36.500	1.625	0.115	0.125	0.240
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	40.000	1.625	0.107	0.115	0.222

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 2

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.001	1.625	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.100	1.625	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.200	1.625	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.300	1.625	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.400	1.625	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.500	1.625	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.600	1.625	0.000	0.002	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.700	1.625	0.000	0.003	0.003
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.800	1.625	0.000	0.004	0.004
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.900	1.625	0.000	0.006	0.006
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.000	1.625	0.000	0.007	0.008
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.125	1.625	0.001	0.010	0.011
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.500	1.625	0.002	0.022	0.023
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	2.000	1.625	0.004	0.044	0.048
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	3.375	1.625	0.015	0.123	0.138
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.500	1.625	0.030	0.182	0.212
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.950	1.625	0.037	0.201	0.238
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	5.850	1.625	0.052	0.231	0.283
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	6.300	1.625	0.060	0.243	0.302
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	7.850	1.625	0.086	0.265	0.351
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.000	1.625	0.115	0.270	0.385
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.950	1.625	0.124	0.267	0.391
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	12.500	1.625	0.136	0.258	0.393
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	13.700	1.625	0.142	0.249	0.391
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	16.100	1.625	0.148	0.230	0.378
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.300	1.625	0.149	0.220	0.369
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.700	1.625	0.149	0.217	0.366
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	19.775	1.625	0.148	0.202	0.349
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	20.000	1.625	0.147	0.200	0.348
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	23.925	1.625	0.140	0.175	0.315
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	26.000	1.625	0.135	0.164	0.299
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	28.500	1.625	0.127	0.148	0.275
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	30.000	1.625	0.125	0.146	0.271
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	35.000	1.625	0.114	0.127	0.241
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	36.500	1.625	0.111	0.123	0.233
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	40.000	1.625	0.103	0.113	0.216

CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN LOS DIFERENTES PUNTOS DEL TERRAPLEN

Sección tipo: 2									
Punto	z (m)	H (m)	P0 (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	PI (Kg/cm ²)	e0	e1	Ha (m)	Ha Total (m)
1A	1.125	2.250	0.123	0.036	0.159	11.800	11.800	0.000	
1B	3.375	2.250	0.188	0.060	0.227	11.780	11.700	0.018	
1C	4.950	0.900	0.189	0.084	0.263	8.410	8.350	0.007	
1D	5.950	0.900	0.217	0.084	0.281	8.400	8.300	0.012	
1E	7.850	3.100	0.257	0.083	0.320	7.200	7.050	0.067	
1F	10.850	3.100	0.319	0.067	0.378	6.850	6.900	0.019	
1G	13.700	2.400	0.374	0.061	0.425	5.870	5.850	0.007	
1H	18.100	2.400	0.422	0.047	0.489	5.540	5.500	0.018	
1I	18.775	4.150	0.489	0.041	0.538	8.000	8.000	0.000	
1J	23.925	4.150	0.579	0.036	0.614	7.950	7.900	0.078	
1K	28.500	7.000	0.680	0.030	0.720	7.100	7.100	0.000	
1L	38.500	7.000	0.830	0.025	0.866	6.900	6.750	0.133	0.348
2A	1.125	2.250	0.123	0.127	0.280	11.800	11.800	0.036	
2B	3.375	2.250	0.188	0.100	0.287	11.780	11.800	0.033	
2C	4.950	0.900	0.188	0.081	0.280	8.410	8.300	0.013	
2D	5.950	0.900	0.217	0.088	0.303	8.400	8.300	0.012	
2E	7.850	3.100	0.257	0.077	0.334	7.200	7.000	0.076	
2F	10.850	3.100	0.319	0.085	0.384	6.850	6.900	0.019	
2G	13.700	2.400	0.374	0.067	0.431	5.870	5.850	0.007	
2H	18.100	2.400	0.422	0.061	0.473	5.540	5.500	0.018	
2I	18.775	4.150	0.489	0.043	0.538	8.000	8.000	0.000	
2J	23.925	4.150	0.579	0.037	0.615	7.950	7.900	0.070	
2K	28.500	7.000	0.680	0.031	0.721	7.100	7.100	0.000	
2L	38.500	7.000	0.830	0.025	0.866	6.900	6.750	0.133	0.417
3A	1.125	2.250	0.123	0.181	0.283	11.800	11.500	0.063	
3B	3.375	2.250	0.188	0.141	0.308	11.780	11.300	0.088	
3C	4.950	0.900	0.188	0.123	0.322	8.410	8.300	0.013	
3D	5.950	0.900	0.217	0.114	0.331	8.400	8.280	0.013	
3E	7.850	3.100	0.257	0.088	0.363	7.200	7.000	0.078	
3F	10.850	3.100	0.319	0.078	0.388	6.850	6.900	0.018	
3G	13.700	2.400	0.374	0.083	0.437	5.870	5.850	0.007	
3H	18.100	2.400	0.422	0.066	0.477	5.540	5.500	0.018	
3I	18.775	4.150	0.489	0.048	0.541	8.000	7.970	0.014	
3J	23.925	4.150	0.579	0.038	0.617	7.950	7.870	0.037	
3K	28.500	7.000	0.680	0.031	0.721	7.100	7.100	0.000	
3L	38.500	7.000	0.830	0.028	0.868	6.900	6.750	0.133	0.470
4A	1.125	2.250	0.123	0.006	0.127	11.800	11.800	0.000	
4B	3.375	2.250	0.188	0.028	0.187	11.780	11.700	0.018	
4C	4.950	0.900	0.188	0.040	0.238	8.410	8.400	0.001	
4D	5.950	0.900	0.217	0.044	0.261	8.400	8.380	0.008	
4E	7.850	3.100	0.257	0.048	0.308	7.200	7.080	0.042	
4F	10.850	3.100	0.319	0.048	0.387	6.850	6.850	0.000	
4G	13.700	2.400	0.374	0.046	0.419	5.870	5.850	0.007	
4H	18.100	2.400	0.422	0.042	0.484	5.540	5.520	0.011	
4I	18.775	4.150	0.489	0.038	0.534	8.000	8.000	0.000	
4J	23.925	4.150	0.579	0.034	0.612	7.950	7.900	0.023	
4K	28.500	7.000	0.680	0.028	0.718	7.100	7.100	0.000	
4L	38.500	7.000	0.830	0.024	0.864	6.900	6.700	0.177	0.283
5A	1.125	2.250	0.123	0.001	0.124	11.800	11.800	0.000	
5B	3.375	2.250	0.188	0.014	0.181	11.780	11.780	0.000	
5C	4.950	0.900	0.188	0.024	0.223	8.410	8.400	0.001	
5D	5.950	0.900	0.217	0.028	0.248	8.400	8.370	0.004	
5E	7.850	3.100	0.257	0.036	0.282	7.200	7.100	0.038	
5F	10.850	3.100	0.319	0.038	0.368	6.850	6.850	0.000	
5G	13.700	2.400	0.374	0.038	0.413	5.870	5.880	0.004	
5H	18.100	2.400	0.422	0.038	0.488	5.540	5.530	0.007	
5I	18.775	4.150	0.489	0.036	0.530	8.000	8.000	0.000	
5J	23.925	4.150	0.579	0.032	0.610	7.950	7.900	0.023	
5K	28.500	7.000	0.680	0.028	0.718	7.100	7.080	0.017	
5L	38.500	7.000	0.830	0.023	0.863	6.900	6.700	0.177	0.271

**Cálculo de espesores para pavimentos flexibles.
Método de Porter modificada.**

Obra Camino Peñón - Texcoco Fecha Abril de 1966

Tramo 0+000 al 15+000 Subtramo _____

Detos para proyecto:

Tránsito diario promedio anual en dos sentidos (TDPA) 8150 VEH.

Tránsito en el carril de diseño (80%) 4890 Período de diseño (n) 15 años.

Tasa anual de crecimiento (r) 7 % Factor de proyección al futuro (c) 8172.063

Tipo de vehículo	Dist. Del tránsito (%) (2)	Dist. Del tránsito (NUM). (3)	Coefficiente de equivalencia (4)	Ejes sencillos equivalentes de 8.2 T. (5)
Vehículo hasta 16 ton.	86.89	4200	.08	262.0
Autobuses.	4.96	226	2.1	478.8
Camiones (16 a 23 ton.).	6.34	406	2.1	856.8
Camión c/ remolque (36 a 55 ton.).	0.98	48	6.4	307.2
Tractor c/ semi y remolque (66 a 85 ton.).	0.12	6	8.4	50.4
Tránsito equivalente acumulado.			suma	1846.2
Al final de la vida útil = factor de proyección (C) X suma =				17841548.17

Cálculo de espesores

VRB de diseño del cuerpo del terraplén 2.0 %

D1 = Espesor de capa subrasante + pavimento 101.0 cm. de grave.

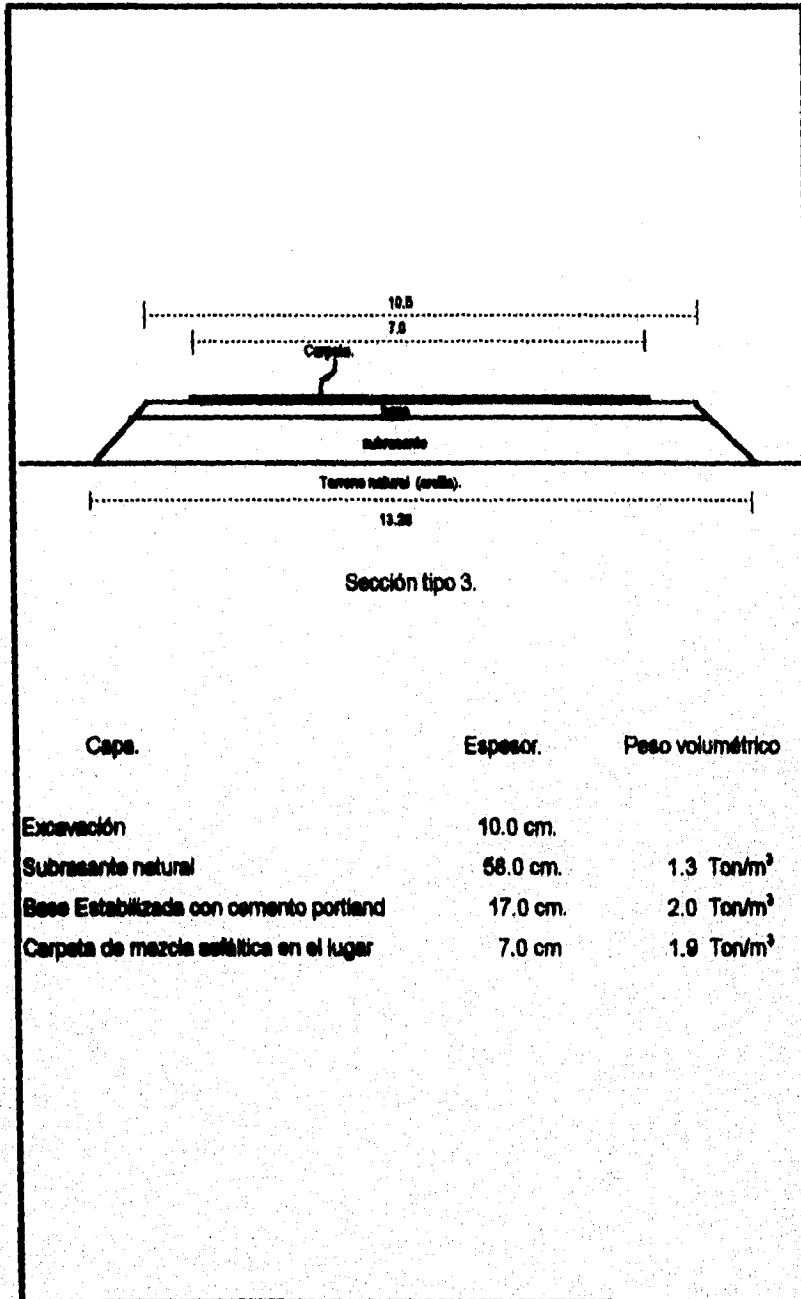
VRB de diseño de la capa subrasante 14.0 %

D2 = Espesor de pavimento 43.0 cm. de grave.

Estructuración del pavimento.

Capa	Tipo	Esp. Real	Fact. de conv.	Esp. De graves (cm)		
				por capa	de pav.	total
Carpeta de: m. a. en el l. de b. c.		7.0	1.8	12.6		
Base de: e. con c. perlitad		17.0	1.8	30.6		
Subbase: natural		0	1.0	0.0	43.2	
subrasante: natural		66.0	1.0	66.0	66.0	101.2

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



DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 3

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.001	1.227	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.100	1.227	0.028	0.000	0.028
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.200	1.227	0.056	0.000	0.056
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.300	1.227	0.083	0.000	0.083
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.400	1.227	0.109	0.000	0.110
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.500	1.227	0.135	0.000	0.135
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.600	1.227	0.159	0.000	0.159
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.700	1.227	0.182	0.001	0.182
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.800	1.227	0.203	0.001	0.204
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.900	1.227	0.223	0.001	0.224
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.000	1.227	0.242	0.001	0.244
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.125	1.227	0.264	0.002	0.266
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.500	1.227	0.316	0.005	0.321
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	2.000	1.227	0.364	0.010	0.374
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	3.375	1.227	0.416	0.036	0.452
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.500	1.227	0.413	0.064	0.477
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.950	1.227	0.406	0.075	0.481
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	5.850	1.227	0.389	0.095	0.484
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	6.300	1.227	0.379	0.104	0.483
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	7.850	1.227	0.342	0.129	0.472
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.000	1.227	0.298	0.148	0.444
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.950	1.227	0.278	0.152	0.430
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	12.500	1.227	0.252	0.154	0.406
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	13.700	1.227	0.234	0.154	0.388
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	16.100	1.227	0.205	0.149	0.353
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.300	1.227	0.192	0.145	0.337
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.700	1.227	0.189	0.144	0.332
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	19.775	1.227	0.171	0.137	0.308
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	20.000	1.227	0.169	0.136	0.305
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	23.925	1.227	0.144	0.123	0.266
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	26.000	1.227	0.133	0.116	0.249
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	29.500	1.227	0.118	0.106	0.224
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	30.000	1.227	0.116	0.105	0.221
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	35.000	1.227	0.100	0.093	0.193
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	36.500	1.227	0.096	0.089	0.185
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	40.000	1.227	0.088	0.083	0.171

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 3

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.001	1.227	1.227	0.000	1.227
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.100	1.227	1.199	0.000	1.199
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.200	1.227	1.171	0.000	1.171
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.300	1.227	1.144	0.000	1.144
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.400	1.227	1.117	0.000	1.117
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.500	1.227	1.091	0.000	1.092
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.600	1.227	1.067	0.001	1.068
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.700	1.227	1.043	0.001	1.044
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.800	1.227	1.021	0.002	1.023
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.900	1.227	0.999	0.003	1.002
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.000	1.227	0.979	0.004	0.983
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.125	1.227	0.955	0.005	0.960
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.500	1.227	0.892	0.011	0.904
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	2.000	1.227	0.823	0.024	0.847
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	3.375	1.227	0.679	0.073	0.752
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.500	1.227	0.567	0.114	0.701
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.950	1.227	0.555	0.128	0.683
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	5.850	1.227	0.498	0.151	0.650
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	6.300	1.227	0.474	0.161	0.634
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	7.850	1.227	0.402	0.181	0.583
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.000	1.227	0.329	0.190	0.519
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.950	1.227	0.304	0.189	0.494
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	12.500	1.227	0.270	0.185	0.455
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	13.700	1.227	0.249	0.180	0.429
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	16.100	1.227	0.214	0.168	0.382
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.300	1.227	0.200	0.161	0.362
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.700	1.227	0.196	0.159	0.355
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	19.775	1.227	0.176	0.149	0.325
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	20.000	1.227	0.174	0.148	0.322
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	23.925	1.227	0.147	0.130	0.277
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	26.000	1.227	0.135	0.122	0.257
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	29.500	1.227	0.119	0.110	0.230
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	30.000	1.227	0.118	0.109	0.226
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	35.000	1.227	0.101	0.095	0.196
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	36.500	1.227	0.097	0.092	0.189
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	40.000	1.227	0.089	0.085	0.173

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 3

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.001	1.227	0.000	1.227	1.227
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.100	1.227	0.000	1.227	1.227
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.200	1.227	0.001	1.226	1.227
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.300	1.227	0.002	1.224	1.227
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.400	1.227	0.006	1.221	1.226
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.500	1.227	0.010	1.215	1.226
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.600	1.227	0.017	1.208	1.225
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.700	1.227	0.025	1.199	1.224
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.800	1.227	0.035	1.188	1.222
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.900	1.227	0.045	1.175	1.220
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.000	1.227	0.057	1.160	1.218
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.125	1.227	0.073	1.141	1.214
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.500	1.227	0.123	1.077	1.200
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	2.000	1.227	0.185	0.987	1.172
1.388	1.388	5.250	5.250	8.638	3.375	1.227	0.289	0.776	1.065
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	4.500	1.227	0.321	0.648	0.968
1.388	1.388	5.250	5.250	8.638	4.950	1.227	0.325	0.806	0.931
1.388	1.388	5.250	5.250	8.638	5.850	1.227	0.328	0.534	0.860
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	6.300	1.227	0.323	0.504	0.827
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	7.850	1.227	0.305	0.420	0.725
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.000	1.227	0.273	0.339	0.812
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.950	1.227	0.260	0.312	0.571
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	12.500	1.227	0.238	0.278	0.514
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	13.700	1.227	0.224	0.253	0.478
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	18.100	1.227	0.198	0.217	0.414
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.300	1.227	0.187	0.202	0.389
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.700	1.227	0.183	0.198	0.381
1.388	1.388	5.250	5.250	8.638	19.775	1.227	0.167	0.178	0.345
1.388	1.388	5.250	5.250	8.638	20.000	1.227	0.165	0.176	0.341
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	23.925	1.227	0.141	0.147	0.289
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	26.000	1.227	0.131	0.136	0.267
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	29.500	1.227	0.117	0.120	0.236
1.388	1.388	5.250	5.250	8.638	30.000	1.227	0.115	0.118	0.233
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	35.000	1.227	0.099	0.101	0.200
1.388	1.388	5.250	5.250	8.638	36.500	1.227	0.095	0.097	0.192
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	40.000	1.227	0.087	0.089	0.176

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 3

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.001	1.227	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.100	1.227	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.200	1.227	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.300	1.227	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.400	1.227	0.000	0.002	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.500	1.227	0.000	0.004	0.004
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.600	1.227	0.000	0.007	0.007
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.700	1.227	0.000	0.010	0.010
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.800	1.227	0.000	0.015	0.015
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.900	1.227	0.000	0.020	0.020
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.000	1.227	0.001	0.025	0.026
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.125	1.227	0.001	0.034	0.034
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.500	1.227	0.002	0.062	0.064
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	2.000	1.227	0.005	0.105	0.110
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	3.375	1.227	0.019	0.202	0.222
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.500	1.227	0.037	0.247	0.284
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.950	1.227	0.045	0.258	0.303
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	5.650	1.227	0.061	0.270	0.330
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	6.300	1.227	0.068	0.272	0.341
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	7.850	1.227	0.091	0.270	0.361
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.000	1.227	0.114	0.251	0.365
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.950	1.227	0.120	0.241	0.361
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	12.500	1.227	0.127	0.225	0.352
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	13.700	1.227	0.129	0.213	0.342
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	16.100	1.227	0.130	0.191	0.320
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.300	1.227	0.129	0.181	0.309
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.700	1.227	0.128	0.178	0.306
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	19.775	1.227	0.124	0.163	0.287
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	20.000	1.227	0.124	0.161	0.285
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	23.925	1.227	0.114	0.139	0.253
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	26.000	1.227	0.109	0.129	0.238
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	29.500	1.227	0.101	0.115	0.216
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	30.000	1.227	0.100	0.113	0.213
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	35.000	1.227	0.089	0.098	0.188
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	36.500	1.227	0.087	0.095	0.181
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	40.000	1.227	0.081	0.087	0.167

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 3

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.001	1.227	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.100	1.227	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.200	1.227	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.300	1.227	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.400	1.227	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.500	1.227	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.600	1.227	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.700	1.227	0.000	0.002	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.800	1.227	0.000	0.003	0.003
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.900	1.227	0.000	0.004	0.004
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.000	1.227	0.000	0.006	0.006
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.125	1.227	0.001	0.008	0.008
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.500	1.227	0.001	0.017	0.018
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	2.000	1.227	0.003	0.033	0.036
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	3.375	1.227	0.011	0.093	0.104
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.500	1.227	0.023	0.137	0.160
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.950	1.227	0.028	0.152	0.180
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	5.850	1.227	0.039	0.175	0.214
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	6.300	1.227	0.045	0.183	0.228
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	7.850	1.227	0.065	0.200	0.265
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.000	1.227	0.086	0.204	0.290
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.950	1.227	0.094	0.201	0.295
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	12.500	1.227	0.103	0.194	0.297
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	13.700	1.227	0.107	0.188	0.295
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	16.100	1.227	0.112	0.173	0.285
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.300	1.227	0.112	0.166	0.279
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.700	1.227	0.112	0.164	0.276
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	19.775	1.227	0.111	0.152	0.264
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	20.000	1.227	0.111	0.151	0.262
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	23.925	1.227	0.106	0.133	0.238
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	26.000	1.227	0.102	0.124	0.226
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	29.500	1.227	0.096	0.112	0.207
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	30.000	1.227	0.095	0.110	0.205
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	35.000	1.227	0.086	0.096	0.182
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	36.500	1.227	0.083	0.093	0.176
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	40.000	1.227	0.078	0.085	0.163

CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN LOS DIFERENTES PUNTOS DEL TERRAPLEN

Sección tipo: 3									
Punto	z (m)	H (m)	P0 (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	P1 (Kg/cm ²)	e0	e1	H _a (m)	H _a Total (m)
1A	1.125	2.250	0.123	0.027	0.149	11.900	11.900	0.000	
1B	3.375	2.250	0.199	0.045	0.213	11.790	11.700	0.018	
1C	4.950	0.900	0.199	0.047	0.244	6.410	6.400	0.001	
1D	6.950	0.900	0.217	0.047	0.264	6.400	6.350	0.006	
1E	7.950	3.100	0.257	0.047	0.304	7.200	7.090	0.045	
1F	10.950	3.100	0.319	0.043	0.362	6.960	6.910	0.018	
1G	13.700	2.400	0.374	0.039	0.412	6.570	6.560	0.007	
1H	16.100	2.400	0.422	0.036	0.467	6.560	6.530	0.007	
1I	16.775	4.150	0.499	0.031	0.528	6.000	6.000	0.000	
1J	23.925	4.150	0.579	0.027	0.605	7.960	7.900	0.023	
1K	26.500	7.000	0.690	0.022	0.712	7.100	7.100	0.000	
1L	36.500	7.000	0.930	0.018	0.848	6.900	6.760	0.133	0.265
2A	1.125	2.250	0.123	0.098	0.216	11.900	11.700	0.018	
2B	3.375	2.250	0.199	0.075	0.243	11.790	11.630	0.028	
2C	4.950	0.900	0.199	0.089	0.267	6.410	6.330	0.010	
2D	6.950	0.900	0.217	0.095	0.292	6.400	6.310	0.011	
2E	7.950	3.100	0.257	0.098	0.315	7.200	7.090	0.045	
2F	10.950	3.100	0.319	0.098	0.369	6.960	6.960	0.000	
2G	13.700	2.400	0.374	0.093	0.417	6.570	6.560	0.007	
2H	16.100	2.400	0.422	0.089	0.469	6.560	6.530	0.007	
2I	16.775	4.150	0.499	0.053	0.529	6.000	7.990	0.009	
2J	23.925	4.150	0.579	0.029	0.606	7.960	7.900	0.023	
2K	26.500	7.000	0.690	0.023	0.713	7.100	7.100	0.000	
2L	36.500	7.000	0.930	0.019	0.849	6.900	6.700	0.177	0.336
3A	1.125	2.250	0.123	0.121	0.244	11.900	11.600	0.036	
3B	3.375	2.250	0.199	0.107	0.274	11.790	11.500	0.061	
3C	4.950	0.900	0.199	0.093	0.292	6.410	6.330	0.010	
3D	6.950	0.900	0.217	0.098	0.303	6.400	6.300	0.012	
3E	7.950	3.100	0.257	0.073	0.330	7.200	7.000	0.076	
3F	10.950	3.100	0.319	0.067	0.376	6.960	6.900	0.018	
3G	13.700	2.400	0.374	0.049	0.422	6.570	6.560	0.007	
3H	16.100	2.400	0.422	0.041	0.469	6.560	6.530	0.007	
3I	16.775	4.150	0.499	0.096	0.530	6.000	6.000	0.000	
3J	23.925	4.150	0.579	0.029	0.607	7.960	7.900	0.023	
3K	26.500	7.000	0.690	0.024	0.714	7.100	7.100	0.000	
3L	36.500	7.000	0.930	0.019	0.849	6.900	6.700	0.177	0.418
4A	1.125	2.250	0.123	0.003	0.128	11.900	11.900	0.000	
4B	3.375	2.250	0.199	0.022	0.190	11.790	11.750	0.007	
4C	4.950	0.900	0.199	0.090	0.229	6.410	6.400	0.001	
4D	6.950	0.900	0.217	0.093	0.250	6.400	6.360	0.006	
4E	7.950	3.100	0.257	0.084	0.281	7.200	7.100	0.008	
4F	10.950	3.100	0.319	0.096	0.365	6.960	6.960	0.000	
4G	13.700	2.400	0.374	0.094	0.409	6.570	6.560	0.007	
4H	16.100	2.400	0.422	0.092	0.464	6.560	6.530	0.007	
4I	16.775	4.150	0.499	0.029	0.524	6.000	6.000	0.000	
4J	23.925	4.150	0.579	0.025	0.604	7.960	7.900	0.023	
4K	26.500	7.000	0.690	0.022	0.712	7.100	7.100	0.000	
4L	36.500	7.000	0.930	0.018	0.848	6.900	6.700	0.177	0.267
5A	1.125	2.250	0.123	0.001	0.123	11.900	11.900	0.000	
5B	3.375	2.250	0.199	0.010	0.179	11.790	11.790	0.000	
5C	4.950	0.900	0.199	0.016	0.217	6.410	6.400	0.001	
5D	6.950	0.900	0.217	0.021	0.239	6.400	6.380	0.002	
5E	7.950	3.100	0.257	0.027	0.284	7.200	7.160	0.019	
5F	10.950	3.100	0.319	0.030	0.349	6.960	6.960	0.000	
5G	13.700	2.400	0.374	0.030	0.404	6.570	6.560	0.007	
5H	16.100	2.400	0.422	0.029	0.461	6.560	6.530	0.007	
5I	16.775	4.150	0.499	0.028	0.522	6.000	6.000	0.000	
5J	23.925	4.150	0.579	0.024	0.602	7.960	7.990	0.032	
5K	26.500	7.000	0.690	0.021	0.711	7.100	7.100	0.000	
5L	36.500	7.000	0.930	0.018	0.848	6.900	6.700	0.177	0.247

Cálculo de espesores para pavimentos flexibles.
Método de Porter modificada.

Obra Camino Peñón - Teicoco Fecha Abril de 1996
Tremo 0+000 al 15+000 Subtremo _____

Detos para proyecto:

Tránsito diario promedio anual en dos sentidos (TDPA) 8150 VEH.

Tránsito en el carril de diseño (80 %) 4890 Período de diseño (n) 15 años.

Tasa anual de crecimiento (r) 7 % Factor de proyección al futuro (c) 0.172.093

Tipo de vehículo	Dist. Del tránsito (%) (2)	Dist. Del tránsito (NUM). (3)	Coefficiente de equivalencia (4)	Ejes sencillos equivalentes de 8.2 T. (5)
Vehículo hasta 16 ton.	85.89	4200	.06	252.0
Autobuses.	4.96	228	2.1	478.8
Camiones (16 a 23 ton.).	8.34	408	2.1	856.8
Camión c/ remolque (35 a 55 ton.).	0.98	48	6.4	307.2
Tractor c/ semi y remolque (65 a 85 ton.).	0.12	6	8.4	50.4
Tránsito equivalente acumulado.			suma	1946.2
Al final de la vida útil = factor de proyección (C) X suma =				17841549.17

Cálculo de espesores

VRS de diseño del cuerpo del terrapén 2.0 %

D1 = Espesor de capa subrasante + pavimento 101.0 cm. de grava.

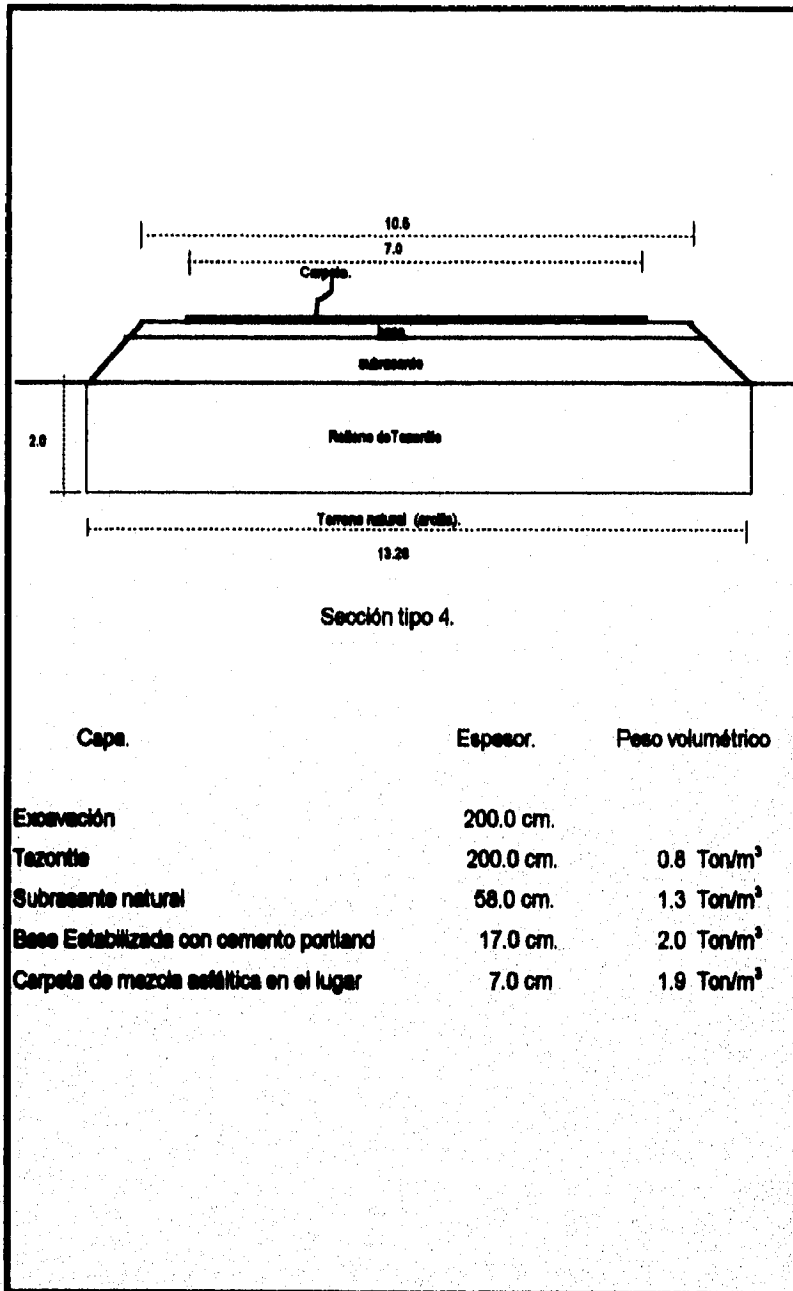
VRS de diseño de la capa subrasante 14.0 %

D2 = Espesor de pavimento 43.0 cm. de grava.

Estructuración del pavimento.

Capa	Tipo	Esp. Real	Fact. de conv.	Esp. De grava (cm)		
				por capa	de pev.	total
Carpeta de: m. a. en el. de b. c.		7.0	1.8	12.6		
Base de: a. con c. portland		17.0	1.8	30.6		
Subbase: natural		0	1.0	0.0	43.2	
subrasante: natural		58.0	1.0	58.0	58.0	101.2

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



DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 4

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.001	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.100	0.427	0.010	0.000	0.010
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.200	0.427	0.019	0.000	0.019
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.300	0.427	0.029	0.000	0.029
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.400	0.427	0.038	0.000	0.038
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.500	0.427	0.047	0.000	0.047
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.600	0.427	0.055	0.000	0.055
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.700	0.427	0.063	0.000	0.063
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.800	0.427	0.071	0.000	0.071
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.900	0.427	0.078	0.000	0.078
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.000	0.427	0.084	0.001	0.085
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.125	0.427	0.092	0.001	0.092
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.500	0.427	0.110	0.002	0.112
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	2.000	0.427	0.127	0.004	0.130
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	3.375	0.427	0.145	0.013	0.157
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.500	0.427	0.144	0.022	0.166
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.950	0.427	0.141	0.026	0.167
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	5.850	0.427	0.135	0.033	0.168
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	6.300	0.427	0.132	0.036	0.168
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	7.850	0.427	0.119	0.045	0.164
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.000	0.427	0.103	0.052	0.155
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.950	0.427	0.097	0.053	0.150
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	12.500	0.427	0.088	0.054	0.141
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	13.700	0.427	0.081	0.054	0.135
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	16.100	0.427	0.071	0.052	0.123
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.300	0.427	0.067	0.051	0.117
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.700	0.427	0.066	0.050	0.116
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	19.775	0.427	0.059	0.048	0.107
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	20.000	0.427	0.059	0.047	0.106
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	23.925	0.427	0.050	0.043	0.093
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	26.000	0.427	0.046	0.040	0.087
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	29.500	0.427	0.041	0.037	0.078
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	30.000	0.427	0.040	0.036	0.077
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	35.000	0.427	0.035	0.032	0.067
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	36.500	0.427	0.033	0.031	0.065
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	40.000	0.427	0.031	0.029	0.059

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 4

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m ²)
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.001	0.427	0.427	0.000	0.427
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.100	0.427	0.417	0.000	0.417
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.200	0.427	0.408	0.000	0.408
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.300	0.427	0.398	0.000	0.398
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.400	0.427	0.389	0.000	0.389
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.500	0.427	0.380	0.000	0.380
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.600	0.427	0.371	0.000	0.372
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.700	0.427	0.363	0.000	0.363
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.800	0.427	0.355	0.001	0.356
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.900	0.427	0.348	0.001	0.349
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.000	0.427	0.341	0.001	0.342
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.125	0.427	0.332	0.002	0.334
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.500	0.427	0.310	0.004	0.314
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	2.000	0.427	0.287	0.008	0.295
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	3.375	0.427	0.236	0.025	0.262
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.500	0.427	0.204	0.040	0.244
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.950	0.427	0.193	0.045	0.238
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	5.850	0.427	0.173	0.053	0.226
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	6.300	0.427	0.165	0.056	0.221
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	7.850	0.427	0.140	0.063	0.203
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.000	0.427	0.115	0.066	0.181
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.950	0.427	0.106	0.066	0.172
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	12.500	0.427	0.094	0.064	0.158
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	13.700	0.427	0.087	0.063	0.149
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	16.100	0.427	0.075	0.058	0.133
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.300	0.427	0.070	0.056	0.126
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.700	0.427	0.068	0.055	0.124
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	19.775	0.427	0.061	0.052	0.113
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	20.000	0.427	0.061	0.051	0.112
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	23.925	0.427	0.051	0.045	0.096
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	26.000	0.427	0.047	0.043	0.090
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	29.500	0.427	0.042	0.038	0.080
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	30.000	0.427	0.041	0.038	0.079
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	35.000	0.427	0.035	0.033	0.068
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	36.500	0.427	0.034	0.032	0.066
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	40.000	0.427	0.031	0.029	0.060

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 4

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.001	0.427	0.000	0.427	0.427
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.100	0.427	0.000	0.427	0.427
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.200	0.427	0.000	0.427	0.427
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.300	0.427	0.001	0.426	0.427
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.400	0.427	0.002	0.425	0.427
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.500	0.427	0.004	0.423	0.427
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.600	0.427	0.006	0.420	0.426
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.700	0.427	0.009	0.417	0.426
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.800	0.427	0.012	0.413	0.425
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.900	0.427	0.016	0.409	0.425
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.000	0.427	0.020	0.404	0.424
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.125	0.427	0.025	0.397	0.423
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.500	0.427	0.043	0.375	0.418
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	2.000	0.427	0.064	0.344	0.408
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	3.375	0.427	0.101	0.270	0.371
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	4.500	0.427	0.112	0.225	0.337
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	4.950	0.427	0.113	0.211	0.324
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	5.850	0.427	0.113	0.186	0.299
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	6.300	0.427	0.112	0.175	0.288
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	7.850	0.427	0.106	0.146	0.252
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.000	0.427	0.095	0.118	0.213
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.950	0.427	0.090	0.108	0.199
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	12.500	0.427	0.083	0.096	0.179
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	13.700	0.427	0.078	0.088	0.166
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	16.100	0.427	0.069	0.075	0.144
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.300	0.427	0.065	0.070	0.135
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.700	0.427	0.064	0.069	0.133
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	19.775	0.427	0.058	0.062	0.120
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	20.000	0.427	0.058	0.061	0.119
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	23.925	0.427	0.049	0.051	0.100
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	26.000	0.427	0.046	0.047	0.093
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	29.500	0.427	0.041	0.042	0.082
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	30.000	0.427	0.040	0.041	0.081
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	35.000	0.427	0.035	0.035	0.070
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	36.500	0.427	0.033	0.034	0.067
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	40.000	0.427	0.030	0.031	0.061

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 4

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.001	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.100	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.200	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.300	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.400	0.427	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.500	0.427	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.600	0.427	0.000	0.002	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.700	0.427	0.000	0.004	0.004
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.800	0.427	0.000	0.005	0.005
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.900	0.427	0.000	0.007	0.007
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.000	0.427	0.000	0.009	0.009
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.125	0.427	0.000	0.012	0.012
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.500	0.427	0.001	0.022	0.022
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	2.000	0.427	0.002	0.036	0.038
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	3.375	0.427	0.007	0.070	0.077
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.500	0.427	0.013	0.086	0.099
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.950	0.427	0.016	0.090	0.105
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	5.850	0.427	0.021	0.094	0.115
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	6.300	0.427	0.024	0.095	0.119
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	7.850	0.427	0.032	0.094	0.126
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.000	0.427	0.040	0.087	0.127
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.950	0.427	0.042	0.084	0.126
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	12.500	0.427	0.044	0.078	0.122
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	13.700	0.427	0.045	0.074	0.119
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	16.100	0.427	0.045	0.066	0.111
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.300	0.427	0.045	0.063	0.108
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.700	0.427	0.045	0.062	0.106
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	19.775	0.427	0.043	0.057	0.100
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	20.000	0.427	0.043	0.056	0.099
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	23.925	0.427	0.040	0.048	0.088
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	26.000	0.427	0.038	0.045	0.083
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	29.500	0.427	0.035	0.040	0.075
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	30.000	0.427	0.035	0.039	0.074
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	35.000	0.427	0.031	0.034	0.065
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	36.500	0.427	0.030	0.033	0.063
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	40.000	0.427	0.028	0.030	0.058

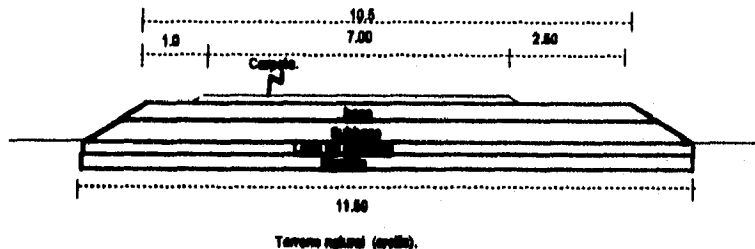
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 4

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.001	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.100	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.200	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.300	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.400	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.500	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.600	0.427	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.700	0.427	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.800	0.427	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.900	0.427	0.000	0.001	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.000	0.427	0.000	0.002	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	13.278	1.125	0.427	0.000	0.003	0.003
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.500	0.427	0.000	0.006	0.006
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	2.000	0.427	0.001	0.012	0.013
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	3.375	0.427	0.004	0.032	0.036
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.500	0.427	0.008	0.048	0.056
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.950	0.427	0.010	0.053	0.063
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	5.850	0.427	0.014	0.061	0.074
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	6.300	0.427	0.016	0.064	0.079
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	7.850	0.427	0.022	0.070	0.092
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.000	0.427	0.030	0.071	0.101
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.950	0.427	0.033	0.070	0.103
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	12.500	0.427	0.036	0.068	0.103
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	13.700	0.427	0.037	0.065	0.103
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	16.100	0.427	0.039	0.060	0.099
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.300	0.427	0.039	0.058	0.097
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.700	0.427	0.039	0.057	0.096
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	19.775	0.427	0.039	0.053	0.092
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	20.000	0.427	0.039	0.053	0.091
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	23.925	0.427	0.037	0.046	0.083
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	26.000	0.427	0.036	0.043	0.079
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	29.500	0.427	0.033	0.039	0.072
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	30.000	0.427	0.033	0.038	0.071
1.388	1.388	5.250	5.250	13.278	35.000	0.427	0.030	0.033	0.063
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	36.500	0.427	0.029	0.032	0.061
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	40.000	0.427	0.027	0.030	0.057

CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN LOS DIFERENTES PUNTOS DEL TERRAPLEN

Sección tipo: 4									
Punto	z (m)	H (m)	P0 (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	P1 (Kg/cm ²)	a0	a1	Ha (m)	Ha Total (m)
1A	1.125	2.250	0.078	0.006	0.067	11.800	11.800	0.000	
1B	3.375	2.250	0.088	0.015	0.102	11.800	11.800	0.000	
1C	4.850	0.800	0.118	0.017	0.136	6.480	6.480	0.001	
1D	5.850	0.800	0.137	0.017	0.154	6.480	6.470	0.002	
1E	7.850	3.100	0.177	0.018	0.183	7.380	7.360	0.015	
1F	10.850	3.100	0.238	0.015	0.254	7.230	7.220	0.004	
1G	13.700	2.400	0.284	0.014	0.308	5.860	5.820	0.011	
1H	16.100	2.400	0.342	0.012	0.364	5.800	5.800	0.000	
1I	18.775	4.180	0.418	0.011	0.428	6.080	6.050	0.014	
1J	23.825	4.180	0.488	0.008	0.508	6.000	6.000	0.000	
1K	28.800	7.000	0.610	0.008	0.618	7.300	7.260	0.042	
1L	36.800	7.000	0.760	0.007	0.767	7.000	6.970	0.028	0.115
2A	1.125	2.250	0.078	0.033	0.111	11.800	11.800	0.000	
2B	3.375	2.250	0.088	0.028	0.114	11.800	11.800	0.000	
2C	4.850	0.800	0.118	0.024	0.143	6.480	6.480	0.000	
2D	5.850	0.800	0.137	0.023	0.160	6.480	6.460	0.006	
2E	7.850	3.100	0.177	0.020	0.197	7.380	7.320	0.028	
2F	10.850	3.100	0.238	0.017	0.268	7.230	7.200	0.011	
2G	13.700	2.400	0.284	0.015	0.308	5.860	5.820	0.011	
2H	16.100	2.400	0.342	0.013	0.365	5.800	5.780	0.004	
2I	18.775	4.180	0.418	0.011	0.427	6.080	6.070	0.005	
2J	23.825	4.180	0.488	0.010	0.508	6.000	6.000	0.000	
2K	28.800	7.000	0.610	0.008	0.618	7.300	7.280	0.042	
2L	36.800	7.000	0.760	0.007	0.767	7.000	6.965	0.038	0.143
3A	1.125	2.250	0.078	0.042	0.120	11.800	11.800	0.000	
3B	3.375	2.250	0.088	0.037	0.125	11.800	11.800	0.000	
3C	4.850	0.800	0.118	0.032	0.161	6.480	6.480	0.001	
3D	5.850	0.800	0.137	0.030	0.187	6.480	6.420	0.008	
3E	7.850	3.100	0.177	0.026	0.202	7.380	7.330	0.022	
3F	10.850	3.100	0.238	0.020	0.268	7.230	7.200	0.011	
3G	13.700	2.400	0.284	0.017	0.311	5.860	5.810	0.014	
3H	16.100	2.400	0.342	0.014	0.368	5.800	5.785	0.006	
3I	18.775	4.180	0.418	0.012	0.428	6.080	6.080	0.000	
3J	23.825	4.180	0.488	0.010	0.508	6.000	6.000	0.000	
3K	28.800	7.000	0.610	0.008	0.618	7.300	7.260	0.042	
3L	36.800	7.000	0.760	0.007	0.767	7.000	6.965	0.038	0.145
4A	1.125	2.250	0.078	0.061	0.078	11.800	11.800	0.000	
4B	3.375	2.250	0.088	0.056	0.086	11.800	11.800	0.000	
4C	4.850	0.800	0.118	0.011	0.130	6.480	6.480	0.001	
4D	5.850	0.800	0.137	0.012	0.148	6.480	6.480	0.001	
4E	7.850	3.100	0.177	0.013	0.180	7.380	7.380	0.016	
4F	10.850	3.100	0.238	0.013	0.252	7.230	7.216	0.008	
4G	13.700	2.400	0.284	0.012	0.306	5.860	5.840	0.004	
4H	16.100	2.400	0.342	0.011	0.363	5.800	5.800	0.004	
4I	18.775	4.180	0.418	0.010	0.426	6.080	6.080	0.000	
4J	23.825	4.180	0.488	0.008	0.507	6.000	6.000	0.000	
4K	28.800	7.000	0.610	0.008	0.618	7.300	7.260	0.042	
4L	36.800	7.000	0.760	0.006	0.764	7.000	6.960	0.044	0.118
5A	1.125	2.250	0.078	0.080	0.078	11.800	11.800	0.000	
5B	3.375	2.250	0.088	0.064	0.081	11.800	11.800	0.000	
5C	4.850	0.800	0.118	0.008	0.126	6.480	6.480	0.001	
5D	5.850	0.800	0.137	0.007	0.144	6.480	6.480	0.001	
5E	7.850	3.100	0.177	0.009	0.198	7.380	7.380	0.016	
5F	10.850	3.100	0.238	0.010	0.248	7.230	7.216	0.008	
5G	13.700	2.400	0.284	0.010	0.304	5.860	5.840	0.004	
5H	16.100	2.400	0.342	0.010	0.362	5.800	5.780	0.004	
5I	18.775	4.180	0.418	0.008	0.425	6.080	6.080	0.000	
5J	23.825	4.180	0.488	0.008	0.507	6.000	6.000	0.000	
5K	28.800	7.000	0.610	0.007	0.617	7.300	7.260	0.042	
5L	36.800	7.000	0.760	0.006	0.764	7.000	6.960	0.044	0.115



Sección actual.

Capa.	Espesor.	Peso volumétrico
Excavación	40.0 cm.	
Plantilla	10.0 cm.	0.8 Ton/m ³
Los de concreto f'c 150 kg/cm ²	15.0 cm.	2.4 Ton/m ³
Subbase hidráulica	20.0 cm.	1.6 Ton/m ³
Base asfáltica	20.0 cm.	2.0 Ton/m ³
Carpeta de concreto asfáltico	10.0 cm	2.2 Ton/m ³

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 5

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.001	1.540	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.100	1.540	0.035	0.000	0.035
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.200	1.540	0.070	0.000	0.070
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.300	1.540	0.104	0.000	0.104
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.400	1.540	0.137	0.000	0.138
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.500	1.540	0.169	0.000	0.169
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.600	1.540	0.200	0.000	0.200
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.700	1.540	0.228	0.001	0.229
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.800	1.540	0.255	0.001	0.256
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	0.900	1.540	0.280	0.001	0.282
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.000	1.540	0.304	0.002	0.306
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.125	1.540	0.331	0.003	0.333
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	1.500	1.540	0.397	0.006	0.403
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	2.000	1.540	0.457	0.013	0.470
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	3.375	1.540	0.522	0.045	0.567
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.500	1.540	0.518	0.080	0.598
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	4.950	1.540	0.510	0.094	0.604
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	5.850	1.540	0.488	0.120	0.608
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	6.300	1.540	0.475	0.131	0.606
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	7.850	1.540	0.430	0.162	0.592
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.000	1.540	0.371	0.188	0.557
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	10.950	1.540	0.348	0.191	0.539
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	12.500	1.540	0.318	0.194	0.510
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	13.700	1.540	0.294	0.193	0.487
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	16.100	1.540	0.257	0.187	0.444
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.300	1.540	0.241	0.182	0.424
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	17.700	1.540	0.237	0.181	0.417
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	19.775	1.540	0.214	0.172	0.386
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	20.000	1.540	0.212	0.171	0.383
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	23.925	1.540	0.180	0.154	0.334
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	26.000	1.540	0.167	0.146	0.312
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	29.500	1.540	0.148	0.133	0.281
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	30.000	1.540	0.145	0.131	0.277
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	35.000	1.540	0.125	0.116	0.242
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	36.500	1.540	0.120	0.112	0.233
1.388	1.388	5.250	5.250	0.000	40.000	1.540	0.110	0.104	0.214

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 5

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.001	1.540	1.540	0.000	1.540
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.100	1.540	1.505	0.000	1.505
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.200	1.540	1.470	0.000	1.470
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.300	1.540	1.436	0.000	1.436
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.400	1.540	1.402	0.000	1.402
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.500	1.540	1.370	0.001	1.370
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.600	1.540	1.339	0.001	1.340
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.700	1.540	1.309	0.002	1.311
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.800	1.540	1.281	0.002	1.283
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	0.900	1.540	1.254	0.003	1.258
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.000	1.540	1.229	0.005	1.233
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.125	1.540	1.199	0.007	1.205
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	1.500	1.540	1.120	0.014	1.134
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	2.000	1.540	1.033	0.030	1.063
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	3.375	1.540	0.852	0.091	0.943
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.500	1.540	0.737	0.143	0.879
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	4.950	1.540	0.697	0.161	0.857
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	5.850	1.540	0.626	0.190	0.816
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	6.300	1.540	0.594	0.202	0.796
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	7.850	1.540	0.504	0.228	0.732
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.000	1.540	0.413	0.239	0.652
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	10.950	1.540	0.382	0.238	0.619
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	12.500	1.540	0.339	0.232	0.571
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	13.700	1.540	0.312	0.226	0.538
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	16.100	1.540	0.269	0.211	0.479
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.300	1.540	0.251	0.203	0.454
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	17.700	1.540	0.246	0.200	0.446
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	19.775	1.540	0.221	0.187	0.408
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	20.000	1.540	0.219	0.186	0.404
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	23.925	1.540	0.184	0.164	0.348
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	26.000	1.540	0.170	0.154	0.323
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	29.500	1.540	0.150	0.139	0.289
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	30.000	1.540	0.147	0.137	0.284
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	35.000	1.540	0.127	0.120	0.247
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	36.500	1.540	0.122	0.115	0.237
1.388	1.388	5.250	5.250	1.388	40.000	1.540	0.111	0.106	0.217

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 5

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.001	1.540	0.000	1.540	1.540
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.100	1.540	0.000	1.540	1.540
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.200	1.540	0.001	1.539	1.540
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.300	1.540	0.003	1.537	1.540
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.400	1.540	0.007	1.532	1.539
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.500	1.540	0.013	1.525	1.538
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.600	1.540	0.021	1.516	1.537
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.700	1.540	0.031	1.504	1.536
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.800	1.540	0.043	1.490	1.534
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	0.900	1.540	0.057	1.474	1.531
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.000	1.540	0.072	1.456	1.529
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.125	1.540	0.092	1.432	1.524
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	1.500	1.540	0.155	1.351	1.506
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	2.000	1.540	0.232	1.239	1.471
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	3.375	1.540	0.363	0.974	1.337
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	4.500	1.540	0.403	0.813	1.215
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	4.950	1.540	0.408	0.760	1.168
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	5.850	1.540	0.409	0.671	1.079
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	6.300	1.540	0.405	0.632	1.037
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	7.850	1.540	0.383	0.527	0.909
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.000	1.540	0.343	0.425	0.768
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	10.950	1.540	0.326	0.391	0.717
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	12.500	1.540	0.299	0.348	0.645
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	13.700	1.540	0.281	0.317	0.598
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	18.100	1.540	0.248	0.272	0.520
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.300	1.540	0.234	0.254	0.488
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	17.700	1.540	0.230	0.248	0.478
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	19.775	1.540	0.209	0.223	0.432
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	20.000	1.540	0.207	0.220	0.428
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	23.925	1.540	0.177	0.185	0.362
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	26.000	1.540	0.164	0.170	0.335
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	29.500	1.540	0.146	0.151	0.297
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	30.000	1.540	0.144	0.148	0.292
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	35.000	1.540	0.124	0.127	0.252
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	36.500	1.540	0.120	0.122	0.242
1.388	1.388	5.250	5.250	6.638	40.000	1.540	0.110	0.111	0.221

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 5

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.001	1.540	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.100	1.540	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.200	1.540	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.300	1.540	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.400	1.540	0.000	0.003	0.003
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.500	1.540	0.000	0.005	0.005
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.600	1.540	0.000	0.008	0.009
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.700	1.540	0.000	0.013	0.013
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.800	1.540	0.000	0.018	0.019
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	0.900	1.540	0.001	0.025	0.025
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.000	1.540	0.001	0.032	0.033
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.125	1.540	0.001	0.042	0.043
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	1.500	1.540	0.003	0.078	0.081
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	2.000	1.540	0.006	0.131	0.138
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	3.375	1.540	0.024	0.254	0.278
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.500	1.540	0.047	0.310	0.357
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	4.950	1.540	0.058	0.324	0.380
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	5.850	1.540	0.078	0.339	0.415
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	6.300	1.540	0.085	0.342	0.427
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	7.850	1.540	0.115	0.338	0.453
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.000	1.540	0.143	0.315	0.458
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	10.950	1.540	0.151	0.303	0.454
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	12.500	1.540	0.159	0.282	0.441
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	13.700	1.540	0.162	0.267	0.429
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	16.100	1.540	0.163	0.239	0.402
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.300	1.540	0.161	0.227	0.388
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	17.700	1.540	0.161	0.223	0.383
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	19.775	1.540	0.156	0.204	0.360
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	20.000	1.540	0.155	0.202	0.358
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	23.925	1.540	0.144	0.174	0.318
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	26.000	1.540	0.137	0.162	0.299
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	29.500	1.540	0.127	0.145	0.271
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	30.000	1.540	0.125	0.142	0.268
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	35.000	1.540	0.112	0.123	0.236
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	36.500	1.540	0.109	0.119	0.227
1.388	1.388	5.250	5.250	11.888	40.000	1.540	0.101	0.109	0.210

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

Sección tipo: 5

a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)	x (m)	z (m)	p (Ton.)	Esf. 1	Esf. 2	Esf. total (Ton/m2)
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.001	1.540	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.100	1.540	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.200	1.540	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.300	1.540	0.000	0.000	0.000
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.400	1.540	0.000	0.000	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.500	1.540	0.000	0.001	0.001
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.600	1.540	0.000	0.002	0.002
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.700	1.540	0.000	0.003	0.003
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.800	1.540	0.000	0.004	0.004
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	0.900	1.540	0.000	0.005	0.006
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.000	1.540	0.000	0.007	0.007
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.125	1.540	0.001	0.010	0.010
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	1.500	1.540	0.001	0.021	0.022
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	2.000	1.540	0.003	0.042	0.045
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	3.375	1.540	0.014	0.117	0.131
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.500	1.540	0.028	0.173	0.201
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	4.950	1.540	0.035	0.191	0.226
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	5.850	1.540	0.049	0.219	0.269
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	6.300	1.540	0.057	0.230	0.287
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	7.850	1.540	0.081	0.251	0.333
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.000	1.540	0.109	0.256	0.365
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	10.950	1.540	0.118	0.253	0.370
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	12.500	1.540	0.129	0.244	0.373
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	13.700	1.540	0.135	0.236	0.370
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	16.100	1.540	0.140	0.218	0.358
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.300	1.540	0.141	0.209	0.350
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	17.700	1.540	0.141	0.206	0.347
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	19.775	1.540	0.140	0.191	0.331
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	20.000	1.540	0.140	0.190	0.329
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	23.925	1.540	0.133	0.166	0.299
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	26.000	1.540	0.128	0.156	0.284
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	29.500	1.540	0.120	0.140	0.260
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	30.000	1.540	0.119	0.138	0.257
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	35.000	1.540	0.108	0.121	0.229
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	36.500	1.540	0.105	0.116	0.221
1.388	1.388	5.250	5.250	13.276	40.000	1.540	0.098	0.107	0.205

CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN LOS DIFERENTES PUNTOS DEL TERRAPLEN

Sección tipo: 5

Punto	z (m)	H (m)	P0 (Kg/cm2)	P (Kg/cm2)	P1 (Kg/cm2)	e0	e1	Ha (m)	Ha Total (m)
1A	1.125	2.250	0.123	0.033	0.156	11.800	11.800	0.000	
1B	3.375	2.250	0.188	0.067	0.224	11.780	11.860	0.025	
1C	4.860	0.800	0.188	0.080	0.259	6.410	6.350	0.007	
1D	5.860	0.800	0.217	0.081	0.278	6.400	6.310	0.011	
1E	7.860	3.100	0.257	0.068	0.316	7.200	7.060	0.057	
1F	10.860	3.100	0.318	0.064	0.373	6.860	6.800	0.019	
1G	13.700	2.400	0.374	0.048	0.423	5.570	5.540	0.011	
1H	16.100	2.400	0.422	0.044	0.466	5.550	5.500	0.018	
1I	18.775	4.150	0.488	0.038	0.534	6.000	7.960	0.023	
1J	23.825	4.150	0.578	0.033	0.612	7.860	7.880	0.032	
1K	29.800	7.000	0.680	0.028	0.718	7.100	7.070	0.026	
1L	36.800	7.000	0.830	0.023	0.853	6.800	6.700	0.177	0.407
2A	1.125	2.250	0.123	0.121	0.243	11.800	11.800	0.036	
2B	3.375	2.250	0.188	0.084	0.282	11.780	11.860	0.042	
2C	4.860	0.800	0.188	0.088	0.285	6.410	6.350	0.010	
2D	5.860	0.800	0.217	0.082	0.288	6.400	6.280	0.013	
2E	7.860	3.100	0.257	0.073	0.330	7.200	7.030	0.064	
2F	10.860	3.100	0.318	0.062	0.381	6.860	6.800	0.019	
2G	13.700	2.400	0.374	0.064	0.428	5.570	5.520	0.019	
2H	16.100	2.400	0.422	0.048	0.470	5.560	5.480	0.022	
2I	18.775	4.150	0.488	0.041	0.538	6.000	7.960	0.005	
2J	23.825	4.150	0.578	0.035	0.613	7.860	7.880	0.023	
2K	29.800	7.000	0.680	0.029	0.719	7.100	7.060	0.043	
2L	36.800	7.000	0.830	0.024	0.864	6.800	6.700	0.177	0.473
3A	1.125	2.250	0.123	0.152	0.275	11.800	11.680	0.038	
3B	3.375	2.250	0.188	0.134	0.301	11.780	11.400	0.069	
3C	4.860	0.800	0.188	0.117	0.318	6.410	6.300	0.013	
3D	5.860	0.800	0.217	0.108	0.325	6.400	6.280	0.015	
3E	7.860	3.100	0.257	0.081	0.348	7.200	6.980	0.083	
3F	10.860	3.100	0.318	0.072	0.381	6.860	6.870	0.031	
3G	13.700	2.400	0.374	0.080	0.434	5.570	5.560	0.007	
3H	16.100	2.400	0.422	0.082	0.474	5.560	5.500	0.018	
3I	18.775	4.150	0.488	0.043	0.538	6.000	6.000	0.000	
3J	23.825	4.150	0.578	0.036	0.615	7.860	7.880	0.032	
3K	29.800	7.000	0.680	0.030	0.720	7.100	7.100	0.000	
3L	36.800	7.000	0.830	0.024	0.864	6.800	6.700	0.177	0.485
4A	1.125	2.250	0.123	0.004	0.127	11.800	11.800	0.000	
4B	3.375	2.250	0.188	0.028	0.186	11.780	11.780	0.006	
4C	4.860	0.800	0.188	0.038	0.237	6.410	6.380	0.004	
4D	5.860	0.800	0.217	0.042	0.258	6.400	6.330	0.010	
4E	7.860	3.100	0.257	0.064	0.311	7.200	7.060	0.067	
4F	10.860	3.100	0.318	0.046	0.364	6.860	6.820	0.012	
4G	13.780	2.400	0.374	0.043	0.417	5.570	5.560	0.007	
4H	16.100	2.400	0.422	0.040	0.462	5.560	5.500	0.018	
4I	18.775	4.150	0.488	0.038	0.532	6.000	7.960	0.023	
4J	23.825	4.150	0.578	0.032	0.610	7.860	7.880	0.032	
4K	29.800	7.000	0.680	0.027	0.717	7.100	7.080	0.017	
4L	36.800	7.000	0.830	0.023	0.863	6.800	6.700	0.177	0.363
5A	1.125	2.250	0.123	0.001	0.124	11.800	11.800	0.000	
5B	3.375	2.250	0.188	0.013	0.181	11.780	11.780	0.000	
5C	4.860	0.800	0.188	0.023	0.222	6.410	6.400	0.001	
5D	5.860	0.800	0.217	0.027	0.244	6.400	6.380	0.005	
5E	7.860	3.100	0.257	0.033	0.280	7.200	7.100	0.038	
5F	10.860	3.100	0.318	0.037	0.356	6.860	6.860	0.000	
5G	13.700	2.400	0.374	0.037	0.411	5.570	5.560	0.007	
5H	16.100	2.400	0.422	0.038	0.468	5.560	5.510	0.015	
5I	18.775	4.150	0.488	0.033	0.528	6.000	6.000	0.000	
5J	23.825	4.150	0.578	0.030	0.608	7.860	7.880	0.026	
5K	29.800	7.000	0.680	0.026	0.716	7.100	7.080	0.017	
5L	36.800	7.000	0.830	0.022	0.862	6.800	6.700	0.177	0.288

VI.2. COSTO DE LAS POSIBLES ALTERNATIVAS.

SALARIO REAL

Para poder obtener el salario real tendremos que calcular el factor de salario real, el cual se elabora considerando lo señalado en la Ley federal del Trabajo y otras prestaciones que son algo comunes, como se muestra en las siguientes tablas.

En relación al salario base, está actualizado al mes de Mayo de 1996, según la Ley Federal del Trabajo.

RENDIMIENTO.

Para obtener el rendimiento de nuestra maquinaria hacemos las siguientes consideraciones en cuanto a las pasadas que debe dar cada máquina para lograr ya sea la compactación deseada en el caso de las aplanadoras, acomodar o mezclar el material en el caso de la motoconformadora etc. estos datos son un promedio que se da en base a la experiencia los cuales pueden variar dependiendo de el tipo de máquina, la calidad del material, etc.

Las fórmulas que nos dan el rendimiento de las diferentes máquinas son:

1. Rendimiento de los cargadores:

$$R = \frac{QKE \times 0.764 \times F.V.}{t}$$

2. Rendimiento de las excavadoras:

$$R = \frac{QKE \times 0.764 \times F.V.}{t}$$

3. Rendimiento de los transportes:

$$R = \frac{Q \times 60 \times E}{t}$$

4. Rendimiento de las motoconformadoras:

$$T = \frac{D \times N}{v \times E}$$

5. Rendimiento de los compactadores:

$$R = \frac{A \times v \times e \times C \times 10}{N}$$

Donde:

R = Rendimiento de la máquina en, m³/hr.

60 = Minutos que tiene una hora.

Q = Capacidad nominal del cucharón, en yd³, para transportes en m³.

K = Factor de llenado del cucharón.

E = Factor de rendimiento del trabajo.

F.V. = Factor volumétrico.

t = Tiempo del ciclo, en minutos.

T = Tiempo requerido para efectuar el trabajo.

N = Número de pasadas hasta el término del trabajo.

D = Distancia recorrida en cada pasada.

v = Velocidad de operación, en Km/hr.

- A = Ancho compactado por la máquina, en m.
- e = Espesor de la capa, en cm.
- 10 = factor de conversión de unidades.
- C = Coeficiente de reducción (0.6 a 0.8).

Formato para el análisis del factor de salario real (F.S.R.).

Prestaciones de la empresa:

a) Salario base:	\$35.00
b) Días de vacaciones:	12
c) Seguro Social:	19.69%
d) Días no laborados por lluvia:	5
e) Fiestas en la región:	3
f) Días por enfermedad:	6
g) Prima vac. adicional:	15%
h) SAR	7%
i) Prestaciones de Ley	

1. Por prestaciones de a L.F.T.

- Por cuota diaria:	365.0	
- Por prima vacacional:	4.8	
- Por aguinaldo:	15.0	
	<u>384.8</u>	días

2. Por días con goce de salario.

- Por séptimo día:	52.0	
- Por días festivos:	7.0	
- Por vacaciones:	12.0	
	<u>71.0</u>	días

3. Por días previstos.

- Por fiestas de costumbre:	3.0	
- Por enfermedad no prof.	6.0	
- Por mal tiempo:	5.0	
	<u>14.0</u>	días

Días laborados: 280.0

I.- Días pagados / Días laborados = 1.374286

II.- SAR = 0.0962

III.- Seguro Social = 0.270563

IV.- Guarderías = 0.013036

V.- Remuneraciones pagadas = 0.013743

Factor de salario real: F.S.R. = 1.767827

Salario real: S.R. = \$61.87 /h

Formato para el análisis del factor de salario real (F.S.R.).

Prestaciones de la empresa:

a) Salario base:	\$33.75
b) Días de vacaciones:	12
c) Seguro Social:	19.69%
d) Días no laborados por lluvia:	5
e) Fiestas en la región:	3
f) Días por enfermedad:	6
g) Prima vac. adicional:	15%
h) SAR	7%
i) Prestaciones de Ley	

1. Por prestaciones de a L.F.T.

- Por cuota diaria:	365.0
- Por prima vacacional:	4.8
- Por aguinaldo:	15.0
	<u>384.8</u> días

2. Por días con goce de salario.

- Por séptimo día:	52.0
- Por días festivos:	7.0
- Por vacaciones:	12.0
	<u>71.0</u> días

3. Por días previstos.

- Por fiestas de costumbre:	3.0
- Por enfermedad no prof.	6.0
- Por mal tiempo:	5.0
	<u>14.0</u> días

Días laborados: 280.0

I.- Días pagados / Días laborados =	1.374286
II.- SAR =	0.0962
III.- Seguro Social =	0.270663
IV.- Guarderías =	0.013036
V.- Remuneraciones pagadas =	0.013743
Factor de salario real: F.S.R. =	1.767827

Salario real: S.R. = \$50.66 /h

Rendimiento de la maquinaria a emplear.

Máquina	Q yd3	K	E	F.V.	t min.	D Km	N	v Km/h	A m	C	e cm	R m3/hr	T hr
Cargadores	2.00	1.12	0.75	1.00	0.20							385.06	
Excavadoras	1.00	1.10	0.75	1.00	0.01							56.78	
Transportes													
Volteo	6.00		0.75		25.00							10.80	
Pipa	6.00		0.75		25.00							10.80	
Petrolizadora	6.00		0.75		25.00							10.80	
Motoconformadoras													
Terracería													
T			0.75			0.25	2.00	15.00					0.04
Sr			0.75			0.25	4.00	15.00					0.09
Subbase			0.75			0.25	8.00	15.00					0.18
Base			0.75			0.25	8.00	15.00					0.18
Carpeta			0.75			0.25	8.00	15.00					0.13
Compactadores													
Terracería													
T CB 634C							2.00	8.00	1.98	0.70	20.00	1109.36	
Sr CB 634C							2.00	8.00	1.98	0.70	20.00	1109.36	
Subbase							8.00	8.00	1.98	0.70	20.00	277.34	
Base							8.00	8.00	1.98	0.70	20.00	277.34	
Carpeta							2.00	8.00	1.98	0.70	20.00	1109.36	
PS 110							6.00	10.00	2.13	0.70	7.00	174.28	

CONSTRUCTORA:	Máquina:	Compaq	Hoja No.:	1
Tipo profesional:	Modelo:	CB 63C	Cálculo:	DHCA-ETI
Dirección - Empresa:	Datos Adic.:	Revisó:	Ing. RC-AM
OBRA: Autopista Pápan-Tecuaco			Fecha:	Mayo - 98

DATOS GENERALES.	
Presio adquisición:	\$1,088,273.00
Equipo adicional:	
	\$1,088,273.00
Valor inicial (Vi):	
Valor rescate (Vr):	10% \$108,827.30
Tasa interés (i):	14%
Prima segura (s):	3%
Fecha de colocación:	Mayo de 1998
Vida económica (Ve):	5 años
Horas por año (Ha):	2000 h/año
Motor:	Diesel de 155 H.P.
Factor de operación:	80%
Potencia de operación:	124 H.P. op.
Factor mantenimiento (C):	0.8

I. CARGOS FIJOS.			
a) Depreciación:	$D = (Vi - Vr) / Ve$	=	\$88.84 /h
b) Inversión:	$I = ((Vi + Vr) / (2 * Ha))$	=	\$42.20 /h
c) Seguros:	$S = ((Vi + Vr) / (2 * Ha)) * s$	=	\$8.06 /h
d) Mantenimiento:	M = CD	=	\$78.08 /h
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$228.26 /h

II. CONSUMOS.			
a) Combustibles:	$E = PC$		
Diesel:	$E = 0.20 \times 124 \text{ H.P. op.} \times \2.20	=	\$94.56 /h
Gasolina:	$E = 0.24 \times 124 \text{ H.P. op.} \times \8.00	=	\$90.00 /h
b) Otras fuentes de energía:			/h
c) Lubricantes:	$L = Pe$		
Capacidad Carter:	C = 11.3 litros		
Cambios aceite:	f = 180 horas		
$e = CA + 0.0035 \times \text{H.P. op.}$	=	0.847 lit/h	
$e = CA + 0.0030 \times \text{H.P. op.}$	=	0.488 lit/h	
PC = \$14.00		L = \$7.66 /h	
d) Llenado:	$LI = e * f$		
Vi: valor de llenado:		LI = \$0.00 /h	
Hr: Vida económica:			
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$92.22 /h

III. OPERACIÓN.			
Salarios: S			
Operador:	\$91.97		
Asistente:	\$90.96		
Salario-prom:	\$121.53		
Horas/horro-prom: (H)			
Pr = 0.75			
H = 8 horas x factor de mantenimiento =	6.00 horas		
Operación: O = SH		O = \$20.26 /h	
SUMA OPERACIÓN POR HORA			\$20.26 /h

COSTO DIRECTO HORA - MAQUINA (H M D)		\$311.74 /h
---	--	--------------------

CONSTRUCTORA:	Máquina:	Compuclador	Hoja No.:	2
Tipo Profesional:	Modelo:	PS 110	Cálculo:	DMCA-ETI
CADH - ETI	Datos Adic.:	Neumáticos	Revisó:	Ing. RC-MM
OBRA: Autopista Páfan-Tzacaco			Fecha:	Mayo - 96

DATOS GENERALES.				
Precio adquisición:	9466.750.00	Fecha de calificación:	Mayo de 1996	
Equipo adicional:		Vida económica (Ve):	8 años	
	9466.750.00	Horas por año (Ha):	2000 h/año	
Valor Inicial (Vi):		Motor:	Diesel	de 77 H.P.
Valor rescate (V):	10% 946.675.00	Factor de operación:	80%	
Tasa Interés (i):	14%	Potencia de operación:	61.6 H.P. op.	
Primo seguro (s):	3%	Factor mantenimiento (C):	0.8	

I. CARGOS FIJOS.				
a) Depreciación:	$D = (Vi - V) / Ve$	=	\$41.92	/h
b) Inversión:	$I = ((Vi + V) / (2 * Ha))$	x	\$17.93	/h
c) Seguro:	$S = ((Vi + V) / (2 * Ha)) * s$	=	\$3.84	/h
d) Mantenimiento:	$M = CD$	=	\$33.53	/h
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA				\$97.23 /h

II. CONSUMOS.				
a) Combustibles:	$E = e * PC$			
Diesel:	$E = 0.26 \times$	61.6 H.P. op. x	\$2.20 l/h =	\$27.10 /h
Gasolina:	$E = 0.24 \times$	61.6 H.P. op. x	\$0.90 l/h =	\$0.00 /h
b) Otros Reservas de energía:				
c) Lubricación:	$L = e * Pe$			
Capacidad Carter:	$C =$	7.9 litros		
Cambios aceite:	$T =$	100 horas		
$e = CA + 0.0036 \times H.P. op.$	=	6.2846 l/hr		
$e = CA + 0.0036 \times H.P. op.$	=	0.2636 l/hr		
$PC =$	\$14.88	$L =$	\$3.69	/h
d) Lijas:	$Ll = e * Hv$			
Vl: valor de lijas:	\$16.000.00			
Hv: vida económica:	8000 Horas	$Ll =$	\$3.30	/h
SUMA CONSUMOS POR HORA				\$34.10 /h

III. OPERACIÓN.				
Salario: S				
Operador:	\$61.87			
Asistente:	\$59.66			
Salario-prom:	\$121.53			
Horas/luzo-prom: (F)				
$F =$	0.76			
$H = 8 \text{ horas} \times \text{factor de rendimiento} =$	6.08 horas			
Operación: O = SF		O =	\$20.26	/h
SUMA OPERACIÓN POR HORA				\$20.26 /h

COSTO DIRECTO HORA - MÁQUINA (H M D)		\$151.58 /h
---	--	--------------------

CONSTRUCTORA: Técnico Profesional DHCA - ETI	Máquina: Modelo: 120 H Detalles Adic.: Neumáticos	Hoja No.: 3 Cálculo: DHCA-ETI Revisó: Ing. RC-884 Fecha: Mayo - 95
OBRA: <u>Autopista Pañon-Torocco</u>		
DATOS GENERALES.		
Precio adquisición: \$1,000,750.00	Fecha de colocación: Mayo de 1995	
Equipo adicional: _____	Vida económica (Ve): 5 años	
\$1,000,750.00	Horas por año (Ha): 2000 horario	
	Motor: Diesel de 120 H.P.	
Valor inicial (Va): _____	Factor de operación: 75%	
Valor rescate (Vr): 10% \$100,075.00	Potencia de operación: 90 H.P. op.	
Tasa interés (i): 14%	Factor mantenimiento (Q): 0.6	
Prima seguros (s): 3%		
I. CARGOS FIJOS.		
a) Depreciación: $D = (V_a - V_r) / V_e$	=	\$97.81 /h
b) Inversión: $I = ((V_a + V_r) / (2 \cdot H_a))$	=	\$41.84 /h
c) Seguros: $S = ((V_a + V_r) / (2 \cdot H_a)) \cdot s$	=	\$6.97 /h
d) Mantenimiento: $M = Q \cdot D$	=	\$78.26 /h
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA		\$224.88 /h
II. CONSUMOS.		
a) Combustibles: $E = e \cdot P_C$		
Diesel: $E = 0.20 \times 90 \text{ H.P. op.} \times \$2.20 /g =$		\$39.60 /h
Gasolina: $E = 0.24 \times 90 \text{ H.P. op.} \times \$0.00 /g =$		/h
b) Otras fuentes de energía: _____		/h
c) Lubricantes: $L = e \cdot P_o$		
Capacidad Carter: $C = 12 \text{ litros}$		
Cambios aceite: $f = 100 \text{ horas}$		
$e = C / (0.8836 \times \text{H.P. op.}) = 0.436 \text{ lit/h}$		
$e = C / (0.8836 \times \text{H.P. op.}) = 0.30 \text{ lit/h}$		
$P_C = \$14.80$	$L =$	\$6.08 /h
d) Límites: $L_i = V_i / H_i$		
V_i : valor de límites: \$1,000.00		
H_i : vida económica: 5000 horas	$L_i =$	\$4.20 /h
SUMA CONSUMOS POR HORA		\$49.88 /h
III. OPERACIÓN.		
Salario: \$		
Operador: \$81.87		
Asistente: \$29.95		
Substituto-prim: \$121.83		
Horas/turno-prim: (h)		
$F_r = 0.75$		
$H = 8 \text{ horas} \times \text{factor de rendimiento} = 8.00 \text{ horas}$		
Operación: $O = S \cdot H$	$O =$	\$20.26 /h
SUMA OPERACIÓN POR HORA		\$20.26 /h
COSTO DIRECTO HORA - MÁQUINA (H M D)		\$297.00 /h

CONSTRUCTORA:	Máquina:	Cargador Frontal	Hoja No.:	4
Técnico Profesional:	Modelo:	MF 750	Cálculo:	DHCA-ETI
DHCA - ETI	Datos Adic.:	Con retroexcavadora	Revisó:	Ing. RC-MM
OBRA: Autopista Páramo-Tacaco			Fecha:	Mayo -96

DATOS GENERALES.				
Precio adquisición:	\$441,600.00	Fecha de cotización:	Mayo de 1996	
Equipo adicional:		Vida económica (Ve):	5 años	
	\$441,600.00	Horas por año (Ha):	2000 hr/año	
		Motor:	Diesel	de 79 H.P.
Valor inicial (Vi):		Factor de operación:	75%	
Valor rescate (Vr):	10% \$44,160.00	Potencia de operación:	69.25 H.P. op.	
Tasa Interés (i):	14%	Factor mantenimiento (C):	0.8	
Prima seguros (s):	3%			

I. CARGOS FIJOS.				
a) Depreciación:	$D = (Vi - Vr) / Ve$	=	\$39.74 /h	
b) Inversión:	$I = ((Vi + Vr) / (2 * Ha))$	=	\$17.00 /h	
c) Seguros:	$S = ((Vi + Vr) / (2 * Ha)) * s$	=	\$3.64 /h	
d) Mantenimiento:	$M = CD$	=	\$31.80 /h	
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA				<u>\$92.18 /h</u>

II. CONSUMOS.				
a) Combustibles:	$E = e * PC$			
Diesel:	$E = 0.20 \times$	69.25 H.P. op. x	\$2.20 l/h	\$26.07 /h
Gasolina:	$E = 0.24 \times$	69.25 H.P. op. x	\$0.00 l/h	/h
b) Otras fuentes de energía:				
c) Lubricantes:	$L = e * Pc$			
Capacidad Carter:	C =	8 litros		
Cambios aceite:	t =	100 horas		
$e = CA + 0.0036 \times$ H.P. op.	=	0.267375 lit/hr		
$e = CA + 0.0036 \times$ H.P. op.	=	0.26775 lit/hr		
PC = \$14.00		L =	\$4.02 /h	
d) Llantas:	$Ll = V / H$			
V: valor de llantas :	\$14,000.00			
H: vida económica :	5000 Horas	Ll =	\$2.80 /h	
SUMA CONSUMOS POR HORA				<u>\$32.89 /h</u>

III. OPERACIÓN.				
Salario: S				
Operador:	\$61.87			
Suborno-prom:	\$61.87			
Horas/turno-prom: (H)				
$F_r =$	0.75			
H = 8 horas x factor de rendimiento =	6.00 horas			
Operación: O = SH		O =	\$10.31 /h	
SUMA OPERACIÓN POR HORA				<u>\$10.31 /h</u>

COSTO DIRECTO HORA - MÁQUINA (H M D)		<u>\$135.39 /h</u>
---	--	--------------------

CONSTRUCTORA: Teja Profesional DHCA - ETI	Máquina: Modelo: Datos Adic.:	Petróleos 5500 P Hidráulica	Hoja No.: 5 Cálculo: DHCA-ETI Revisó: Ing. RC-MSA Fecha: Mayo-98
OBRA: <u>Autopista Páez-Totaco</u>			
DATOS GENERALES.			
Precio adquisición:	\$296,061.2500	Fecha de cotización:	Mayo de 1998
Equipo adicional:		Vida económica (Ve):	6 años
	\$296,061.25	Horas por año (Ha):	2000 hr/año
Valor inicial (Vi):		Motor:	Diesel de 110 H.P.
Valor resaca (Vr):	10% \$29,606.13	Factor de operación:	80%
Tasa interés (i):	16%	Potencia de operación:	88 H.P. op.
Primo seguros (s):	3%	Factor mantenimiento (Q):	0.9
I. CARGOS FIJOS.			
a) Depreciación:	$D = (V_i - V_r) / V_e$	=	\$26.56 /h
b) Inversión:	$I = (V_i + V_r) / (2H_a)$	=	\$11.36 /h
c) Seguros:	$S = (V_i + V_r) / (2H_a) \cdot i$	=	\$2.43 /h
d) Mantenimiento:	$M = QD$	=	\$23.90 /h
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$64.25 /h
II. CONSUMOS.			
a) Combustibles:	$E = PC$		
Diesel:	$E = 0.26 \times$	88 H.P. op. x \$2.20 \$=	\$58.72 /h
Gasolina:	$E = 0.24 \times$	88 H.P. op. x \$0.00 \$=	/h
b) Otros gastos de energía:			/h
c) Lubricantes:	$L = PC$		
Capacidad Carter:	$C =$	7 litros	
Cambios aceite:	$i =$	100 horas	
$a = CA + 0.0036 \times$ H.P. op.	=	0.378 litros	
$a = CA + 0.0036 \times$ H.P. op.	=	0.324 litros	
PC = \$14.80		L =	\$5.29 /h
d) Límites:	$L = vL/v$		
Vl: valor de límites:	\$12,000.00		
Hv: vida económica:	6000 Horas	LI =	\$2.00 /h
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$66.41 /h
III. OPERACIÓN.			
Salarios: \$			
Operador:	\$61.87		
Asistente:	\$58.95		
Subtotal-pagos:	\$121.83		
Horas/turno-prom: (H)			
$F_r =$	0.75		
$H = 8$ horas x factor de rendimiento =	6.00 horas		
Operación: $O = H \cdot F_r$		O =	\$20.26 /h
SUMA OPERACIÓN POR HORA			\$20.26 /h
COSTO DIRECTO HORA - MÁQUINA (H M D)			\$130.82 /h

CONSTRUCTORA: Teca Profesional DHCA - ETI	Máquina: <u>Camión de volteo</u> Modelo: <u>D 600</u> Datos Adc.: <u>Caja Hidromax</u>	Hoja No.: <u>6</u> Cálculo: <u>DHCA-ETI</u> Revisó: <u>Ing. RC-AMA</u> Fecha: <u>Mayo - 86</u>
OBRA: <u>Ajuntamiento Peñón-Tasaco</u>		
DATOS GENERALES.		
Precto adquisición: <u>\$345,000.00</u>	Fecha de colocación: <u>Mayo de 1976</u>	
Equipo adicional: _____	Vida económica (V _e): <u>5 años</u>	
<u>\$345,000.00</u>	Horas por año (H _a): <u>2000 hrs/año</u>	
	Motor: <u>Diesel</u> de <u>110 H.P.</u>	
Valor inicial (V _i): _____	Factor de operación: <u>70%</u>	
Valor rescate (V _r): <u>10%</u> <u>\$34,500.00</u>	Potencia de operación: <u>82.5 H.P. op.</u>	
Tasa interés (i): <u>14%</u>	Factor mantenimiento (O): <u>0.9</u>	
Primo seguro (s): <u>3%</u>		
I. CARGOS FIJOS.		
a) Depreciación: $D = (V_i - V_r) / V_e$	=	\$31.05 /h
b) Inversión: $I = ((V_i - V_r) / (2 * H_a))$	=	\$13.25 /h
c) Seguro: $S = ((V_i + V_r) / (2 * H_a)) * i$	=	\$2.86 /h
d) Mantenimiento: $M = O * D$	=	\$27.85 /h
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA		<u>\$75.12 /h</u>
II. CONSUMOS.		
a) Combustibles: $E = e * PC$		
Diesel: $E = 0.30 \times 82.5 \text{ H.P. op.} \times \$2.20 \text{ gal} =$		\$56.30 /h
Gasolina: $E = 0.34 \times 82.5 \text{ H.P. op.} \times \$0.00 \text{ gal} =$		/h
b) Otras fuentes de energía: _____		/h
c) Lubricantes: $L = e * P_e$		
Capacidad Carter: $C =$ <u>8 litros</u>		
Cambios aceite: $t =$ <u>100 horas</u>		
$e = C / t = 0.008 \text{ gal/hr}$		
$e = C / t = 0.3275 \text{ gal/hr}$		
$PC = \$14.80$	$L =$	<u>96.15 /h</u>
d) Llamas: $LI = v * H_a / H_r$		
v: valor de llamas: <u>\$9,000.00</u>		
H _r : vida económica: <u>2000 Horas</u>	$LI =$	<u>\$1.80 /h</u>
SUMA CONSUMOS POR HORA		<u>\$43.28 /h</u>
III. OPERACIÓN.		
Salarios: \$		
Operador: <u>\$81.87</u>		
Asistente: <u>\$69.89</u>		
Subtotal: <u>\$151.76</u>		
Horas/turno-primo (H)		
$F_r = 0.75$		
$H = 8 \text{ horas} \times \text{Factor de rendimiento} =$	<u>6.00 horas</u>	
Operación: $O = H * F_r$	$O =$	<u>\$20.26 /h</u>
SUMA OPERACIÓN POR HORA		<u>\$20.26 /h</u>
COSTO DIRECTO HORA - MÁQUINA (H M D)		<u>\$138.64 /h</u>

CONSTRUCTORA: Técnico Profesional DHCA - ETI	Máquina: Modelo: Detalles Adic.:	Pipa 6000 PA	Hoja No.: 7 Cálculo: DHCA-ETI Revisó: Ing. RC- Fecha: Mayo - 96
OBRA: <u>Autopista Pafan-Tamoco</u>			
DATOS GENERALES.			
Precio adquisición:	\$305,000.00	Fecha de colocación:	Mayo de 1996
Equipo adicional:		Vida económica (V _e):	5 años
	\$305,000.00	Horas por año (H _a):	2000 h/año
Valor inicial (V _i):		Motor:	Diesel de 110 H.P.
Valor rescate (V _r):	10% \$30,500.00	Factor de operación:	75%
Tasa interés (i):	14%	Potencia de operación:	82.5 H.P. op.
Prima seguros (s):	3%	Factor mantenimiento (C):	0.9
I. CARGOS FIJOS.			
a) Depreciación:	$D = (V_i - V_r) / V_e$	=	\$27.45 /h
b) Inversión:	$I = ((V_i + V_r) / (2 * i))$	=	\$11.74 /h
c) Seguros:	$S = ((V_i + V_r) / (2 * i)) * s$	=	\$2.52 /h
d) Mantenimiento:	$M = C * D$	=	\$24.71 /h
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$66.41 /h
II. CONSUMOS.			
a) Combustibles:	$E = e * P * C$		
Diesel:	$E = 0.20 \times 82.5 \text{ H.P. op.} \times \2.20	$E =$	\$36.30 /h
Gasolina:	$E = 0.24 \times 82.5 \text{ H.P. op.} \times \0.90	$E =$	/h
b) Otros recursos de energía:			/h
c) Lubricantes:	$L = q * P * C$		
Capacidad Carter:	$C =$	8 litros	
Cambios aceite:	$i =$	100 horas	
$e = C * i + 0.0036 \times \text{H.P. op.}$	$=$	0.20076 lit/h	
$e = C * i + 0.0036 \times \text{H.P. op.}$	$=$	0.2276 lit/h	
PC = \$14.00		L =	\$5.16 /h
d) Límites:	$L_i = e * P * W$		
V _i : valor de límites:	\$0.000.00		
Hr: hrs. excedidos:	0000 Horas	L _i =	\$1.80 /h
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$43.26 /h
III. OPERACIÓN.			
Salarios: S			
Operador:	\$81.97		
Asistente:	\$29.95		
Subtotal-prom:	\$121.83		
Horas/suma-prom: (F)			
F =	0.76		
H = 8 horas x factor de rendimiento =	6.00 horas		
Operación: O = S * F		O =	\$90.26 /h
SUMA OPERACIÓN POR HORA			\$90.26 /h
COSTO DIRECTO HORA - MÁQUINA (H M D)			\$129.93 /h

Catálogo de conceptos

Sección tipo: 1

Concepto	Cantidad	H. M. D.	C. U.	Importe
1. Despeque	398280.0 m2	28.80	297.00	8,553.60
2. Acarreo de material de despeque	55759.2 m3	5162.89	138.64	715,782.92
3. Carga del material de despeque	55759.2 m3	144.81	135.39	19,605.83
4. Acarreo de material nuevo hasta la zona de obra	289682.8 m3	64.80	16.50	4,383,270.54
5. Tendido de material	388280.0 m2	239.46	311.74	19,245.60
6. Compactación de material	289682.8 m3	106.00	19.00	74,650.79
7. Acarreo de material nuevo	62376.0 m2	224.91	311.74	1,185,144.00
8. Tendido de material	345000.0 m2	21.50	297.00	32,076.00
9. Compactación de material	62376.0 m3	108.00	311.74	70,112.84
10. Acarreo de material nuevo	51975.0 m3	187.41	21.50	1,117,462.50
11. Preparación del material	315000.0 m2	108.00	297.00	32,076.00
12. Tendido de material	51975.0 m3	187.41	311.74	58,421.74
13. Compactación del material	283.5 m3	3000.00	3000.00	850,500.00
14. Riego de integración	157.5 m3	3000.00	3000.00	472,500.00
15. Riego de liga	14700 m3	400.00	400.00	5,880,000.00
16. Preparación de mezcla estéril en el lugar	210000.0 m2	46.80	297.00	13,899.60
17. Tendido de la mezcla	14700.0 m3	13.25	311.74	4,130.83
18. Compactación de la mezcla	14700.0 m3	84.35	151.58	12,785.32
19. Riego de sello	105.0 m3	3000.00	3000.00	315,000.00
20. Barrido	210000.0 m2	2.00	2.00	420,000.00
			Sub-total	\$15,685,218.11
			C.I. 6%	784,280.91
			TOTAL	\$16,469,499.01

Castigo de conceptos

Sección tipo: 2

Concepto	Cantidad	H.M.	C.U.	Importe
1. Despeque	388280.0 m2	28.80	297.00	8,553.60
2. Acarreo de material de despeque	55759.2 m3	5162.89	138.64	715,782.92
3. Carga del material de despeque	55759.2 m3	144.81	135.39	19,605.83
4. Preparación de mezcla de concreto hidráulico	388280.0 m3		431.00	17,165,868.00
5. Tendido de la mezcla	388280.0 m2		11.14	4,436,839.20
6. Curado de la muestra	388280.0 m2		0.50	199,140.00
7. Acarreo de material nuevo hasta la zona de obra	388280.0 m2	64.80	297.00	4,383,270.54
8. Tendido de material	265652.8 m3	239.46	311.74	19,245.60
9. Compacción de material	388280.0 m2		16.50	74,650.79
10. Acarreo de material nuevo	62376.0 m3	108.00	19.00	1,185,144.00
11. Tendido de material	345000.0 m2		297.00	32,076.00
12. Compacción de material	62376.0 m3	224.91	311.74	70,112.84
13. Acarreo de material nuevo	51975.0 m3		21.50	1,117,462.50
14. Preparación del material				
15. Tendido de material	315000.0 m2	108.00	297.00	32,076.00
16. Compacción del material	51975.0 m3	187.41	311.74	58,421.74
17. Riego de imprimación	283.5 m3		3000.00	850,500.00
18. Riego de leña	157.5 m3		3000.00	472,500.00
19. Preparación de mezcla estática en el lugar	14700.0 m3		400.00	5,880,000.00
20. Tendido de la mezcla	210000.0 m2	46.80	297.00	13,899.60
21. Compacción de la mezcla	14700.0 m3	13.25	311.74	4,130.83
	14700.0 m3	84.35	151.58	12,785.32
22. Riego de sello	105.0 m3		3000.00	315,000.00
23. Berrido	210000.0 m2		2.00	420,000.00
			Sub-total	\$37,487,065.31
			C.I. 5.5%	20,617,885.92
			TOTAL	\$58,104,951.23

Catálogo de conceptos

Sección tipo: 3

Concepto	Cantidad	H.M.	C.U.	Importe
1. Despeque	366260.0 m2	26.80	297.00	8,553.60
2. Acarreo de material de despeque	55759.2 m3	5162.89	136.64	715,762.92
3. Carga del material de despeque	55759.2 m3	144.81	135.39	19,605.36
4. Acarreo de material nuevo hasta la zona de obra	265652.8 m3	64.8	16.50	4,383,270.54
5. Terrido de material	366260.0 m2	239.46	297.00	19,245.60
6. Compactación	265652.8 m3	311.74	311.74	74,650.79
7. Acarreo de material nuevo	566005.0 m3	70.00	70.00	4,123,350.00
8. Preparación del material	315000.0 m2	106.00	297.00	32,076.00
9. Terrido de material	566005.0 m3	212.39	311.74	66,211.31
10. Compactación del material	283.5 m3	3000.00	3000.00	850,500.00
11. Riego de integración	157.5 m3	3000.00	3000.00	472,500.00
12. Riego de liga	14700.0 m3	46.80	400.00	5,890,000.00
13. Preparación de mezcla estática en el lugar	210000.0 m2	13.25	297.00	13,869.60
14. Terrido de la mezcla	14700.0 m3	84.35	311.74	4,130.83
15. Compactación de la mezcla	14700.0 m3	151.58	151.58	12,765.32
16. Riego de selo	105.0 m3	3000.00	3000.00	315,000.00
17. Barrido	210000.0 m2	2.00	2.00	420,000.00
			Sub-total	\$17,411,561.87
			C.I. 4.5%	783,620.28
			TOTAL	\$18,195,082.15

Catálogo de conceptos

Sección tipo: 4

Concepto	Cantidad	H.M.	C.U.	Importe
1. Excavación hasta 2.0 m	796560.0 m3	14026.86	135.39	1,899,370.52
2. Acarreo de material de desecho	955872.0 m3	88506.67	138.64	12,270,564.27
3. Acarreo de material nuevo de rollano	812491.0 m3		19.00	15,437,332.80
4. Terrido de material	1891400.0 m2	144.00	297.00	42,768.00
5. Compactación de material	812491.2 m3	732.40	311.74	228,317.23
6. Acarreo de material nuevo hasta la zona de obra	265652.8 m3	64.80	16.50	4,383,270.54
7. Terrido de material	398290.0 m2	239.46	297.00	19,245.60
8. Compactación de material	265652.8 m3		311.74	74,650.79
9. Acarreo de material nuevo	59905.0 m3		70.00	4,123,350.00
10. Preparación del material	315000.0 m2	108.00	2797.00	32,076.00
11. Terrido de material	59905.0 m3	212.39	311.74	66,211.31
12. Compactación de material	263.5 m3		3000.00	850,500.00
13. Riego de imprimación	157.5 m3		3000.00	472,500.00
14. Riego de liga	14700.0 m3	46.80	400.00	5,890,000.00
15. Preparación de mezcla estéril en el lugar	210000.0 m2	13.25	297.00	13,899.60
16. Terrido de la mezcla	14700.0 m3	84.35	311.74	4,130.83
17. Compactación de la mezcla	14700.0 m3		151.58	12,785.32
18. Riego de agua	105.0 m3		3000.00	315,000.00
19. Barrido	210000.0 m2		2.00	420,000.00
			Sub-total	46,545,972.81
			C.I. 5%	2,327,298.64
			TOTAL	\$48,873,271.45

CONCLUSIONES

En base a los cálculos y análisis realizados en el capítulo anterior podemos llegar a concluir que la sección más recomendable es la del tipo cuatro.

El porque de esta conclusión se logra de la siguiente forma:

1. Comparamos el funcionamiento estructural, en donde el principal factor a vencer son los asentamientos producidos por la estructura, debido al tipo de suelo, ya que también depende de esto la funcionalidad en cuanto al tránsito se refiere, de la misma forma entre menores sean los asentamiento el mantenimiento estructural será mucho menor en comparación si éstos son grandes.
2. Comparar de la misma forma el costo de cada tipo, teniendo siempre en cuenta el futuro mantenimiento que vaya a tener cada una de ellas.

Las comparaciones se facilitan más si tenemos todos los datos en forma de tabla.

Sección tipo núm.	Asentamiento menor (m)	Asentamiento mayor (m)	Promedio asentamientos (m)	Costo (\$)
1	0.195	0.417	0.312	16,469,479.01
2	0.271	0.470	0.358	58,104,951.23
3	0.247	0.418	0.305	18,195,082.15
4	0.115	0.145	0.127	48,873,271.45
Actual	0.288	0.485	0.403	N. D.

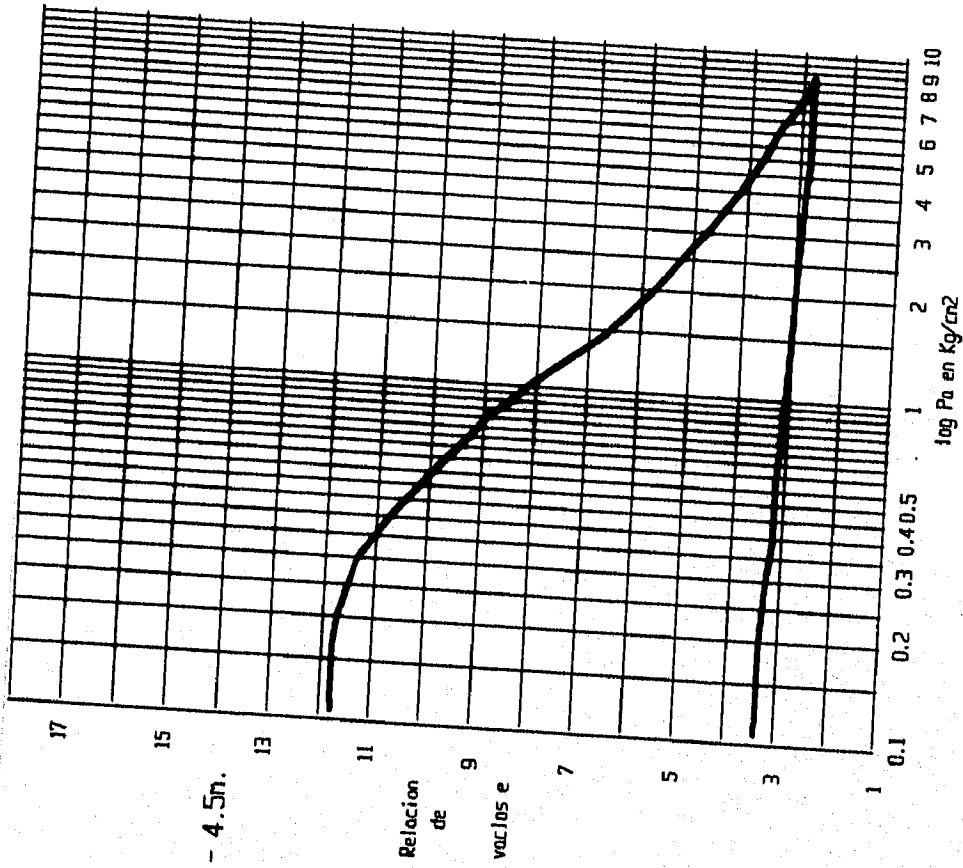
La sección 1, 2 y 3 presentan asentamientos diferenciales considerables, en los asentamientos del tipo cuatro son muy pequeños por lo podemos decir que no son de gran importancia, las secciones 1 y 3 son las opciones más factibles en cuanto al costo, pero como mencionamos antes sus asentamientos diferenciales son muy grandes, es por esto que es necesario conocer el costo que nos provocará el mantenimiento, por lo que puede resultar contraproducente construir este tipo de secciones, con respecto a la secciones 2 y la actual, las cuales son muy similares podemos decir que son la peor opción, ya que nos presenta los mayores asentamientos así como el mayor costo, por todo lo anterior la sección tipo 4 resulta ser la más factible, por su funcionalidad y aunque el costo de construcción es un poco elevado el mantenimiento sería mucho menor que en las otras secciones analizadas.

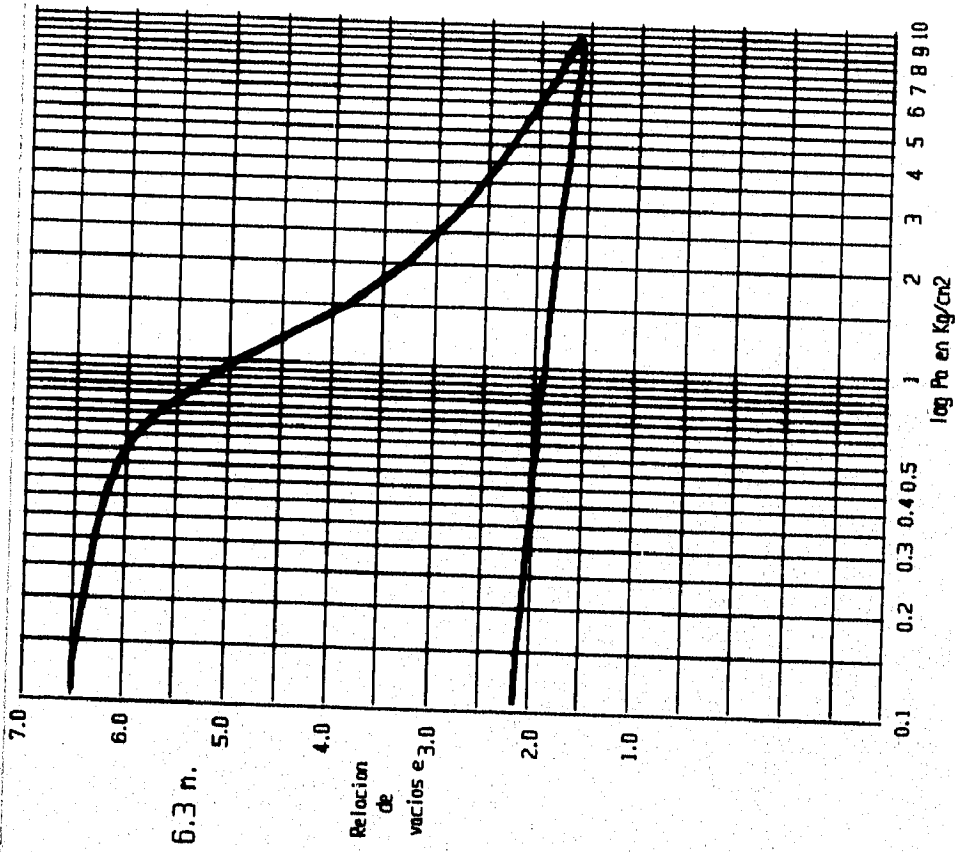
Cabe mencionar que el funcionamiento estructural de los pavimentos se puede mejorar empleando geotextiles en su construcción, ya que menos material se incrusta en la arcilla, pero lógicamente el costo de nuestro pavimento se elevará, por lo que se recomienda usarlo cuando el presupuesto lo permita o en obras donde sea indispensable utilizarlo.

ANEXO.

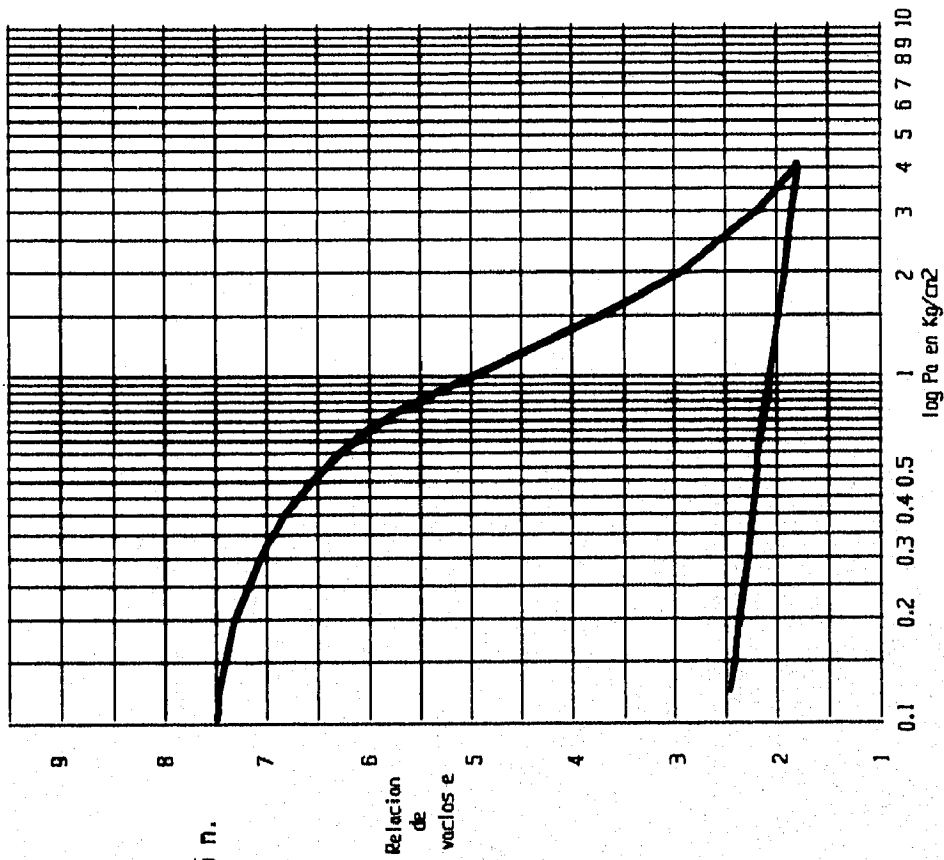
La siguientes curvas de compresibilidad con las cuales fueron calculados los asentamientos en nuestras diferentes secciones de pavimentos, fueron proporcionadas por la DGCOH, las que se obtuvieron en un sondeo mixto realizado en un lago de regularización horaria, dentro de la zona del lago de Texcoco.

Profundidad 0 - 4.5m.



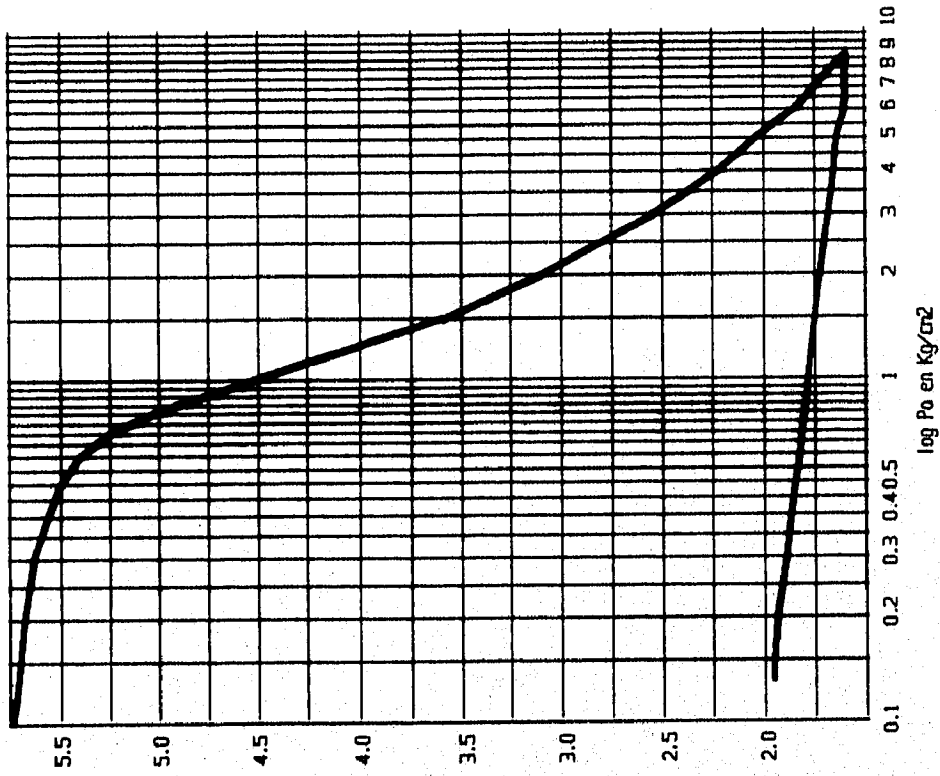


Profundidad 6.3 - 12.5 n.

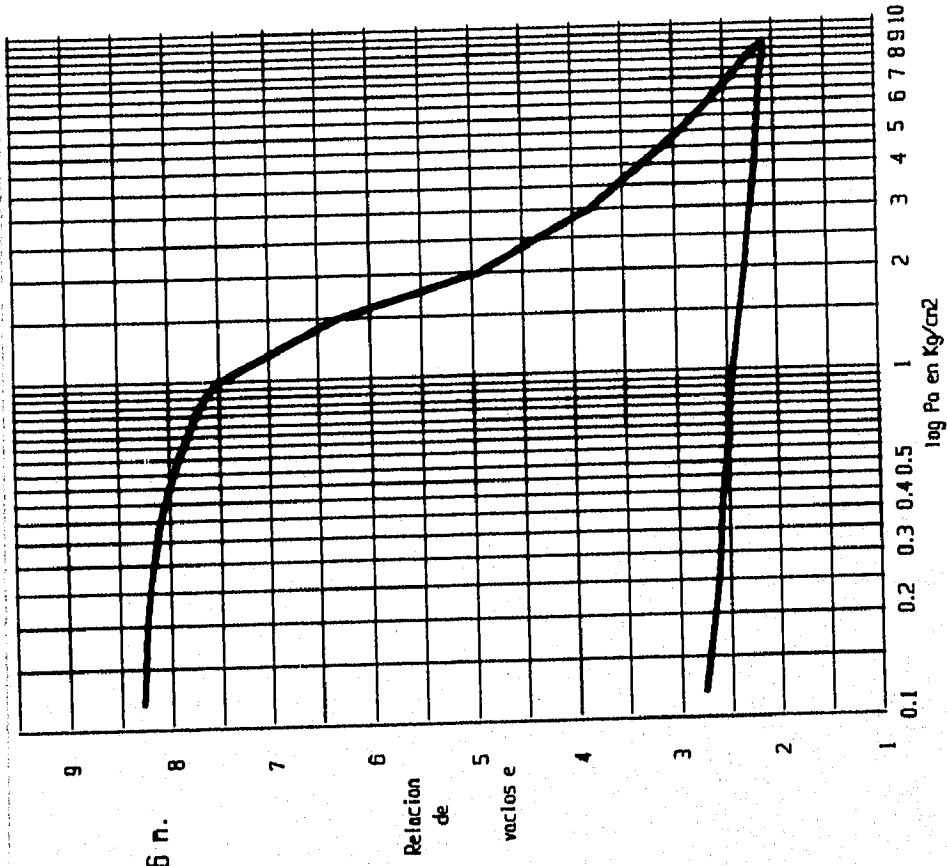


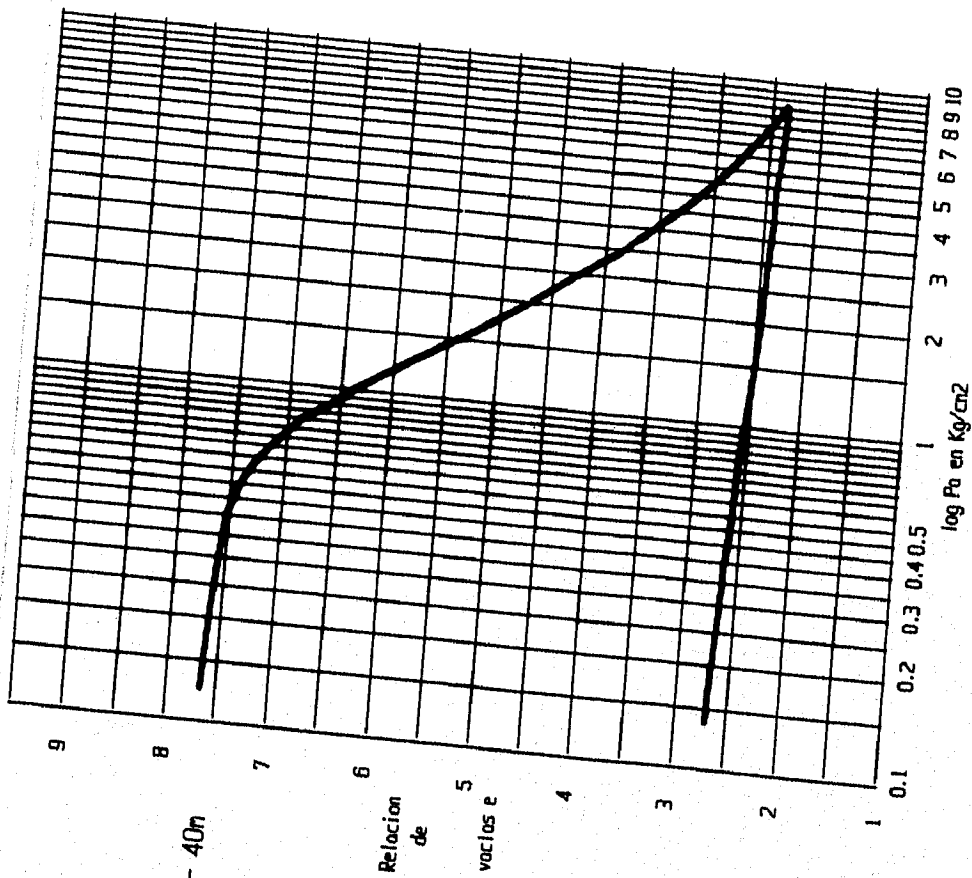
Profundidad 12.5 - 17.3 n.

Relacion
de
vacios e



Profundidad 17.7 -26 n.





BIBLIOGRAFIA

1. Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso; Mecánica de suelos, Tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelos; Ed. LIMUSA.
2. Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso; Mecánica de suelos, Tomo 2, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos; Ed. LIMUSA.
3. Rico Rodríguez Alfonso y Hermito del Castillo; La ingeniería de suelos en las vías terrestres, Tomo 1 y 2; Ed. LIMUSA.
4. Olvera Bustamante Fernando; Estructuración de vías terrestres; Ed. CECSA.
5. Manual de prácticas de Estructuras de Pavimentos; manuales de la ENEP Aragón, UNAM.

6. Chavarri Maldonado Carlos; Breve Descripción del equipo usual de construcción; Facultad de Ingeniería, UNAM.
7. Informáquina; boletín No. 201, año XVII, Mayo 1996.
8. CAT; Guía de equipo de compactación, clave QSDQ8892(3-90).
9. Plazola Cisneros Alfredo y Plazola Angiano Alfredo, Normas y costos de construcción tomo II, Editorial Limusa.
10. Ing. Leopoldo Varela A.; Costos por m² de construcción; Edit. compuobras.