



Universidad Nacional Autónoma de México

283
21

FACULTAD DE INGENIERIA

"Diseño y Construcción de Terracerías para Ferrocarriles en presencia de Arcillas Expansivas"

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

Jaime Arvizu Mondragón



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.

INDICE

INTRODUCCION.

CAPITULO I).- ESTRUCTURA QUIMICA Y MINERALOGICA DE LAS ARCILLAS.

- 1.1).- Clasificación de los minerales arcillosos.
- 1.2).- Unidades básicas estructurales que forman a los minerales arcillosos.
- 1.3).- Composición de los minerales arcillosos.

CAPITULO II).- CRITERIOS PARA IDENTIFICACION DE ARCILLAS EXPANSIVAS.

- 2.1).- Método del " BUREAU OF RECLAMATION DE LOS E.U.A."
- 2.2).- Método de medición directa.

CAPITULO III).- ESTABILIZACION DE SUELOS EXPANSIVOS.

- 3.1).- Por inundación previa.
- 3.2).- Por control de la compactación.
- 3.3).- Por conservación de la humedad.
- 3.4).- Por sustitución del suelo expansivo.
- 3.5).- Por sobrecarga.
- 3.6).- Estabilización química.

**CAPITULO IV).- DISEÑO DE TERRACERIAS EN SUELOS CON ARCILLAS
EXPANSIVAS.**

- 4.1).- Descripción de los diferentes factores que intervienen en el diseño de la subestructura de la vfa férrea.
- 4.2).- Presión transmitida al balasto.
- 4.3).- Métodos para determinar el espesor del balasto y el sub-balasto.
- 4.4).- Descripción del terreno de cimentación.
- 4.5).- Control de la presión de expansión del terreno natural por medio de métodos de estabilización de suelos.

**CAPITULO V).- METODOS DE CONSTRUCCION DE TERRACERIAS EN SUELOS
CON ARCILLAS EXPANSIVAS.**

- 5.1).- Generalidades.
- 5.2).- Por substitución.
- 5.3).- Por estabilización de cá1 ó cemento.

CONCLUSION.

BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION.

Los problemas relativos a suelos expansivos se han estado presentando en casi todo el mundo. Principalmente en países como: Israel, Australia, Sudafrica, E.U., México, etc., que cuentan con regiones áridas y semiáridas, con clima y temperatura tropical, que son un indicio de la presencia de estos suelos, ya que estos se encuentran en abundancia donde la evapotranspiración anual supera la precipitación pluvial, que es el caso de este tipo de regiones.

En este tipo de suelos la costra superficial es la mas susceptible de sufrir cambios volumétricos importantes por las correspondientes variaciones en su grado de saturación, las que a su vez se deben a los siguientes factores:

- 1.- Disminución en la humedad del suelo ocasionada por las altas temperaturas de la zona así como la evapotranspiración de la vegetación.
- 2.- La frecuencia e intensidad de las lluvias en la región.

3.- El espesor del estrato de suelo expansivo.

4.- La profundidad y variación del nivel freático.

Razón por la cual las estructuras de tipo ligero, que son las que se apoyen directamente sobre la capa superficial ó a poca profundidad de ésta (casas habitación de dos y tres niveles, canales líneas de conducción, vías de comunicación, etc.), son donde se presentan los mayores daños.

Los daños más comunes que manifiestan las estructuras apoyadas en suelos expansivos incluyen; levantamientos, agrietamientos de las cimentaciones, rotura de pisos, pavimentos, canales y líneas de conducción.

En la República Mexicana, este problema empieza a adquirir grandes dimensiones, debido a la creación de nuevas ciudades y a la ampliación que constantemente tienen las ya existentes, ya que esto implica mayor demanda de servicios, drenaje, agua potable, construcción y ampliación de las vías de comunicación, etc.

Todo esto sumado a que en la República Mexicana se han detectado, áreas más ó menos extensas, donde el suelo superficial está constituido por arcillas con potencialidad a la expansión; entre otros, se pueden mencionar sitios en el Noroeste de México (Mexicali B.C., una zona relativamente grande de la costa de los estados de Sonora y Sinaloa, desde Guaymas, hasta Mazatlán etc.), en el Bajío y aún en Chihuahua, Tamaulipas, Veracruz, Chiapas y Campeche, también se han localizado suelos de este tipo. Por ello se estima necesario introducir algunas de las ideas y tecnologías (métodos de estabilización de suelos principalmente), a nuestro medio, que ya han sido utilizadas en otros países.

CAPITULO I).- ESTRUCTURA QUIMICA Y MINERALOGICA DE LAS ARCILLAS.

1.1).- CLASIFICACION DE LOS MINERALES ARCILLOSOS.

Las arcillas son agregados de partículas minerales derivadas de las rocas, producto de la desintegración mecánica ó descomposición química de estas. A la combinación de ambos se le conoce como intemperismo.

La desintegración mecánica es debida a la acción del correr del agua, la abrasión del viento, y al congelamiento y descongelamiento de las montañas.

La descomposición química es debida a la oxidación ó hidratación, de la roca de origen.

No todas las partículas minerales son plásticas al agregarles ciertas cantidades de agua, aquellas que lo son, se llaman "Minerales Arcillosos". Dentro de los minerales arcillosos hay varios grupos con diferentes composiciones químicas, de acuerdo a su estructuración, se dividen en tres grupos generales, y se ha visto que todos los minerales arcillosos pertenecientes a un grupo, tienen propiedades ingenierías similares.

Estos grupos son: Grupo de la Caolinita, Grupo de la Montmorillonita y Grupo de la Illita.

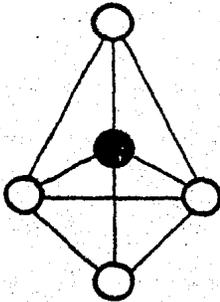
La naturaleza de las ligaduras & uniones que mantienen juntos a los átomos de un mineral arcilloso, es la base fundamental para entender el comportamiento de una partícula arcillosa, y por lo tanto de una masa formada por estas partículas.

Razón por la cual en este capítulo se describe la estructura química y mineralógica de los diferentes grupos de minerales de arcilla, para poder explicar su mecanismo de expansión.

1.2).- UNIDADES BASICAS ESTRUCTURALES QUE FORMAN A LOS MINERALES ARCILLOSOS.

Aunque las estructuras moleculares son complicadas, se ha encontrado que los diferentes minerales arcillosos estan hechos principalmente por dos unidades estructurales.

a).- Tetraedro de Silice ($Si O_2$), consiste de un átomo de silicio rodeado por cuatro átomos de oxígeno, colocados en los vertices de un tetraedro.



○ Oxígeno (O^{2-})

● Silicio (Si^4+)

FIG. 1.1

b).- Octaedro de hidróxido de aluminio: $(Al (OH)_3)$, consiste de un átomo de aluminio octaedralmente rodeado por seis átomos de oxígeno & radicales OH.

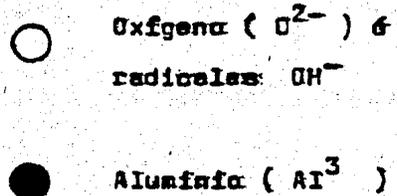
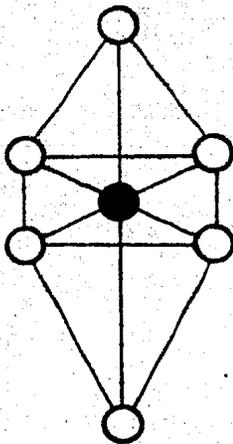


FIG. 1.2

Un tetraedro puede unirse a otro por medio de un átomo de oxígeno, ubicado en cualquiera de los tres vértices que forman la base del tetraedro. De esta manera cuando a cada átomo de oxígeno se le adhieren dos tetraedros se forma una capa laminar, conocida como lámina de sílica, la cual se puede representar de la siguiente manera.



FIG. 1.3 LAMINA DE SILICA.

Un octaedro puede unirse a otro, a lo largo de sus aristas por medio de átomos de oxígeno, cuando cada átomo de aluminio es alcanzado por dos octaedros, se forma una capa laminar, conocida como lámina de gipsita, la cual se puede representar de la siguiente manera.



FIG. 1.4 LAMINA DE GIPSITA.

Las láminas de sílica y de gibbsite, se combinan para formar los elementos que componen a los minerales de arcilla.

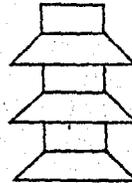
Los minerales de arcilla tienen una estructura reticular en la cual los átomos están acomodados en varias láminas similares a las páginas de un libro. Los arreglos y la composición química de estas láminas determinan el tipo de mineral de arcilla.

1.3).- COMPOSICION DE LOS MINERALES ARCILLOSOS.

CAOLINITA.- Es un mineral de arcilla formado por la estibación sucesiva de varios elementos de caolín, los cuales están compuestos por dos capas laminares; una lámina de sílica unida a una lámina de gipsita.



ELEMENTO DE CAOLIN



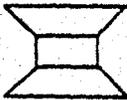
MINERAL DE CAOLIN

FIG. 1.5

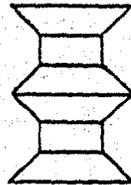
Ambos elementos se mantienen unidos debido a que aparecen fuerzas de cohesión en el plano común entre elementos, provocadas por la atracción de los iones de oxígeno de la sílica, con los iones oxhidrilo de la gipsita. Como este tipo de cohesión es fuerte, es extremadamente difícil separar las láminas, y como resultado la caolinita es relativamente estable, y el agua es incapaz de penetrar entre las láminas. Por lo tanto la caolinita

demuestra relativamente poca expansión al estar en contacto con el agua.

MONTMORILONITA.— Es un mineral de arcilla formado por la estibación sucesiva de varios elementos de montmorilonita, los cuales están compuestos por tres capas laminares, una lámina de gipsita intercalada entre dos láminas de sílica.



ELEMENTO DE MONTMORILONITA



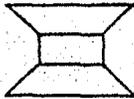
MINERAL DE MONTMORILONITA

FIG. 1.6

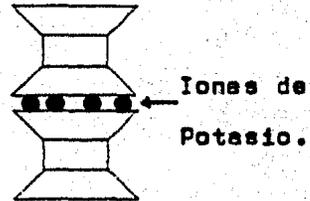
Ambos elementos se mantienen unidos debido a ligaduras existentes entre iones de oxígeno de las láminas de sílica. Este tipo de ligadura comparada con la que une a los elementos de caolín resulta ser más débil. Motivo por el cual la montmorilonita presenta características expansivas al estar en contacto con el agua, ya que las moléculas del agua pueden penetrar con facilidad

entre los elementos que componen a la montmorillonita y romper esta ligadura.

ILITA.- Es un mineral de arcilla formado por la estibación sucesiva de varios elementos de ilita, los cuales están compuestos por tres capas laminares, una lámina de gibsita intercalada entre dos láminas de sílica.



ELEMENTO DE ILITA



MINERAL DE ILITA

FIG. 1.7

Como se puede observar en la figura anterior, la estructuración de la ilita es semejante a la de la montmorillonita, solo que en este caso existe un reemplazamiento pronunciado, de iones de silicio de la lámina de sílica por iones de aluminio de la lámina de gibsita, lo que provoca que en la superficie de la base de los elementos de ilita se produzca una mayor carga negativa, comparada

con la de la montmorillonita. Sin embargo una proporción significativa de esta carga es balanceada por la atracción de iones positivos de potasio, existentes en las moléculas de agua.

Razón por la cual los elementos que forman al mineral de illita se encuentran bien ligados, y la expansión que presentan al estar en contacto con el agua, es mucho menor que la desarrollada por la montmorillonita.

Se ha visto que cada elemento de arcilla parece comportarse como si tuviera carga eléctrica negativa, atrayendo una atmósfera de iones positivos. y, además, de esta interacción existe otra de partícula a partícula, debido a fuerzas de acción a distancia; estas fuerzas se componen de una atracción electromagnética y de una repulsión entre los estratos positivos de cada partícula, lo cual puede provocar que un mineral arcilloso sea más estable que otros, ante la presencia de partículas de agua, como es el caso de los minerales de arcilla de tipo montmorillonítico, que son los menos estables ante la presencia de partículas de agua.

**CAPITULO II).- CRITERIOS PARA IDENTIFICACION DE
ARCILLAS EXPANSIVAS.**

2.1).- METODO DEL " BUREAU OF RECLAMATION " DE LOS E.U.A.

Este método se utiliza para clasificar a los suelos potencialmente expansivos, de acuerdo a su potencial de expansión, el cual se determina combinando los valores obtenidos de las pruebas de laboratorio, tales como: los límites de consistencia (límite líquido y límite plástico), límite de contracción y contenido de finos: (partículas menores de dos micras), con los obtenidos de las pruebas del grado de expansión y expansión libre.

De esta manera podemos clasificar cualitativamente (consultando la tabla 2.1), el potencial de expansión de la arcilla en estudio y estimar su probable expansión.

Enseguida se mencionará la relación que existe entre estas pruebas y la expansión de los suelos y, además, se describirá el procedimiento para determinar el grado de expansión y la expansión libre.

TABLA 2.1

CLASIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS.

(Bureau of Reclamation de los E.U.A)

Potencial de expansión.	Grado de expansión %	Límite de contracción %	Índice de plasticidad %	E.L. %
Muy alto	30	10	32	100
Alto	20-30	6-12	23-45	100
Medio	10-20	8-18	12-34	50-100
Bajo	10	13	20	50

El índice de plasticidad ($IP = LL - LP$), es un indicativo del rango de variación del contenido de agua dentro del estado plástico; por lo tanto, un valor alto indica que el suelo tiene gran capacidad de fijación de agua, es decir, es activo a la expansión.

El límite de Contracción (LC), describe en forma indirecta el contenido de agua en el cual el suelo ya no disminuye de volumen al continuar al secado, un valor pequeño indica que el suelo puede llegar a sufrir cambios volumétricos importantes a bajos contenidos de agua.

El contenido de finos es la parte más activa del suelo, un valor alto señala una mayor contribución a la expansibilidad.

La expansión libre determina los cambios volumétricos que sufre un suelo después de sumergirlo en agua. Experiencias anteriores, indican que un suelo con 100% de expansión puede llegar a sufrir cambios volumétricos de consideración.

Grado de expansión:

El grado de expansión, es el porcentaje de expansión de una muestra confinada lateralmente (por el uso de un anillo de bronce), y colocada después en un consolidómetro, anegada en agua (como se puede apreciar en la fig. 2.1), y bajo una presión vertical de 1 lb./pulg² , (0.07 kg/cm²), dicha muestra debe haber sido compactada a su peso volumétrico máximo y a un contenido de humedad óptimo de acuerdo a la prueba de compactación AASHO estandar antes de ser colocada en el consolidómetro.

La medición del porcentaje de expansión, se lleva a cabo midiendo la altura inicial de la muestra, y la altura final de la misma.

$$P.E. = \frac{h_f - h_i}{h_i} \times 100 \quad \text{ec. 2.1}$$

Donde:

P.E. = Porcentaje de expansión

h_f = Altura final

h_i = Altura inicial

Expansión libre:

Las pruebas de expansión libre consisten en introducir una muestra de 10 cm^3 de suelo seco, en una probeta graduada de 100 cm^3 llena de agua, y midiendo el nuevo volumen de la muestra, cuando esta ha llegado al fondo de la probeta. Esta expansión se cuantifica en porcentaje y se puede determinar por la siguiente: ec.

$$E.L. = \frac{V - V_o}{V_o} \times 100\% \quad \text{ec. 2.2}$$

Donde:

E.L. = Expansión libre del suelo, en porcentaje.

V = Volumen de la muestra después de la expansión en cm^3

V_o = Volumen de la muestra antes de la expansión igual a 10 cm^3 .

2.2).- METODO DE MEDICION DIRECTA.

Con este método podemos determinar cuantitativamente, el potencial de expansión y la presión de expansión de una arcilla, utilizando un consolidómetro convencional.

La prueba se puede desarrollar, utilizando muestras alteradas ó inalteradas, al decir alterada nos estamos refiriendo a que la muestra ha sido formada con material seleccionado por una determinada malla, y posteriormente compactada. La prueba será más significativa si se realiza sobre muestras inalteradas.

Desarrollo de la prueba:

La muestra de suelo es confinada en el interior de un anillo de bronce, cuyo diámetro pueda variar de 2 a 4 pulgadas, el espesor de la muestra podrá ser de 1 a $1 \frac{1}{2}$ pulgada.

Posteriormente se coloca en el consolidómetro donde es encerrada entre dos piedras porosas, e inmediatamente después se procede a la inundación total de la muestra, en un recipiente de cristal ya colocado en el consolidómetro para tal fin, y se le aplica

la carga, que en valor deberá ser igual a la carga de trabajo a que estará sometido el suelo.

El tiempo que debe permanecer cargada la muestra, será hasta que deje de expandirse.

Cuando ha dejado de expandirse, medimos la altura final que alcanza la muestra, y con la medida de la altura inicial tomada anteriormente ($1'' - 1\frac{1}{2}''$), podemos determinar el porcentaje de expansión. Después la muestra es recargada hasta que regrese a su volumen inicial, y la presión requerida para lograr esto, se le conoce como presión de expansión.

La presión de expansión también se puede definir, como la presión que es necesaria aplicar a una muestra, para que su expansión sea nula. Ambos procedimientos cuantitativamente deben dar como resultado presiones de expansión semejantes.

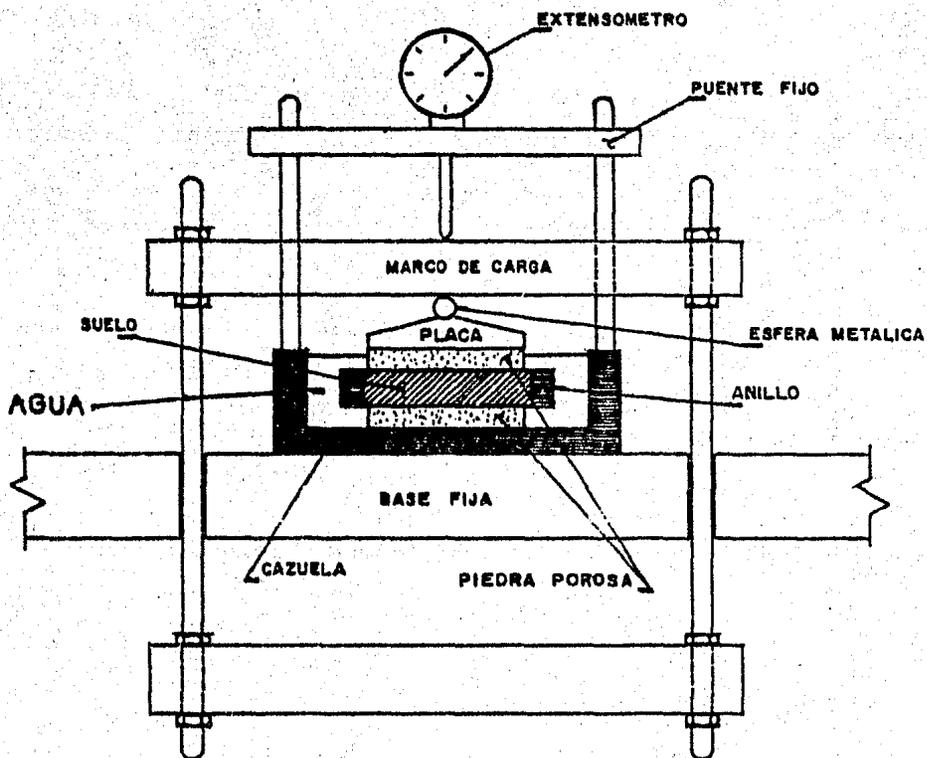


FIG. 2.1 . - DETALLE DE LA COLOCACION DE LA MUESTRA EN EL CONSOLIDOMETRO DE ANILLO FLOTANTE.

CAPITULO III).- ESTABILIZACION DE SUELOS EXPANSIVOS.

3.1).- POR INUNDACION PREVIA DEL TERRENO DE CIMENTACION.

Al construir una obra civil sobre un suelo con arcillas expansivas, se provoca un cambio en su contenido de humedad inicial, debido a que la obra cubrirá el área de cimentación y por lo tanto evitará que se realice al 100% la evapotranspiración del agua absorbida por el suelo (producto de la lluvia u otras fuentes). Como las arcillas expansivas por lo general se encuentran casi totalmente desecadas, esta adición de agua provoca un incremento de volúmen de las partículas que forman el suelo arcilloso y por lo tanto la expansión del mismo.

Este procedimiento, permite la expansión del suelo de cimentación " antes de la construcción ", mediante la inundación previa del mismo. Inundación que se facilita si se construyen drenes verticales para permitir la introducción del agua en el suelo, la cual será más efectiva si se colocan trincheras (puequeños bordos de tierra), para evitar que el agua fluya hacia los lados del área inundada.

Algunas de las desventajas de este método ó procedimiento son las siguientes:

1).- Desde el punto de vista de construcción, el tiempo requerido para aumentar la humedad del suelo de cimentación puede ser crítico.

Un contenido de humedad menor que la saturación es por lo general aceptable para el control de la expansión, y el tiempo requerido para lograr está humedad, es de uno o dos meses cuando menos.

2).- Se duda bastante que se pueda obtener un contenido de humedad uniforme bajo el área de suelo en tratamiento, ya que el agua solo penetra en arcillas duras a través de fisuras, y por lo tanto una distribución uniforme del contenido de humedad no es probable que suceda.

3).- Los experimentos indican que con la inundación del suelo el agua puede penetrar el suelo a una profundidad de 1.20 mts. (4 pies) dentro de un tiempo razonable. Tal profundidad es insuficiente para suministrar una zona de humedad balanceada para la construcción de estructuras importantes.

3.2).- POR CONTROL DE LA COMPACTACION.

El método de compactación está generalmente limitado por el equipo disponible. Pero es uno de los procedimientos mas económicos y prácticos para disminuir las expansiones; se han encontrado que cuando los suelos se compactan a pesos volumétricos bajos y contenidos de agua altos, la expansión disminuye. Los métodos de compactación dinámicos que provocan deformaciones al corte, reducen considerablemente la expansibilidad, esto se puede lograr mediante un compactador pata de cabra.

3.3).- POR CONSERVACION DE LA HUMEDAD.

Los procedimientos más comunes para mantener la humedad de los suelos dentro de un rango determinado, consiste esencialmente en la instalación de barreras impermeables con sistemas de drenaje adecuado, así como el control de la cobertura vegetal.

Las barreras horizontales ó verticales se emplean por lo general alrededor del perímetro de las estructuras, e intentan mantener las condiciones de humedad del subsuelo. Estas pueden consistir también de banquetas, andadores, áreas pavimentadas ó capas impermeables.

En algunos países ha tenido éxito el empleo de membranas asfálticas las cuales se colocan sobre material no expansivo con características de sub-base.

Conviene señalar aquí, la importancia de alejar las aguas superficiales de las estructuras, ya que de otra manera se pierde el control en la humedad.

3.4).- POR SUSTITUCION DEL SUELO EXPANSIVO.

Una solución que en un momento dado se puede considerar fácil y sencilla, cuando se pretende colocar un elemento estructural sobre un suelo expansivo, es el reemplazo del mismo por suelo no expansivo (generalmente suelo granular) y al considerar esta solución surgen las siguientes preguntas ¿ Qué tipo de material sustituirá al material expansivo ? ¿ Hasta que profundidad deberá realizarse el reemplazamiento ?

TIPO DE MATERIAL:

Obviamente, el primer requerimiento para el reemplazamiento del suelo es que no sea expansivo.

Todos los suelos granulares que se encuentran en el rango GW ó SC en el sistema de clasificación de suelos llenan completamente los requerimientos de suelos no expansivos.

Con gran entusiasmo ha sido tomada la posibilidad de combinar suelos granulares con suelos expansivos en el sitio, así se reduce la cantidad de relleno requerido, teóricamente, tal método es -

razonable; pero en la práctica se dificulta incorporar suelo granular duro con arcillas expansivas secas.

PROFUNDIDAD DE REEMPLAZAMIENTO:

¿ A que profundidad el suelo natural será recompactado ?
¿ Cuántos metros cúbicos de sobreexcavación serán requeridos ?
¿ Cuántos metros cúbicos de suelo no expansivo habrá que transportar ? . Estas preguntas no pueden ser contestadas correctamente, hasta no conocer la cantidad de expansión que se tendrá bajo el elemento estructural colocado sobre el suelo expansivo.

Teóricamente esta cantidad es determinada por ~~por~~ pruebas de expansión realizadas en el laboratorio, pero se ha encontrado en la práctica que la expansión en el campo es solo una tercera parte de lo estimado por las pruebas de laboratorio.

3.5).- PCR SOBRECARGA

Este sistema consiste básicamente en sobrecargar el terreno aprovechando al máximo la capacidad de carga del subsuelo, de tal manera que se disminuya la presión de expansión; por lo general se emplea combinándolo con otros procedimientos.

3.6).- ESTABILIZACION QUIMICA.

La estabilización química de los suelos expansivos empleando; limo, cemento, cal y compuestos orgánicos se ha utilizado con regular éxito en algunos países.

El efecto principal que ocasiona la estabilización de un suelo a base de limo, es el de disminuir el límite líquido, índice de plasticidad, densidad y por consiguiente la expansión.

La ingeniería moderna rechaza el uso de limo en preferencia al cemento, porque la reacción de cementación del limo requiere muchos meses y la ganancia en resistencia es muy pequeña comparada con el cemento.

La cantidad de limo requerido para estabilizar suelos expansivos, comprende un rango del 2 al 3% del peso del suelo. Un método utilizado con cierto éxito para estabilizar suelos expansivos a base de limo, es el de inyección a presión; consiste en inyectar a presión lechada (limo y agua) dentro del suelo, por medio de agujeros barrenados para tal fin.

La estabilización a base de cal ó cemento, se genera con los minerales de las arcillas (silicatos de aluminio). La acción de estos elementos es la de disminuir el límite líquido, índice de plasticidad y aumentar el límite de contracción y la resistencia al esfuerzo cortante. Con el 2 ó 5% (del peso del suelo) de cemento incorporado al suelo da como resultado una mezcla de suelo-cemento, que actúa como una loze semi-rígida. Si la base del suelo se expande, el efecto de la expansión tiende a distribuirse uniformemente, así se reduce el daño causado por cargas diferenciales.

Es necesario realizar estudios de laboratorio y de campo, antes de aplicar este método, para que resulte económicamente aplicable.

Algunos de los métodos de aplicación más comunes son: por mezclado o por inyección a presión.

Los compuestos orgánicos estabilizan suelos expansivos; por impermeabilización, por absorción de agua, ó por endurecimiento del suelo a base de resinas, su empleo ha tenido poco éxito debido a su alto costo.

Conviene señalar que uno de los aspectos primordiales de la estabilización química, es lograr el mezclado efectivo con el suelo, ya que de otra forma no se consiguen buenos resultados.

Con la tecnología actual sobre suelos expansivos, el reemplazamiento del suelo es el mejor método usado hasta el momento en la obtención de la estabilización de un suelo de cimentación para una terracería. Ya que el costo del reemplazamiento del suelo es relativamente barato, comparado con tratamientos químicos del suelo, y no requiere de un equipo especializado de construcción.

CAPITULO IV).- DISEÑO DE TERRACERIAS EN SUELOS CON ARCILLAS
EXPANSIVAS.

4.1).- DESCRIPCION DE LOS DIFERENTES FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA DE LA VIA FERREA.

Para el desarrollo de este capítulo, se consideró el proyecto del ferrocarril México - Guadalajara, en el tramo comprendido de Jocoque - Irapuato, actualmente en construcción.

El motivo por el cual se eligió este tramo, fué porque el trazo del mismo, atravieza en su totalidad por suelos arcillosos con características expansivas.

Antes de entrar al diseño (ó tratamiento) de las terracerías, debemos considerar los siguientes factores, que son de vital importancia para poder determinar el valor de las presiones transmitidas a la terracería por las capas superiores (sub-balasto y balasto).

- a).- Carga
- b).- Velocidad
- c).- Intensidad de tráfico
- d).- Trazo geométrico de la vía.

a).- CARGA.

La carga que se toma en cuenta para el diseño de los espesores del balasto y sub-balasto, es el de la locomotora, por considerarse el elemento más pesado de los que componen a un ferrocarril. y es, además, la que puede producir mayor impacto sobre la subestructura, dicha carga estará en función del tipo de locomotora a utilizar.

En este caso se utilizarán locomotoras eléctricas tipo E6CC, presentando sus características generales en la tabla 4.1 (para seis ejes).

Se utilizarán locomotoras eléctricas de seis y cuatro ejes, para carga y pasajeros respectivamente. Como la locomotora de cuatro ejes es la que nos transmite más carga por eje (32500 Kg/eje), y es la que desarrollará mayor velocidad, fué la que se tomó en cuenta para el diseño de la subestructura de la vía férrea, esta carga es conocida como carga E-72.

TABLA 4.1
 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA LOCOMOTORA
 ELECTRICA E60C

Designación TIPO E60C
 Potencia continua al riel a voltaje nominal 4400 Kw.

VOLTAJE

Nominal 25000 V.
 Máximo 29000 V.
 Mínimo continuo 19000 V.
 Mínimo (Corto lapso) 14000 V.

Frecuencia: 60 HZ.

Esfuerzo tractivo continuo (Ruedas de 1016 mm. de diámetro y relación de engranajes 83/20) 365 KN.

Esfuerzo tractivo máximo de arranque 520 KN.

Disposición de ruedas Co-Co

Co = 3 ejas

PESOS

A).— Completa nominal 168,000 Kg.
 (Sujeto a tolerancia de fabricación de $\pm 2\%$).

Nominal por eje 28,000 Kg.

B).— Parciales.

Caja y superestructuras completa 113,400 Kg.

b).- Velocidad.

La velocidad promedio que se piensa desarrollar es de 110 Km/hr., teniendo como velocidad máxima 160 Km/hr.

c).- Intensidad de tráfico.

Para que la electrificación de una vía férrea sea costeable deberá tener un tráfico mínimo de 200 mil a 1'000 000 de toneladas brutas al año y ello señala que cualquier línea que opera de 400 a 500 mil toneladas netas de carga anual puede completar su cuota - para economía de electrificar, con un servicio frecuente de pasajeros. Razón por lo cual queda más que justificada la electrificación del ferrocarril México - Guadalajara, ya que se espera operar de tres a cuatro millones de toneladas brutas por año y además contará con un servicio de pasajeros.

d).- Trazo geométrico de la vía.

El diseño para las vías en " CAMINO " representa el 90% de la longitud total de una línea, y sus especificaciones generales deben depender del tráfico del ferrocarril, de horarios requeridos por los trenes y del costo de construcción y de operación, de tal modo

que se obtenga un costo anual mínimo para la unidad de tráfico producida.

Existe una clasificación de ferrocarriles realizada en México por FF. NAL. DE MEX., que va de la A - D, en función del tonelaje transportado anualmente que regula el calibre del riel, las cargas límites y gálibos, etc., así como la presión que ese tráfico ejerce sobre el diseño, en base a estas consideraciones y sabiendo que el ferrocarril sera de tipo "A" se llegó a las siguientes restricciones, pendiente máxima 1% ya sea en lomerío ó montaña y grado de curvatura máxima 2°.

4.2).- PRESION TRANSMITIDA AL RAILSTO.

Tomando la locomotora tipo ESOC para cuatro ejes.

Peso de la locomotora:

$W_n = 288\ 000$ libras = $130\ 000$ Kg. Cuatro ejes.

Carga por eje: $W = \frac{W_n}{4} = \frac{130\ 000}{4} = 32\ 500$ kg/eje

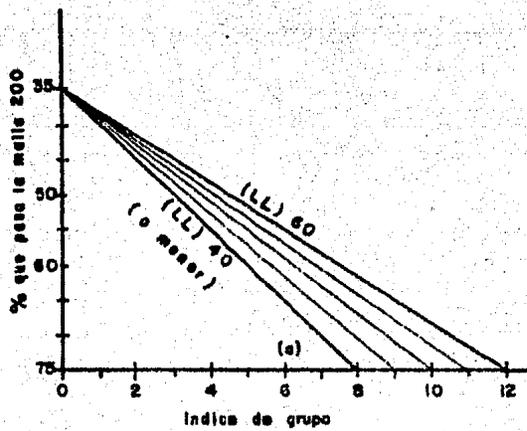
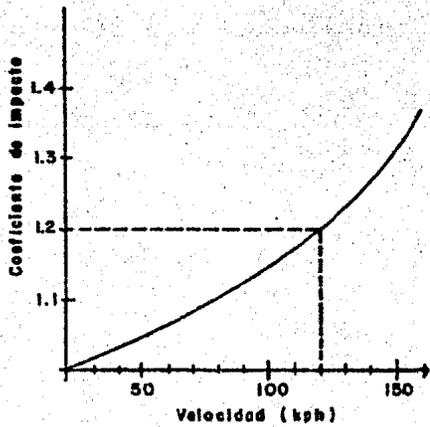
Coefficiente de impacto por velocidad (110 Km/hora) consultar nomograma de la fig. 4.1.a.

Coefficiente de impacto = 1.18

La carga por eje será:

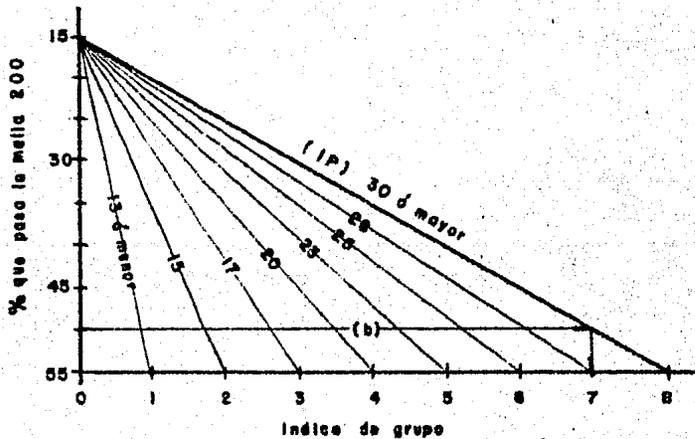
$W_1 = 32\ 500 \times 1.18 = 38\ 350$ kg.

Por otra parte y experimentalmente se ha demostrado (con detectores de cuarzo), que en promedio, el durmiente bajo la carga soporta 0.4W repartiendo a cada lado 0.2W al durmiente próximo y el 0.1W al tercer durmiente, en los casos que los cinco durmientes estén suficientemente calzados y en buen estado para reaccionar igual (como se muestra en la figura 4.2)



a).- NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE IMPACTO - SEGUN A.R.E.A.

b).- NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL VALOR DE (a) DEL I.G. SEGUN A.R.E.A.



c).- NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL VALOR DE (b) DEL I.G. SEGUN A.R.E.A.

FIG. 4.1.

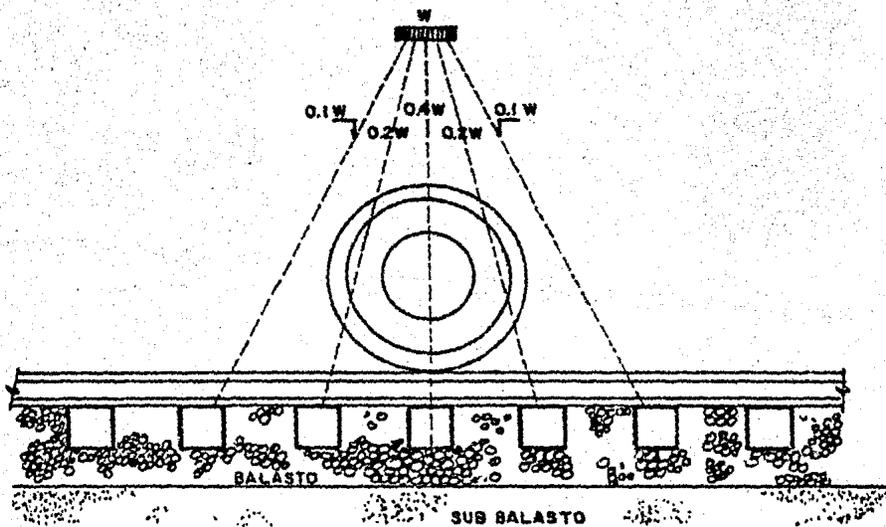


FIG. 4.2. - DISTRIBUCION DE LA CARGA.

Esto solo será factible por breve tiempo, contando con buen balasto y durmientes recién calzados a máquina.

De acuerdo a promedios estadísticos se sabe que las vías operan con un 65% de la carga (W_1):

$$0.65 \times 38\,350 \text{ kg.} = 24\,927 \text{ (cerremos a 25000 kg)}$$

Empleando durmientes de madera (como se muestra en la figura 4.3) cuyo espaciamiento es de 0.50 mts., con sección 7" x 8" x 8" (0.18 x 20 x 2.44 mts.) y solo calzamos 0.90 mts., a partir de cada extremo del durmiente hacia el centro dejando flojo el balasto en los (0.64 mts. centrales), el área de apoyo por durmiente será: $(90 \times 20) \times 2 = 3\,600 \text{ cm}^2$.

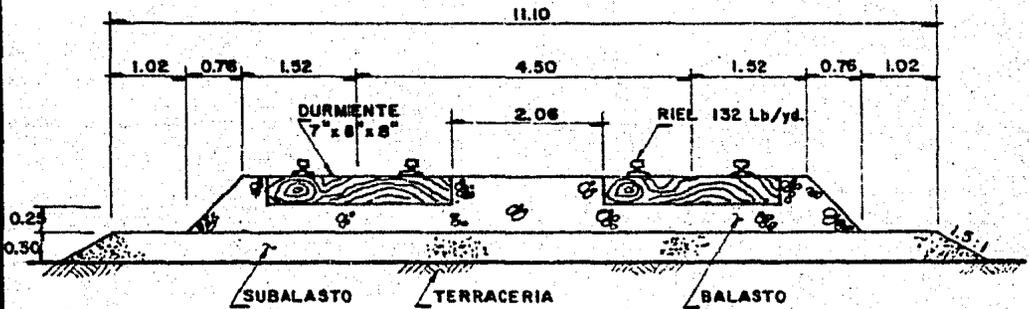
Presión máxima sobre el balasto:

$$P \text{ máx.} = \frac{25\,000}{3600} = 6.94 \text{ kg./cm}^2$$

La presión media:

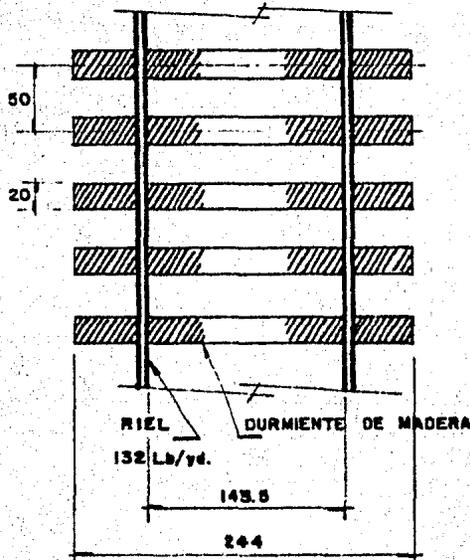
$$P \text{ med.} = \frac{0.4W}{A} = \frac{0.4 \times 38,350}{3600} = 4.26 \text{ kg./cm}^2.$$

TRANSMISION DE PRESION DEL DURMIENTE AL BALASTO CON SU-
POSICION DE DISTRIBUCION DE CARGA POR EJE.



SECCION TIPO PARA DOBLE VIA

(no se estan indicando los postes para la catenaria).



$$\gamma_{\text{balasto}} = 2.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{subbalasto}} = 1.6 \text{ Ton/m}^2$$

PLANTA UNA SOLA VIA

FIG. 4.3

Empleando durmientes Dywidag (como se muestra en la figura 4.4), cuyo espaciamiento es de 0.60 m., cuyas dimensiones son; largo = 2.40 m., y ancho 0.30 m., lo calzamos dejando 0.50 m., (0.25 m., a cada lado a partir del centro) tendremos $(95 \times 30) \times 2 = 5700 \text{ cm}^2$.

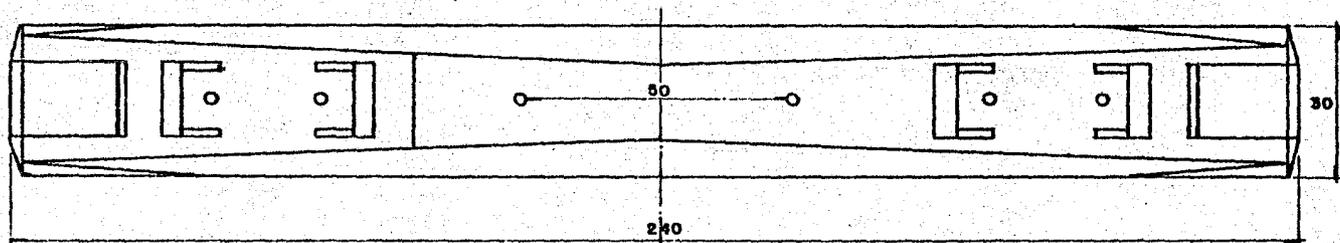
Presión máxima:

$$P_{\text{máx.}} = \frac{25\ 000}{5700} = 4.38 \text{ kg/cm}^2$$

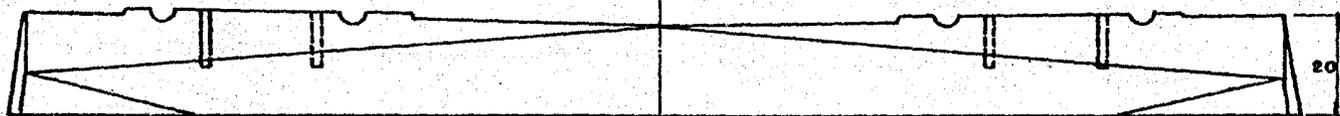
Presión media:

$$P_{\text{med.}} = \frac{0.4 \times 38\ 350}{5\ 700} = 2.69 \text{ kg/cm}^2$$

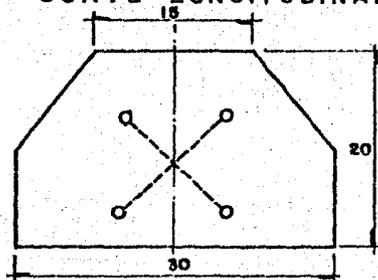
Por lo cual se deduce que empleando durmientes de concreto Dywidag, la fatiga sobre el balasto, es menor, debido a su mayor área de apoyo.



PLANTA



CORTE LONGITUDINAL



CORTE TRANSVERSAL

MEDIDAS EN CENTIMETROS.

TESIS
PROFESIONAL.

FIG. 4.4.- DURMIENTE DYWIDAG.

J.A.M.

4.3).- MÉTODOS PARA DETERMINAR EL ESPESOR DEL BALASTO Y EL SUB-BALASTO.

Existen dos métodos para determinar el valor de estos espesores, los cuales han sido desarrollados en base a experiencias empíricas, basadas en ciertas pruebas de mecánica de suelos, motivo por el cual podemos tener cierta confianza en estos resultados.

Estos métodos son los siguientes:

A.- Método del AREA (ASOCIACION AMERICANA DE INGENIERIA DE FERROCARRILES).

B.- Método simplificado (adaptado para ferrocarriles del original "índice de grupo" del cuerpo de ingenieros de Estados Unidos de América).

A continuación se describen brevemente.

A.- Método del AREA.

Este método de cálculo es solo aproximado y en casos frecuentes o críticos, parece necesario realizar pruebas complementarias de resistencia al esfuerzo cortante de las muestras del suelo.

compactado de la subrasante, que podría ser la prueba del valor de relativo soporte.

El espesor total (h) del balasto y del sub-balasto, pueden obtenerse de la fórmula derivada de experiencias del AREA usando un ángulo de superposición de esfuerzos igual a 30° , como se muestra en la figura 4.5.

$$P = \frac{17}{h \cdot 1.25} \times P_o$$

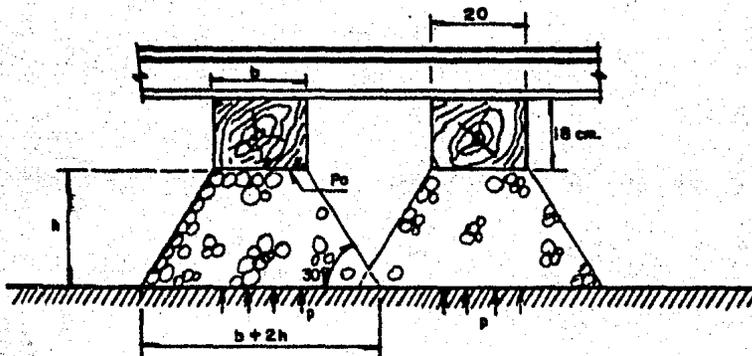
Donde:

P: Es la presión admisible por el terraplén (subrasante).

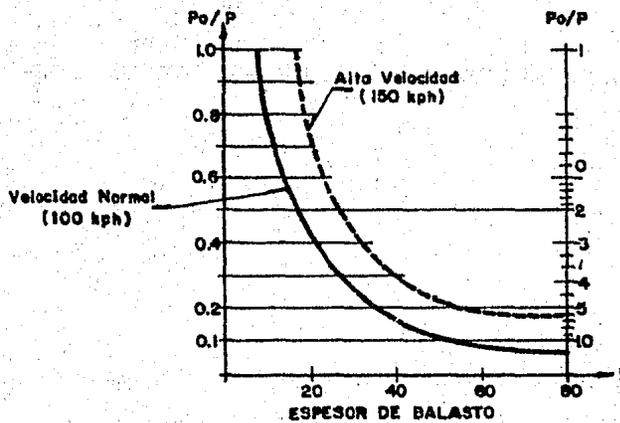
P_o: Es la presión bajo el durmiente.

h : Es el espesor buscado.

Nosotros partimos de suponer el espesor del balasto y del sub-balasto para así determinar la presión que se transmitirá a la sub-rasante hasta ahora desconocida.



DISTRIBUCION DE LA TRANSMISION DE LA PRESION



VALORES DE (h) ESPESOR DE BALASTO PARA ANGULOS DE TRANSMISION DE PRESIONES $\varphi = 30^\circ$ Y DIVERSOS VALORES DE SOPORTE DE LA SUBRASANTE

FIG. 4.5

$$h_1 = 20 \text{ cms. de balasto.}$$

$$P_0 = 4.38 \text{ kg/cm}^2 \text{ (presión determinada anteriormente)}$$

$$P = \frac{17}{(20)^{1.25}} \times 4.38 = 1.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_2 = 25 \text{ cms.}$$

$$P = \frac{17}{(25)^{1.25}} \times 4.38 = 1.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_3 = 30 \text{ cms.}$$

$$P = \frac{17}{(30)^{1.25}} \times 4.38 = 1.06 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora suponiendo un espesor de 30 cms. de sub-balasto.

$$h_{\text{TOTAL}} = h_1 + 30 = 20 + 30 = 50 \text{ cm.}$$

$$P = \frac{17}{(50)^{1.25}} \times 4.38 = 0.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_{TOTAL} = h_2 + 30 = 25 + 30 = 55 \text{ cm}$$

$$P = \frac{17}{(55)1.25} \times 4.38 = 0.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_{TOTAL} = h_3 + 30 = 30 + 30 = 60 \text{ cm.}$$

$$P = \frac{17}{(60)1.25} \times 4.38 = 0.44 \text{ kg/cm}^2$$

El espesor de balasto y del sub-balasto lo poderos conocer consultando directamente el nomograma de la figura 4.5 .

Para este caso en especial consideraremos un espesor total de 55 cms., balasto 25 cms. y sub-balasto 30 cms., por lo tanto la presión que se estará transmitiendo a la sub-rasante será de

$$P = 0.50 \text{ kg/cm}^2$$

B.- METODO DEL "INDICE DE GRUPO".

Este criterio se aplica cuando el suelo de cimentación ó terreno natural es suelo fino.

1.- Se considera el % que pasa por la malla no. 200 que deberá estar comprendido entre 35 y 75% dado que se trata de suelos finos.

2.- Determinese el límite líquido usando el nomograma de la fig. 4.1.b y encuentre parcial índice de grupo (a).

3.- Obténgase (IP) índice plástico y en el nomograma de la figura 4.1.c., encuentre el número complementario del índice de grupo - (b).

4.- La suma (a) + (b) revela el índice de grupo (IG) el cual ha sido relacionado experimentalmente con el valor de soporte y comportamiento de las bases para carreteras lo cual aproximadamente relacionamos al espesor de sub-balasto de los ferrocarriles expresado en centímetros para diversos tráficos; dando valores más altos que las bases de carretera.

VALDRES APROXIMADOS - ESPESOR TOTAL EN CMS.
(SUB-BALASTO Y BALASTO)

TERRAPLEN	"IG"	TRAFICO		
		LIGERO	MEDIANO	FUERTE
EXCELENTE	0	20	30	45
BUENO	4	30	40	65
REGULAR	9	50	60	85
MALO	20	75	80	105

Este método puede usarse experimentalmente por su simplicidad y regular apoyo, estadístico, en tanto no se haga necesario usar otros más laboriosos y precisos, dentro de la garantía de permanencia de las condiciones "L.I." (del límite líquido) e I.P. (índice plástico) y CBR (valor relativo soporte) supuestos.

Para este caso en especial se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio en el terreno natural obteniéndose los siguientes resultados.

L.L. = 70% I.P. = 30%, % que pasa la malla 200 = 50% .

Consultando los nomogramas de la figura 4.1 (b y c) obtenemos los siguientes resultados.

$$a = 5, b = 7, IG = 4 \quad \downarrow \quad 7 = 12$$

Consultando la tabla anterior y considerando un tráfico fuerte nos da un espesor de 105 cms. (de balasto y sub-balasto), pero aquí estamos considerando que el terraplén se construye con el mismo material del terreno natural, por lo que concluimos que este material no lo podemos utilizar para hacer terraplenes, ya que el espesor que nos da, de balasto y sub-balasto es demasiado alto y saldría antieconómico construir una vía férrea con este espesor.

4.4).- DESCRIPCION DEL TERRENO DE CIMENTACION.

Para establecer el comportamiento del terreno natural, que se encuentra a lo largo del tramo de ferrocarril comprendido entre - JOCOQUI - IRAFUATO, se realizaron las siguientes investigaciones:

De acuerdo a sondeos aislados se determinó el perfil estratigráfico, hasta una profundidad media de 1.50 m., posteriormente se tomaron muestras inalteradas a una profundidad del orden de 1.50 m. De estas muestras se llenaron probetas para ensayarse en consolidó metro y determinar básicamente la consolidación ó expansión que desarrolla el material al saturarse bajo diferentes presiones dentro del rango que representa el peso del terraplén.

El perfil estratigráfico (como se muestra en la fig. 4.6) puede considerarse constituido por una capa superficial de arcilla orgánica negra de alta plasticidad con un espesor medio de 1.20 m. El valor representativo del límite líquido es de 70% y del índice plástico 30%.

La capa encontrada bajo la arcilla negra es una arcilla de color claro, orgánica de plasticidad algo menor que la de la capa -

TRAMO IRAPUATO - JOCOQUI

PERFIL ESTRATIGRAFICO HASTA 2.0 M. DE PROFUNDIDAD.

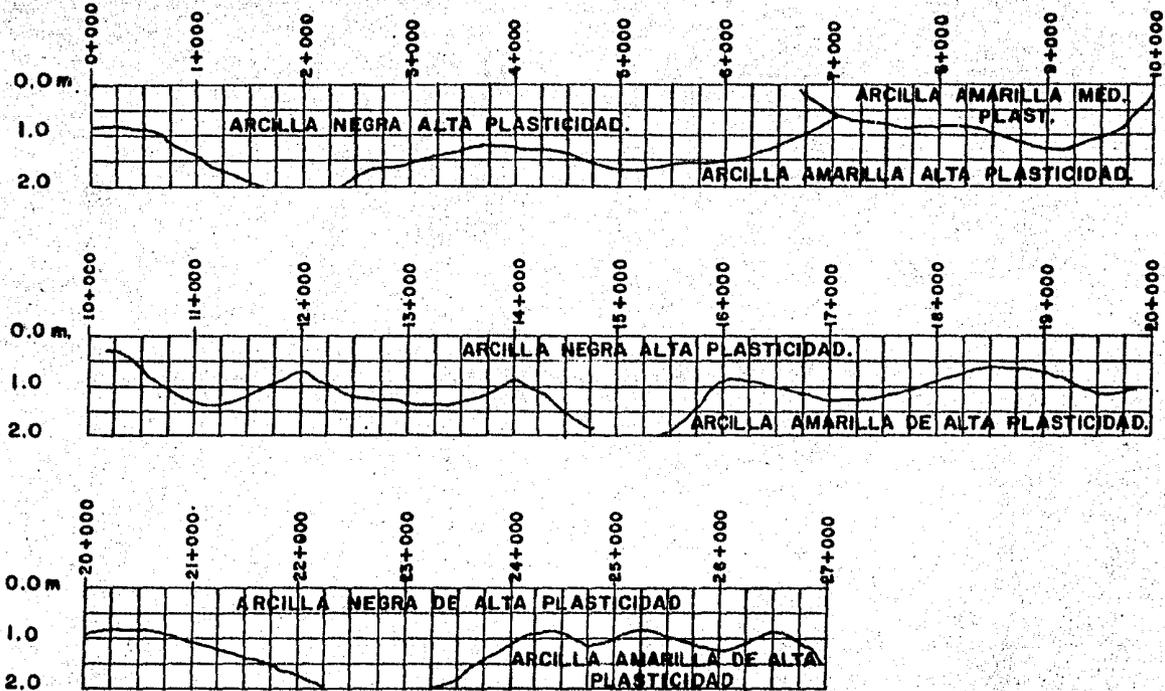


FIG. 4.6.

superior. El límite líquido más representativo es del orden de 60% y el índice plástico de 20%, este estrato se encuentra bastante compacto; el espesor del mismo no fué determinado pero se profundiza más allá de 1.50 m.

Se tienen antecedentes por exploraciones efectuadas para otras obras y datos de pozos perforados cercanos a la línea, que la arcilla se profundiza en general 6.0 m. ó más. Sin embargo para los fines de esta investigación, los estratos que pueden influir en el comportamiento del terraplén están limitados a 1.50 m. de profundidad, ya que los cambios significativos de humedad que pueden alterar el comportamiento del terreno natural deben ser pequeños a la profundidad indicada una vez construido el terraplén y el drenaje de la obra.

Para realizar las pruebas de expansión y consolidación sobre las probetas, se tomó en cuenta el peso del terraplén, que tendrá una altura promedio de 1.50 m. La presión que ejercerá el terraplén (se considera espesor de balasto, sub-balasto y cuerpo del terraplén), sobre el terreno natural será de 0.300 Kg./cm² aproximadamente.

Para realizar el cálculo de esta presión consultamos la fig. 4.3 ; donde mostramos una sección tipo e indicamos los pesos volumétricos respectivos:

Para el balasto:

$$\begin{aligned} P_1 &= P.V. \times h \\ &= 2.0 \text{ TON/M}^3 \times 0.25 \text{ m.} \\ &= 0.500 \text{ TON/M}^2 = 0.05 \text{ Kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Para el sub-balasto:

$$\begin{aligned} P_2 &= P.V. \times h \\ &= 1.6 \text{ TON/M}^3 \times 0.30 \text{ m.} \\ &= 0.48 \text{ TON/M}^2 = 0.05 \text{ Kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Para el cuerpo del terraplén

$$\begin{aligned} P_3 &= P.V. \times h \\ &= 1.20 \text{ TON/M}^3 \times 1.50 \text{ m.} \\ &= 1.80 \text{ TON/M}^2 = 0.18 \text{ Kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Por lo tanto la presión debido al peso es:

$$\begin{aligned} P_v &= P_1 + P_2 + P_3 \\ &= 0.05 + 0.05 + 0.18 \\ P_v &= 0.280 \text{ KG./CM}^2 \text{ (cerramos a } 0.300 \text{ Kg./cm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

Las arcillas negras de la capa superficial del terreno natural registraron expansión al saturarse bajo presiones del orden de 0.300 Kg./cm^2 , que representa la presión del terraplén. Esta expansión varió desde 1.46% hasta 4.4%. Estos valores representan los límites que se pueden alcanzar al saturarse el material.

El grado de humedad que alcance el material después de construido el terraplén dependerá de las condiciones de drenaje y otros factores. Desgraciadamente no se pueda precisar la humedad de equilibrio para establecer la expansión total a producirse, la cual se estima debe ser inferior a la que corresponde a la saturación.

De cualquier forma el proceso de modificación de humedad en el subsuelo es lento y debe ser máximo en las orillas del terraplén y mínimo en la parte central.

En cuanto a la capacidad de carga del terreno natural sabemos que es 1.9 Kg./cm^2 según la tabla 4.2, por lo tanto estamos dentro de la seguridad, ya que la presión transmitida por la locomotora y el terraplén al terreno de cimentación es de 0.800 Kg./cm^2 (0.50 Kg./cm^2 de la locomotora más 0.300 Kg./cm^2 del terraplén).

4.5).- CONTROL DE LA PRESION DE EXPANSION DEL TERRENO NATURAL POR MEDIO DE METODOS DE ESTABILIZACION DE SUELOS.

A fin de controlar en una medida razonable la expansión a producirse, se consideró la conveniencia de modificar la capa superficial del terreno natural, de manera que no esté sujeta a deformaciones. El espesor por estabilizar se fijó en 45 cm., con lo cual la capa de arcilla negra sin estabilizar quedaría con un espesor de 75 cm. en promedio. Esto reduce la expansión total al reducir también los cambios de humedad, por encontrarse a mayor profundidad las capas afectables.

Las deformaciones verticales máximas que debían producirse son teóricamente del orden de 3.3 cm. (75 cm. x presión de expansión 4.4 %), pero en la práctica serán menores y se producirán paulatinamente estabilizándose después de varias temporadas de lluvia.

La modificación del comportamiento de la capa superficial de la arcilla negra, puede lograrse ya sea por sustitución ó mediante una estabilización de este material con cal ó cemento.

La sustitución debe efectuarse retirando el espesor ya indicado de arcilla negra y empleando en su lugar un material -

arenoso de baja plasticidad como puede ser el que se usará en el terraplén. Sin embargo este procedimiento podría ser problemático por los acarrees que representa.

Los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas al material después de la sustitución se muestran en la tabla 4.2.

La estabilización del terreno de cimentación mediante cal ó cemento, puede proporcionar resultados equivalentes al de sustitución. Para este propósito se hicieron una serie de pruebas que cubren las condiciones más representativas de los suelos superficiales en el tramo mencionado. Se prepararon tres muestras con los suelos de mayor plasticidad, mezclándolas con cal hidratada. Los porcentajes en peso fueron de 5, 7 y 9 % respectivamente, al mismo tiempo se prepararon otras tres muestras mezclando con 3, 5 y 7 % en peso de cemento portland.

De estas mezclas se hicieron probetas para efectuar ensayos de valor relativo soporte estandar, compresión sin confinar y límites de plasticidad a 7 días de edad. El curado de las muestras se hizo manteniéndolas en arena húmeda durante el período mencionado.

TABLA 4.2
 ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE SUELOS
 TRAMO IRAPUATO-JOCOQUI.
 CON CAL A 7 DIAS DE EDAD

% DE CAL EN PESO	0%	5%	7%	9%	POR SUBSTITUCION %
HUMEDAD NAT. %	24.7				
LIMITE LIQUIDO %	69.5	57.1	56.4	27.3	34.84
INDICE PLASTICO %	32.7	14.6	17.9	9.1	2.64
CONTRAC. LINEAL %	19.5	9.0	7.4	6.0	3.00
P.V.S. MAX. KG/M ³	1200	1190	1190	1182	1590
HUMEDAD OPTIMA %	37.9	37.9	37.9	37.9	16.0
V.R.S. %	2.0	59.7	61.1	87.5	----
EXPANSION %	3.1	0.31	0.31	0.23	----
RESISTENCIA A COMP.					
SIMPLE KG/CM ²	1.9	8.9	10.2	12.7	----

Las probetas para pruebas de valor relativo de soporte estándar se saturan durante 4 días después del curado. La humedad utilizada para preparar las muestras con cal fue la óptima que correspondía al material sin cal ó cemento.

Puede observarse (en las tablas 4.2 y 4.3), que definitivamente se producen cambios favorables en el comportamiento de la arcilla al agregar cal ó cemento. La plasticidad se reduce substancialmente y se obtienen cambios importantes tanto en el valor relativo de soporte, como en la resistencia a compresión simple.

TABLA 4.3
 ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE SUELOS
 TRAMO IRAPUATO-JOCOQUI.
 CON CEMENTO A 7 DIAS DE EDAD.

% DE CEMENTO EN PESO	0%	2%	4%	6%
HUMEDAD NAT. %	24.7			
LIMITE LIQUIDO %	69.5	63.9	60.9	57.9
INDICE PLASTICO %	32.7	24.5	21.7	15.8
CONTRACCION LINEAL %	19.5	14.7	10.4	8.6
P.V.S. MAX. KG/M ³	1200	1210	1210	1210
HUMEDAD OPTIMA %	37.9	38.3	37.7	37.5
V.R.S. %	2.0	21.3	31.7	47.7
EXPANSION %	3.1	0.52	0.17	0.01
RESISTENCIA A COMP. SIMPLE KG/CM ²	1.9	2.2	2.65	5.50

**CAPITULO V).- METODOS DE CONSTRUCCION DE TERRACERIAS EN SUELOS
CON ARCILLAS EXPANSIVAS.**

5.1).- GENERALIDADES.

Así como en el capítulo anterior, solamente se analizarón dos posibles soluciones para el control de la expansión de las arcillas del terreno natural, por considerarse las más adecuadas para el tramo de ferrocarril entre JOCOQUI - IRAPUATO, también en este capítulo, solamente se describirán ambos procedimientos constructivos.

5.2).- POR SUBSTITUCION.

a).- Desmonte:

Eliminación de materia vegetal superficial tales como plantas, arbustos, arboles, etc.

Comprende la ejecución de cualquiera de las operaciones siguientes: Tala, Roza, Desenraíce, Limpia y quema, que consisten en:

Tala: Cortar los árboles y arbustos

Roza: Quitar la maleza, hierba, zacate ó residuos de las siembras.

Desenraice: Sacar los troncos ó tocones con raíces, ó cortando éstas.

Limpia y quemar: Retirar el producto del desmonte al lugar que se haya fijado en el proyecto, estibarlos y quemar lo no utilizable.

b).- Despalme:

Se considera necesario que se debe efectuar una remoción de la capa superficial del terreno natural, para eliminar la capa vegetal de alto contenido orgánico, cuya espesor puede variar de 10 a 15 cm.

c).- Nivelado:

Antes de pasar a la ejecución, es necesario " replantear " ó trazar la obra sobre el terreno, es decir materializar mediante estacas, sus puntos característicos en su posición exacta, esta operación se llama estaquillado.

Las primeras estacas que se ponen en la obra, son las de la línea central, en las que se marcan la profundidad del corte ó la altura del terraplén. Las estacas colocadas en los puntos en donde el corte ó el terraplén es cero, definen los límites del trabajo, así como las áreas que hay que limpiar.

Usualmente se sigue la costumbre de inclinar hacia la línea del centro la estaca que marque corte, mientras la que indique terraplén se inclina hacia afuera. Los números en las estacas indican el corte ó terraplén que hay que hacer en relación con la cota de la subrasante en la línea de centro.

d).- Excavación:

Ya indicado por el estaquillado la profundidad de los cortes como de los terraplenes, procedemos a realizar la excavación, que se llevará a cabo a todo lo largo del camino, de acuerdo a la secuencia de trabajo. Esta operación se deberá realizar a la profundidad de proyecto (de acuerdo a la solución dada en el capítulo IV), de 40 a 45 cm., hacia abajo de una altura promedio de 1.50 m. de terraplén (del terreno natural a la línea subrasante)

e).- Construcción del terraplén:

Tanto la substitución del terreno natural, como la construcción del terraplén, se llevarán a cabo utilizando material no expansivo (limo arenoso, mejor conocido como tepetate), material que fué encontrado en un banco conocido como banco APROCHE, cercano a la línea del camino (como se muestra en la figura 5.1), el cual reúne las características necesarias que requiere el

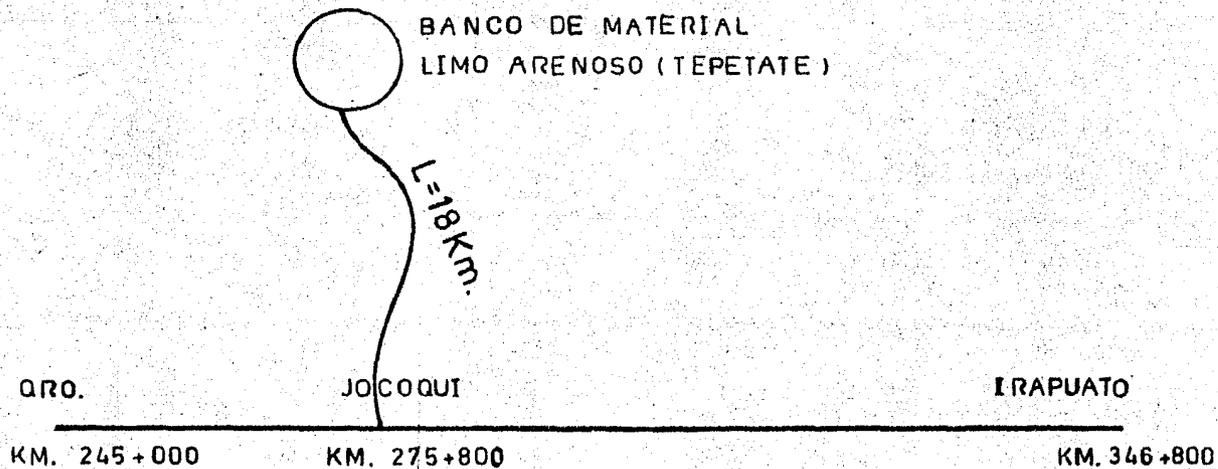


FIGURA 5.1

terraplén, de acuerdo a pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras inalteradas extraídas a diferentes profundidades del banco, de las que se obtuvieron los siguientes resultados:

Límite líquido = 34.84 %

Índice plástica = 2.64 %

Contracción lineal = 3 %

P.V.S. Kg/cm^2 = 1590

Humedad óptima = 16 %

f).- Compactación:

En capas de 20 cm. deberá compactarse con rodillos pata de cabra al 90 % AASHO ESTANDAR, o si se prefiere al 95 %, con un contenido de humedad del 16 %. Cada capa será afinada posteriormente con rodillo liso, la compactación deberá realizarse de los extremos hacia el centro del eje del camino.

5.3).- POR ESTABILIZACION DE CAL O CEMENTO.

Los incisores a, b y c, serán iguales a los utilizados en el procedimiento por substitución.

d).- Escarificación del suelo por estabilizar.

Esta operación se deberá realizar a la profundidad de proyecto de 40 a 45 cm., hasta lograr la pulverización del suelo en el espesor requerido.

e).- Esparcido de la cal ó cemento.

El esparcido en seco de la cal ó cemento se hará distribuyendo los sacos conforme a una cuadrícula previamente determinada, para luego romperlos y proseguir con la distribución uniforme mediante el uso de rastillos. A la cal ó cemento esparcido se le puede dar un riego de agua para evitar la volatilización y las molestias a los operarios. Así mismo debe procurarse el esparcido sólo de lo que en el curso del día habrá de trabajarse, evitando así, las pérdidas por carbonatación ó volatilización, ó en su defecto, la cal esparcida deberá de cubrirse con el suelo mismo para proseguir con el mezclado al día siguiente.

f).- Mezclado preliminar.

Mediante la utilización de una máquina estabilizadora de

suelos, deberá procederse a la homogeneización del suelo con la cal ó el cemento procurando mantener permanentemente la humedad óptima de la mezcla hasta lograr que el tamaño máximo pase la malla de 2" y se verifique que se ha efectuado una buena mezcla, - aunque para ello sea necesario efectuar varias aplicaciones de la máquina estabilizadora.

g).- Curado Inicial.

Con el objeto de lograr de que la cal rompa todos los grumos de arcilla y se efectúa la reacción del suelo con la cal, se requiere de un curado que pueda variar de cero a 48 hrs.

Para ello es necesario que después de verificarse que se ha efectuado un buen mezclado preliminar, se proceda a compactar ligeramente la capa superficial de la mezcla y se deje esta en reposo hasta que se efectúe el proceso de mezclado final.

h).- Mezclado y pulverización final.

Terminando el tiempo de curado inicial, se procederá a aplicar nuevamente la máquina estabilizadora tantas veces como sea necesario, hasta lograr óptimo mezclado y pulverización, de tal forma, que el tamaño máximo pase en su totalidad la malla de 1" y el 50 % la malla de 1/4" (salvo aquellos materiales que contienen grava ó arena gruesa).

f).- Compactación.

En capas mayores de 10 cm. deberá compactarse con rodillos pata de cabra al 90 % AASHO como mínimo, ó si se prefiere al 95 % toda vez que se tienen las características de la mezcla para lograrlo con lo cual se incrementan las características mecánicas de la mezcla establecida. Posteriormente se afina y da pendiente a la capa superior para luego, terminarse la compactación con la aplicación de rodillo liso.

j).- Curado final.

En caso de que no se prosiga con la capa siguiente, deberá efectuarse un curado final por una duración de 3 a 7 días mediante la aplicación de riegos de agua que eviten en el período, la pérdida de humedad de la capa superior debido al proceso de evaporación. Una vez ya estabilizados los 45 cm. de terreno natural, se procede a la construcción del terraplén.

Tanto la construcción como la compactación del terraplén, se realizará de la misma forma que en el procedimiento por sustitución.

CONCLUSION

A lo largo de este trabajo, se ha analizado el porqué se expanden las arcillas y al conocer las causas, se han explicado procedimientos que evitan en un cierto porcentaje, que dicha expansión pueda afectar considerablemente las obras estructurales que sobre estos suelos expansivos se construyen; en este caso terraplenes para vías férreas.

Posteriormente se determinó el valor de la carga estática y dinámica, que actuaría sobre el terreno de cimentación del terraplén, interesándonos principalmente la carga estática (debida al peso del terraplén), ya que será la carga que estará actuando sobre el terreno de cimentación.

Conociendo el valor de la carga estática, la información previa de mecánica de suelos del terreno de cimentación y de los bancos de préstamo de material, se procedió al análisis de cada uno de los procedimientos de estabilización de suelos.

Según lo visto en el capítulo III existen seis métodos de estabilización de suelos, aunque pueden existir otros más, pero en este caso solo se mencionaron los de mayor uso en la actualidad, de éstos se eliminaron los siguientes; por inundación previa del terreno de cimentación y por conservación de la humedad del mismo. De los cuales daremos una breve explicación del porque de su eliminación.

Por inundación previa del terreno de cimentación:

Como se explico en el capítulo III, este método requiere de mucho tiempo para que el suelo tenga el contenido de humedad deseado, además, la distribución de la humedad en el terreno por lo general no es uniforme.

Por conservación de la humedad del terreno de cimentación:

Puede resultar antiéconomico ya que requiere de ciertos elementos para aislar el suelo de su medio ambiente, como lo son; pantallas verticales de concreto, banquetas, áreas pavimentadas, cobertura vegetal, membranas asfálticas, etc.

Al analizar los métodos restantes para su aplicación, en la construcción de las terracerías para el FF.CC. JOCOQUI - TRAPUATO, observamos que no los podíamos aplicar independientemente a cada uno, por lo que se formaron dos procedimientos constructivos de estabilización de suelos, integrados como se muestran a continuación.

- a).- Por sustitución del suelo expansivo por material no expansivo, el cual se complementa con los métodos de control de la compactación y el de sobrecarga.
- b).- Por estabilización química (cal ó cemento) del terreno de cimentación, el cual se complementa con los métodos de control de la compactación y el de sobrecarga.

Como se pudo haber observado en los dos últimos capítulos, se han venido analizando estos procedimientos y en ambos se habla de estabilizar 45 cms., de espesor aprox. del terreno natural, además en ambos procedimientos los terraplenes serán construidos con material extraído de bancos de material no expansivo, cercanos al eje del camino. Ya que el construirlos con préstamos laterales podría representar cierto riesgo; aunque se estabilizara todo el terraplén. Debido a que las capas superiores al terraplén como lo son

el balasto y el sub-balasto, tienen como una de sus funciones principales el drenar la vía, motivo por el cual, parte de esta agua, procedente de lluvia u otra fuente, podría penetrar en el cuerpo del terraplén y con el tiempo disminuir la unión existente entre partículas de arcilla y producir la expansión del mismo. Como en ambos procedimientos tendremos que realizar acarreo (de los bancos al frente de ataque), el acarrear un volumen adicional para la sustitución de esos 45 cms., de terreno natural, puede ser más conveniente que el estabilizar el terreno natural con cal ó cemento.

En conclusión; para este caso se recomienda aplicar el procedimiento por sustitución, ya que el procedimiento por estabilización de cal ó cemento presenta los siguientes inconvenientes:

- 1.- Requiere de equipo muy costoso y poco común para su realización, como es el caso de la máquina estabilizadora.
- 2.- El éxito del procedimiento se basa totalmente, en que se realice adecuadamente la pulverización del material, cosa que es muy difícil de realizar al 100%, en la práctica.

BIBLIOGRAFIA.

1.- RICO ALFONSO Y DEL
CASTILLO HERMILO.

- LA INGENIERIA DE SUELOS EN
LAS VIAS TERRESTRES. CARRE-
TERAS FERROCARRILES Y AERO
PISTAS. VOL. I Y VOL. II
EDITORIAL LIMUSA. MEXICO
1978.

2.- FU HUA CHEN.

- FOUNDATIONS ON EXPANSIVE
CLAYS. ELSEVIER SCIENTI-
FIC PUBLISHING COMPANY.
AMSTERDAM-OXFORD-NEW
YORK 1975.

3.- VII REUNION DE SMMS.

- PAVIMENTOS SOBRE SUELOS
EXPANSIVOS. GUADALAJARA
1974

4.- KASSIF G, LIVNEH M.,
WISEMAN G.

- PAVEMENTS ON EXPANSIVE
CLAYS. JERUSALEM ACADEMIC
PRESS. ISRAEL 1969.

5.- HAY

- RAILROAD ENGINEERING VOL.
ONE.

6.- REVISTA DE LA FACULTAD
DE INGENIERIA.

- VOLUMEN LI NUM. 4 CIU-
DAD UNIVERSITARIA 1981.

7.- CONSTRUCCIONES Y
TRITURACIONES.

- ESTUDIO DE ESTABILIZA -
CION DE SUELOS. FERROCA -
RRILES MEXICO-QUERETARO-
GUADALAJARA. TRAMO JOCO
QUI-TRAPUATO.MEXICO
1983.

8.- CRESPO VILLALAL
CARLOS.

- VIAS DE COMUNICACION.CA-
MINOS, FERROCARRILES, -
AEROPUERTOS, PUENTES Y
PUERTOS.
EDITORIAL LIMUSA MEXICO
1982.

9.- TOGNO FRANCISCO M.

- FERROCARRILES.REPRESENTA
CIONES Y SERVICIOS DE IN
GENIERIA, S.A. MEXICO
1972.