



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

**RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE CADA
UNO DE LOS MÉTODOS PARA EL
TRATAMIENTO DE SUELOS
EXPANSIVOS EN CAMINOS
CARRETEROS**

Tesis que para obtener el título de
Ingeniero Civil

Presenta

Juan Antonio Vásquez Bustos

Asesor

M.I. Gabriel Moreno Pecero



Ciudad Universitaria, México, D.F. Junio de 2014



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/131/2012

Señor
JUAN ANTONIO VASQUEZ BUSTOS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. GABRIEL MORENO PECERO que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

"RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE CADA UNO DE LOS MÉTODOS PARA EL TRATAMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS EN CAMINOS CARRETEROS"

INTRODUCCIÓN

- I. ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS EN MÉXICO**
- II. LOS CAMINOS Y LOS SUELOS EXPANSIVOS**
- III. MEJORAMIENTO DE SUELOS CON CARACTERÍSTICAS EXPANSIVAS**
- IV. CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA**
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 17 de Octubre de 2013
EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH

*“El hombre nace libre y donde
quiera está encadenado. Uno se
considera a sí mismo el amo de los
demás, y sin embargo sigue siendo
más esclavo que ellos”*

DU CONTRACT SOCIAL

JEAN JACQUES ROUSSEAU

El haberme involucrado en esta aventura cuyo inicio se remonta aproximadamente siete años atrás ha plasmado en mi persona muchas más experiencias positivas que negativas, las cuales forman parte del sendero por el que me he conducido y que en la actualidad me ha situado en la etapa de efectuar un nuevo cierre de un ciclo de vida; situación no fácil dado que implica el abandonar actividades y personas proveedoras de satisfacción. Como anteriormente sucedió, se cruzan por mi mente cuestiones como ¿Cuál es el propósito que tengo en esta vida? ¿Para qué vine a este mundo? ¿Es suficiente lo que hasta ahora he realizado?...

Es evidente que me encuentro en una especie de encrucijada en la que debo tomar de nuevo un camino, quizá la continuación del mismo u otro de distinta naturaleza que me permita llegar a aquello que tanto he anhelado desde pequeño: mi libertad.

Se ha expresado tanto acerca de esta condición humana que a lo largo de la historia fue objeto de sangrientas guerras entre libres y esclavos, donde los primeros no deseaban compartir su status, mientras que los segundos consideraban a su esclavitud una grave alteración de la dignidad humana.

En nuestros días se considera erradicada a la esclavitud como una práctica en la que un grupo de seres humanos somete a otro con el fin de que éste realice todo tipo de actividades en beneficio del primero, renunciando de manera forzada a un hogar, a una alimentación adecuada, a tiempo libre para disfrutar, a descansos necesarios, etc. No obstante la humanidad ha caído en una gran exageración por la forma que vive estos días y popularmente se escuchan dichos como:

“Necesito saber tres idiomas y tener dos masters además de diplomados y experiencia profesional para recibir un buen pago”

“No tengo tiempo libre para ir al coro pues con lo que gano ya no me alcanza para cubrir mis gastos y debo trabajar mucho más”

“Acabo de salir del hospital mi esposa tuvo que llevarme urgentemente pues tengo muchas presiones en mi trabajo y por si fuera poco en las noches no consigo dormir pues me quita el sueño el pensar cómo haré para pagar las colegiaturas de los chicos el mes que viene”

Este tipo de historias que uno escucha casi todos los días son el resultado de un planteamiento inadecuado de la vida individual de las personas, las cuales al transcurrir el tiempo se vuelven esclavas de una compañía, de una oficina, de un trabajo, de sí mismas...

Es por ello que hoy en pleno siglo XXI la libertad sigue siendo un ideal, una utopía, el sueño guajiro de muchos pero no el mío. La libertad para mí es la esencia de la vida, es una búsqueda que se realiza todos los días, y cada día, uno se vuelve más libre al encontrarse consigo mismo y al comprender todo aquello que se dice humano. Se es libre cuando se escucha a la naturaleza, cuando oyes el silencio, cuando en el campo escuchas el agua corriendo sobre las rocas en un arroyo, cuando sientes la brisa en tu rostro, cuando no oyes otra cosa que la música emitida por los grillos, cuando en una noche sin nubes las estrellas te develan los millones de formas que hay en el universo; se es libre al cantar, se es libre cuando se baila *Busca por dentro* de Grupo Niche,

cuando se escucha a Rachmaninov. Se es libre cuando se escribe y por esta libertad es por la que vale la pena seguir y luchar para encontrar otra libertad fundamental: la financiera, libertad que provee al hombre del tiempo necesario para hacer las cosas verdaderamente importantes.

¿Cuánto tiempo me tomará el ser completamente libre? La verdad es que no lo sé, pero lo que sí sé es que lo conseguiré de algún modo u otro, al fin y al cabo nadie posee todas las respuestas o al menos ninguna persona tan joven como yo. Lo único que tengo bien claro es el objetivo y teniendo claro lo que se quiere, se puede inventar el camino para llegar a él.

Así pues, ¡que comience esta nueva y emocionante aventura!

A Las personas más importantes de mi vida y a quienes amo por haberse sacrificado de la manera en que lo hicieron para ver a su hijo convertido en un Ingeniero, Don Silvino y Doña Francisca son ustedes los mejores padres que el Señor pudo haberme mandado.

INTRODUCCIÓN.....	8
Capítulo I. ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS.....	14
A. El origen de los caminos.....	15
B. Breve historia de los caminos de México.....	16
C. Problemas suscitados por la presencia y utilización de suelos expansivos, en la construcción de la red caminera de México	24
Capítulo II. LOS CAMINOS Y LOS SUELOS EXPANSIVOS.....	30
A. Antecedentes	31
B. Los caminos	31
1. Clasificación de los caminos carreteros	33
a. Clasificación por Transitabilidad	33
b. Clasificación Administrativa	33
c. Clasificación Técnica Oficial	34
2. Caminos pavimentados	34
a. Pavimentos	35
b. Tipos de fallas en los pavimentos flexibles.....	38
C. Suelos con problemática especial.....	42
1. Suelos expansivos	43
a. Mecanismos de expansión	45
1) Mecanismos mecánicos.....	48
2) Mecanismos físico-químicos.....	51
b. Problemática en los pavimentos	53
c. Fuentes de saturación del suelo	56
Condiciones de entorno	56
Construcción	56
Otras causas	57
2. Suelos colapsables	57
a. El colapso y la expansión	58
D. Identificación de suelos expansivos.....	60
1. Métodos de identificación en campo	61
2. Métodos mineralógicos	62
3. Métodos indirectos	62
a. Propiedades índice	62
b. Método de potencial de cambio volumétrico (PVC).....	64
c. Método de la actividad	66
4. Métodos directos	68
a. Expansión libre	68
b. Expansión bajo presión confinante	68
c. Volumen constante	69
Capítulo III. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS.....	70

A.	Generalidades	71
1.	Clasificación de suelos con fines de estabilización	74
a.	Reconocimiento de suelos según el sistema Northcote	74
b.	Método australiano para la identificación de los minerales de un suelo	75
B.	Estabilización mecánica	80
1.	Compactación	80
2.	Drenaje y Subdrenaje	82
a.	Diseño de filtros	85
b.	Capas permeables en pavimentos	87
c.	Otras obras de subdrenaje en carreteras	92
1)	Drenes longitudinales de zanja	93
2)	Subdrenes interceptores transversales	95
3)	Drenes de penetración transversal	95
4)	Pozos de alivio	96
5)	Capas permeables profundas con remoción de material	97
6)	Trincheras estabilizadoras	98
7)	Galerías filtrantes	99
d.	Los efectos capilares en el subdrenaje	99
e.	Algunos aspectos del subdrenaje en carreteras	103
3.	Precarga	104
4.	Estabilización con geosintéticos	106
C.	Estabilización química	108
1.	Tratamiento de suelos expansivos con cal	109
a.	Diseño de la estabilización	115
1)	Método de California	117
2)	Método de la AASHTO	118
b.	Procedimiento de construcción	119
2.	Tratamiento mediante la adición de cemento portland	121
a.	Mecanismo de la estabilización	122
3.	Estabilización con sales	123
a.	Tratamiento con cloruro de calcio (CaCl ₂)	124
b.	Tratamiento con cloruro de sodio (NaCl)	125
4.	Tratamiento con enzimas orgánicas	126
5.	Tratamiento con resinas o polímeros	127
6.	Estabilización con otros productos químicos	129
Capítulo IV. CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA. 137		
A.	Circuito Exterior de Culiacán	138
1.	Descripción general del proyecto	138
2.	Características de la zona donde se aloja el proyecto	138
a.	Localización geográfica	138
b.	Geología y topografía	140
c.	Clima	141
3.	Muestreo del terreno natural y de los bancos de materiales	141
a.	Resultados de las pruebas de laboratorio	143
4.	Solución aplicada	152

B. Entronque Canoas II, en la Carretera Ciudad Valles-Tampico	158
1. Descripción general del proyecto	158
2. Características de la zona donde se aloja el proyecto.....	158
a. Localización geográfica	158
b. Geología y topografía	158
c. Clima	159
3. Muestreo del terreno natural y de los bancos de materiales.....	160
a. Resultados de las pruebas de laboratorio	161
4. Solución aplicada	167
C. Tramo Carretero Buenavista-San Miguel de Allende, en los Estados de Querétaro y Guanajuato	173
1. Descripción general del proyecto	173
2. Características de la zona donde se aloja el proyecto.....	173
a. Localización geográfica	173
b. Geología y topografía	174
c. Clima	174
3. Muestreo del terreno natural y de los bancos de materiales.....	175
a. Resultados de las pruebas de laboratorio	177
4. Solución aplicada	187
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	195
ANEXO.....	200
LISTA DE REFERENCIAS.....	205

INTRODUCCIÓN

De todos los expertos es bien sabido que los suelos expansivos son arcillas que por su alto contenido de minerales, tales como los correspondientes a la montmorilonita y a la esmectita, experimentan cambios de volumen al modificar su humedad; dichos suelos están caracterizados por un comportamiento cíclico de expansión y contracción al incrementar y reducir su contenido de agua, respectivamente. De modo que muchos de los suelos finos se expanden o se contraen en diferentes grados, con el cambio de humedad. No obstante el término "suelos expansivos" se utiliza para designar a aquellos suelos, en los cuales, los cambios de volumen llegan a alcanzar niveles que generan daños a las obras construidas en ellos.

Como datos significativos se puede anotar que la cuarta parte de la superficie terrestre de los Estados Unidos de América está cubierta por suelos que pueden plantear problemas de expansión al variar su contenido de agua (Holtz, 1980); y que a nivel mundial, esa variación se da en el 40 % de los suelos, quienes en consecuencia, presentan expansiones y contracciones provocando problemas en las obras de ingeniería. Así, diferentes autores han estimado los costos derivados de las reparaciones que se han tenido que realizar en las obras mencionadas, por causa de la acción de este tipo de suelos. Jones y Holtz (1973) evalúan que dichos costos representaron en los Estados Unidos unos 2,255 millones de dólares anuales durante los primeros años de la década de los 70, destacando 1,140 millones de dólares en reparaciones de carreteras y calles y 300 millones de dólares en reparaciones de viviendas unifamiliares (tabla 1).

TABLA 1. LAS PÉRDIDAS ANUALES EN LOS ESTADOS UNIDOS OCASIONADAS POR SUELOS EXPANSIVOS ES DE 2,255 MILLONES DE DÓLARES. EL HURACÁN KATRINA EN ESE MISMO PAÍS DEJÓ DAÑOS POR 2,550 MILLONES DE DÓLARES (REF. 28).

Categoría de construcción	Pérdidas anuales estimadas (millones de dólares)
Casas unifamiliares sencillas	300
Centros comerciales	360
Edificios	80
Paseos, parques, áreas de estacionamiento	110
Carreteras y calles	1140
Servicios y usos del subsuelo	100
Aeropuertos	40
Derrumbamientos urbanos	25
Otros	100
Total	2,255

Se ha detectado la presencia de suelos expansivos alrededor de todo el mundo en países como Canadá, Cuba, Estados Unidos, Israel, España, Sudáfrica, La India, Australia, etc. En Latinoamérica países como Argentina, México, Venezuela, Colombia y Perú, han resultado los más afectados; aunque también en menores rangos otros países como Uruguay.

En Andalucía España, las ciudades nuevas que han sido construidas tienen casas donde el 60 % de ellas experimentan severos daños. Algunas de ellas han tenido que ser demolidas y reconstruidas totalmente; mientras que en el Estado de Querétaro, México de acuerdo con estimaciones realizadas, aproximadamente el 60 % de las casas nuevas presentan daños, principalmente agrietamientos en las paredes durante el primer año después de su construcción (ref. 29).



Fig. 1. Daños estructurales en una casa habitación por la presencia de suelo expansivo en Sudáfrica.

La incidencia del comportamiento de los materiales expansivos en los daños experimentados por las estructuras no fue identificada por los especialistas en el estudio de suelos y cimentaciones como una de las causas fundamentales de esos daños, prácticamente hasta finales de 1930.

A partir de allí se comienza a reconocer que muchas de las patologías de las estructuras, que eran atribuidas a asentamientos del suelo u otros problemas, se debían en realidad a un fenómeno de expansión del suelo; siendo el tema de interés cada vez más creciente, entre los especialistas en suelos y construcciones.

Se estima que las pérdidas anuales a nivel mundial por daños en las construcciones sobre los suelos expansivos superan los dos billones de dólares.



Fig. 2. Daños estructurales en un centro de salud ubicado en Moquegua Perú, por la presencia de suelos expansivos.



Fig. 3. Grieta vertical en una vivienda provocada por suelos expansivos en La India.



Fig. 4. Casa de mampostería en Australia con afectaciones debidas a suelos expansivos.



Fig. 5. Pavimento completamente destruido por los efectos nocivos de los suelos expansivos.

Los problemas que se presentan al construir sobre suelos expansivos ocasionan daños a estructuras livianas como casas, recubrimientos de canales y pavimentos; cuyo costo anual de reparación es mayor que el costo que se hace en obras de ingeniería dañadas por desastres naturales, tales como inundaciones o sismos. En muchos casos los suelos expansivos son subestimados debido a que generalmente sus efectos dañinos no ponen en riesgo la vida de personas. Sin embargo, los ingenieros deben saber cómo identificar este tipo de suelos y minimizar los problemas que ocasionan.

En ocasiones se hace caso omiso de los peligros que representan los suelos expansivos, sin saber quizá, lo fácil que es el detectar dichos suelos y plantear soluciones económicamente factibles. En ese sentido existen actualmente tratados extensos que explican el comportamiento de este tipo de suelos y los factores que determinan su peligrosidad; sin embargo, aún no se tiene conocimiento de un modelo matemático que explique o que defina el comportamiento de los suelos con características expansivas de manera universal. Hasta ahora los modelos creados por los investigadores son representativos de las muestras con las que se trabaja, lo cual indica que son capaces de brindar soluciones para los problemas locales, sin lograr extrapolarlas a todos los suelos expansivos existentes en el mundo.

Por último sólo resta destacar la importancia que geotécnicamente tienen los suelos expansivos, quienes son considerados como suelos que plantean una problemática especial, al estar presentes en un gran número de países alrededor del mundo. Cada país ha indagado sobre estos suelos en busca de sus características definitorias y de los parámetros que afectan su comportamiento. Cada nación ha llegado a resultados distintos y a soluciones particulares; sin embargo, al parecer han sido eficientes, más no suficientes para dar solución a todos los problemas que año con año ocurren y que representan pérdidas millonarias para los gobiernos y su gente. Es esta última razón quizá la que más ha motivado a los investigadores del tema a desarrollar soluciones que sean económicas y funcionales para mitigar los efectos nocivos que tienen los suelos expansivos tanto en casas habitación como en carreteras. En este trabajo se hace la presentación de dichas soluciones que a lo largo del tiempo han venido apareciendo para satisfacer la necesidad de estabilizar suelos expansivos en distintas circunstancias; también se presentan tres casos reales resueltos por la ingeniería mexicana en los que se puede visualizar el tipo de solución que se le dio a la problemática planteada por los suelos referidos.

**Capítulo I. ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE
CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS**

A. El origen de los caminos

Cuando se empieza a escribir acerca de algún tema en especial, por ejemplo de las viviendas que poseen los habitantes de un pueblo de América, las cuales presentan rasgos que las identifican propiamente y las distinguen de las de otras culturas; es necesario considerar una serie de aspectos que giran en torno al tema de estudio, los cuales de pronto no parecen ser tan relevantes para el usuario promedio. Sin embargo de repente se le ocurre a alguien preguntarse ¿por qué las casas en México son de mampostería y las de Arizona de madera? ¿Por qué se les nombra casas? ¿Desde cuándo se construyen? ¿Cómo se hacían las casas tiempo atrás? ¿Se emplean los mismos materiales en el resto del mundo para su construcción? ¿Cuál fue la primera cultura que se alojó en casas?... Seguramente surgirán más cuestionamientos si se alimenta la curiosidad del que pregunta, y gracias a ello existe información que ha sido recabada tras siglos de investigación lo que permite ahora brindar respuestas satisfactorias.

La situación anterior se da también para el caso de las vías de comunicación terrestre y evidentemente como en el caso de las viviendas, se ha avanzado en la investigación referente a su origen y desarrollo. Claro está que nuestro conocimiento jamás se completará porque siempre existen casos especiales que no se conocen. Las causas de ello son múltiples: falta de documentación, lugares inexplorados, diversidad de problemas históricamente resueltos y poco conocidos; pero la más importante de todas es la incapacidad natural que posee un ser humano para visualizar todo lo que existe en el universo. Dos factores resultan ser determinantes de la característica anterior: el tiempo y el espacio. Con respecto al primero, sólo podemos percibir lapsos de tiempo cortos en procesos de aprendizaje cíclicos, pues cuando una persona nace no lo hace con los conocimientos que posee la que en contraparte ha muerto, y si no quedaron registros de los avances realizados por este último, las nuevas generaciones se enfrentarán a la misma problemática del mismo modo que las anteriores. El segundo factor se refiere a la imposibilidad humana de recorrer todos los lugares en el mundo y contemplar detalladamente la interacción de sus componentes. No obstante, existen fuentes de información capaces de brindar un conocimiento general acerca de los caminos en épocas pasadas y sobre la manera en que las civilizaciones resolvieron sus problemas de transporte.

Ahora bien, un problema surge al tiempo en el que una necesidad queda insatisfecha. En ese sentido la mayor necesidad para la humanidad de buscar caminos se presentó cuando no encontró en un solo lugar, el sustento necesario para mantenerse con vida; o cuando las condiciones externas impedían que se desarrollara. Fue así que hace más de 50 mil años, las tribus nómadas empezaron su desplazamiento alrededor del mundo y fueron estableciéndose en sitios donde les fue más sencillo cubrir sus necesidades; de esta forma nacieron las primeras poblaciones y en consecuencia, civilizaciones. Todas ellas tenían en común la práctica de la agricultura, de la caza y de la pesca; por lo cual los lugares idóneos para establecerse fueron aquellos que de alguna forma garantizaran el abastecimiento de agua para desarrollar las actividades de subsistencia. Un ejemplo de ello fue el auge que tuvo la Civilización de Mesopotamia, específicamente la ciudad de Babilonia. El centro político y de mayor desarrollo mesopotámico, se distinguió gracias a su excelente ubicación entre los ríos Tigris y Éufrates que

garantizaban la presencia suficiente de agua para la agricultura y la pesca a gran escala. Esto provocó que habitantes de otras ciudades visitaran Babilonia con la finalidad de establecer relaciones comerciales, para lo cual, necesariamente se tuvieron que construir caminos.

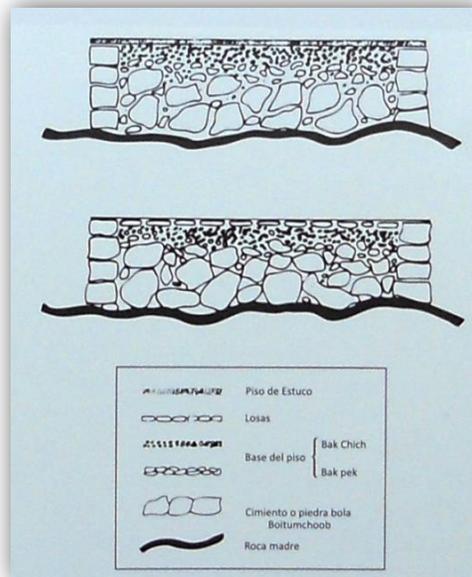
De forma breve se puede comentar que los caminos fueron la solución encontrada por la humanidad al problema de comunicación entre comunidades. Realmente fue el primer medio de comunicación, pues a través de ellos viajaban los mensajeros de ciudad en ciudad difundiendo los hechos acontecidos en la región. Más tarde se emplearon para efectuar intercambios comerciales entre ciudades, incluso entre civilizaciones.

La historia nos revela que los primeros grandes caminos fueron construidos por los persas en el Medio Oriente, con lo que aseguraron su lugar en la historia al conquistar a toda esa región en la edad antigua, expandiéndose incluso hasta Grecia. Posteriormente los romanos conquistaron Europa y Asia Menor, extendiendo sus dominios hasta Oriente Medio y Egipto; sin embargo no hubiera sido posible sin la presencia de las vías de comunicación terrestre, que ellos mismos construyeron y mejoraron. Sus calzadas se distinguían por sus hermosos empedrados tan bien construidos que todavía hay vestigios de ellos.

A la caída del imperio romano se discontinuó la construcción y la red caminera quedó en el olvido durante 13 siglos, justamente en la época del obscurantismo. Hasta que en Francia el gran Napoleón comprendió la importancia de los caminos y mejoró los que existían en Europa tras sus épicas conquistas. Según él, necesitaba un medio que les permitiera a sus tropas moverse con facilidad pues los pesados cañones se los exigían.

B. Breve historia de los caminos de México

En México las culturas prehispánicas establecieron una red de caminos necesarios para realizar el pago de tributos al grupo dominante; pero estos caminos consistían en veredas por las que podía transitar únicamente una persona a pie. Algunas ciudades tenían una localización tal que el acceso a ellas realizado a pie resultaba bastante complicado. Por ello también existían caminos de agua, transitables por los mexicas empleando canoas; o por los mayas que por su parte tenían el sistema de caminos (sacbeob), más avanzado de su época. La palabra *sacbe* se refiere a los caminos construidos por la Cultura Maya en la península de Yucatán (ref. 1). Se trata fundamentalmente de caminos de piedra caliza de varios metros de ancho que se elevaban desde 60 centímetros, hasta 2.50 metros sobre el nivel del suelo (figs. 1.1 y 1.2). Se decía que estos eran los caminos de los dioses.



Figs. 1.1 y 1.2. Corte transversal que muestra las capas de materiales constituyentes de los caminos de los dioses, Chichén Itzá, México (ref. 1).

Muy probablemente los sacbeob fueron los caminos poseedores de la mejor ingeniería prehispánica pues su estructura se conforma por diversas capas de materiales distintos y muestra un arreglo similar al de los pavimentos actuales. Ambos comparten la idea de colocar en la última capa una superficie lo más uniforme posible. En el caso de los Mayas lograban lo anterior empleando piezas regulares de piedra llamadas losas. La red caminera maya representó retos importantes en ingeniería para sus constructores, ya que la zona del sureste mexicano está constituida en gran parte por pantanos que seguramente obligaron a realizar cimentaciones producto del ingenio natural de esos constructores, que evitaron el hundimiento y la destrucción de los caminos. En la actualidad los vestigios se encuentran en un estado de buena conservación, pues pocos tramos se destruyeron en las zonas pantanosas, y a reserva del crecimiento de vegetación en su estructura, permiten realizar estudios con mayor detalle.

Los aztecas por su parte contaban con vías de comunicación suficientes para establecer sus formas de dominio imperial como el cobro de tributo. Tenochtitlán su capital, parecía emerger de un gran lago y su comunicación a tierra se realizaba por calzadas en las cuatro orientaciones principales, muy pocas realmente. Sin embargo, a pesar de los pequeños avances en el desarrollo de las vías de comunicación, las culturas precolombinas establecieron rutas de intercambio comercial entre ellas, cuyo sistema de pago fue el trueque fundamentalmente (fig. 1.3). Estas rutas resultaron insuficientes para los españoles en su pretensión de conquistar a los pueblos indígenas. Hernán Cortés y sus hombres se vieron obligados a abrir caminos que les permitieran circular con su armamento y sus caballos. Así nacieron los caminos de herradura que más tarde llevaron a los conquistadores hasta la entrada de la Gran Tenochtitlán; cuyo adjetivo ellos mismos utilizaron para referirse a la capital mexicana frente a los monarcas españoles.



Fig. 1.3. Principales rutas de contacto entre las culturas prehispánicas (ref. 1).

Hasta el momento la forma de trasladar las mercancías para comerciar era empleando cargadores constituidos por personas no pertenecientes a la nobleza indígena. La herramienta de carga era un mecapal que se colocaba en la frente y cuyos extremos se ataban a la carga; de modo que la fuerza de tracción se realizaba con la cabeza y la espalda. Sin embargo este modo de transporte resultaba ineficaz por lo que se introdujeron bestias de tiro en México durante la época virreinal; lo cual obligó a modificar las características de los caminos existentes, pues estos se habían trazado para la circulación de personas exclusivamente. Fue entonces que los caminos de pie se transformaron en caminos de herradura; y se especificó en una ley emitida por la corona española en 1542 que el uso de cargadores (tlamemes) sería exclusivamente en zonas donde no se dispusiera de bestias de tiro, prohibiendo además el trabajo forzado. Poco a poco fueron desapareciendo los tlamemes y finalmente surgieron los carreteros y los arrieros, estos últimos eran capaces de llevar hasta cinco mulas de carga. Los carreteros por su parte sólo podían transitar en caminos especiales para carretas; el primero de ellos fue el camino real México-

ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

Veracruz. Posteriormente aumentaron los caminos para carretas y a finales del siglo XVIII, la red caminera nacional estaba constituida por 19 720 km de caminos de herradura y 7 605 km de caminos para carretas; de un total de 27 325 kilómetros (ref. 1). Estos caminos fueron el escenario de muchas batallas libradas tanto en la lucha por la independencia, como en los primeros 50 años de vida independiente de México en los que el país fue un escenario de inestabilidad política, conflictos con el exterior y crisis económicas.

Los hechos anteriores determinaron las condiciones prevalecientes en los caminos de la época, quienes fueron descuidados presentando un estado físico deplorable; el gobierno no tenía recursos para brindarles mantenimiento, situación que empeoró al estancarse las actividades económicas a causa de las guerras. Esta situación motivó la presencia de gavillas de bandidos en los caminos mexicanos del siglo XIX que asaltaban a los usuarios y obstaculizaron el comercio. Lo último convirtió a los caminos en los sitios más peligrosos dentro del país y prácticamente se volvieron intransitables (fig. 1.4).



Fig. 1.4. Una emboscada de bandidos a dos usuarios de un camino (ref. 1).

La situación anterior prevaleció casi hasta finales del siglo XIX cuando el sistema de gobierno republicano triunfó sobre el monárquico. Se implantaron líneas de acción para no sólo reconstruir los caminos afectados, sino también para ampliar la red de comunicación terrestre entre la capital mexicana y el resto del país. Así después de un tiempo, se pudo hacer un inventario contabilizando los caminos existentes y sus categorías. En 1857 se reconocieron ocho caminos generales o de primera clase, los cuales se encontraban en un estado físico bastante regular (fig. 1.5).

ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

1. México-Veracruz, constituido por cuatro tramos: México-Puebla, Amozoc-Veracruz por Orizaba; de Puebla a Perote y de Perote a Veracruz.
2. Puebla-Tehuantepec, vía Oaxaca.
3. México-Acapulco.
4. México-Manzanillo, pasando por Toluca, Morelia y Colima.
5. México-San Blas, pasando por Querétaro y Guadalajara, dividido en ocho tramos.
6. Querétaro-Chihuahua, por Zacatecas y Durango.
7. Querétaro-Tampico, por San Luis Potosí.
8. México-Tuxpan, por Tulancingo.



Fig. 1.5. Red de los principales caminos de México en 1857.

A partir de entonces se establecieron leyes y reglamentos con el objetivo de atender de mejor forma la situación de los caminos mexicanos. Prueba de ello fue la creación de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP) el 13 de mayo de 1891, por lo que esta dependencia se encargaría directamente de construir, vigilar y mantener el estado físico de las vías de comunicación del país. También se impulsó la construcción de líneas de ferrocarril, el cual constituía el medio adecuado para transportar mayor cantidad de productos a un costo más bajo. El auge de la construcción ferroviaria se llevó a cabo durante el gobierno del general Porfirio Díaz Mori, quien se dedicó intensamente a mejorar la infraestructura del país; y bajo su lema "Orden y Progreso" pretendió llevar a México al nivel de las potencias mundiales. Luego inició la revolución

ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

mexicana y con ella, el desarrollo de los caminos quedó nuevamente en el olvido, ya que el medio de transporte principal fue el ferrocarril que trasladaba a las tropas por las diferentes ciudades del país.

Al finalizar el conflicto armado, después de la promulgación de la Constitución de 1917; se estableció a través de ésta el diseño de un programa para la construcción y mejora de carreteras. Ello después de conocer las cifras alarmantes en la materia, pues la extensión total de los caminos nacionales en buen estado era de 456 kilómetros; contrastando terriblemente con la existente en los últimos años de la época virreinal, cuando había cerca de 8,000 km de caminos carreteros y 20,000 km de rutas de herradura (ref. 2). Las causas principales de esta lamentable situación se atribuyen a que muchos tramos quedaron destruidos por las guerras continuas, por la vegetación, por las crecientes de los ríos o por el abandono de los usuarios. Además con la aparición del automóvil se inició la construcción masiva de caminos que cumplieran con las características apropiadas para transitar en coche, a pie o a caballo.

Dos décadas después se habían construido carreteras fundamentales como la México-Laredo, México-Guadalajara, México-Acapulco, y la carretera México-Suchiate (fig. 1.6). En el caso de la primera, tiene una longitud de 1 226 kilómetros y fue concluida entre 1935 — 1936 como parte del Plan Sexenal del gobierno del Presidente Lázaro Cárdenas del Río (ref. 2). Los trabajos se realizaron fundamentalmente de forma rudimentaria, empleando gran cantidad de trabajadores cuyas herramientas fueron picos, palas, machetes y azadones; aunque ello no quiere decir que no se empleara equipo pesado para realizar los trabajos. Es indicativo de que se conjuntó de forma adecuada la tecnología cuyo costo es alto, con la mano de obra que suele costar menos.



ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

Fig. 1.6. Ejes troncales en el periodo de Lázaro cárdenas (ref. 2).

Para 1945 se había dedicado la mayor parte del esfuerzo en la construcción de caminos nacionales y vecinales; no fue el caso de las autopistas que debieron esperar un poco más para ser consideradas dentro de la planeación realizada en cada periodo gubernamental. La primera en construirse fue la Autopista México-Cuernavaca que entró en operación en 1952. Con la construcción de este tipo de carreteras, se podía satisfacer la demanda de automóviles que cada año aumentaba. Además se requería transportar los diferentes productos con mayor rapidez para dar agilidad a la economía nacional. Desde entonces se continuaron construyendo carreteras de altas especificaciones. Según la referencia 2, entre 1952 y 1973 se terminaron las anotadas abajo.

- México-Cuernavaca (1952)
- Cuernavaca-Amacuzac (1954)
- México-Palmillas (1958)
- México-Puebla (1962)
- La Pera-Cuatla (1965)
- Puebla-Córdoba (1966)
- México-Tecámac (1967)
- Entronque Morelos-Pirámides (1967)
- Tijuana-Ensenada (1967)
- Querétaro-Irapuato (1968)
- Zapotlanejo-Guadalajara (1969)
- Chapalilla-Compostela (1973)

En 1970 los gobiernos posrevolucionarios habían integrado a la red existente más de 71 000 kilómetros de caminos, que pese a ser una cifra bastante considerable, no era suficiente para cubrir las necesidades de los 48 millones de habitantes que tenía México. Fue entonces que se tomó la decisión de abrir nuevos caminos que a su vez se comunicaran con las redes troncales ya construidas. A este tipo de caminos se les llamó brechas o caminos de mano de obra ya que para reducir el costo por kilómetro construido, se sustituyó el empleo de maquinaria pesada por mano de obra de las comunidades incomunicadas; es decir, cada habitante realizaría un trabajo en beneficio propio y colectivo.

Durante el periodo de gobierno del presidente José López Portillo ocurrió una de las mayores devaluaciones del peso a consecuencia de una crisis, la primera para todas las personas que vivían en la nación mexicana. Como consecuencia de ello se tuvieron que replantear los objetivos de cada órgano gubernamental y desapareció la Secretaría de Obras Públicas, transformándose en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), que de 1977 en adelante estaría a cargo de la construcción y mantenimiento de la red carretera nacional. Para diciembre de 1981 había 213 238 kilómetros de caminos en México, de los cuales sólo el 32% estaban pavimentados, sin embargo, esta red presentaba graves problemas de congestión y desgaste. Las causas fueron los volúmenes de tránsito que soportaba, la antigüedad de su construcción y el aumento de los grupos sociales a los que daba servicio. Evidentemente era

ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

necesario realizar trabajos en la red vial, ya sea para ampliarla o para modernizarla de acuerdo con las especificaciones más avanzadas de la época. Pero nuevamente las crisis posteriores impidieron altos crecimientos de la red caminera nacional, se tuvo que limitar el presupuesto a la realización de un adecuado mantenimiento de los ejes troncales que hasta el año de 1995 eran los siguientes diez.

- México-Nogales
- México-Nuevo Laredo
- Querétaro-Ciudad Juárez
- Acapulco-Tuxpan
- México-Chetumal
- Mazatlán-Matamoros
- Manzanillo-Tampico
- Acapulco-Veracruz
- Veracruz-Monterrey
- Transpeninsular (forma parte de la llamada Autopista Panamericana)

Para finales del año 2000, la red carretera nacional tenía una longitud total de 333 247 kilómetros, de los que 106 571 correspondían a carreteras libres, 5 933 a autopistas de cuota, 160 185 a caminos rurales y alimentadores, y 60 557.4 a brechas. Del total de kilómetros en servicio de dicha red, 107 822.4 estaban pavimentados, 145 350 correspondían a carreteras revestidas, 19 517.3 eran de terracerías y 60 557.4 eran brechas. Debido a las condiciones físicas, la red de carreteras fue calificada en 25 por ciento como buena, 35 por ciento como regular y 40 por ciento como mala (ref. 2). Diez años más tarde (2010) la longitud total de la red pasó a ser de 355 796 kilómetros gracias a las políticas implementadas por los gobiernos federales subsecuentes que lograron introducir 22 549 nuevos kilómetros de carreteras.

Durante los últimos dos años se ha planteado intensamente un plan de infraestructura con miras al futuro, el cual se denomina Proyecto Visión México 2030, cuyo objetivo fijado para el año referido es que México se ubique en el 20 por ciento de los países mejor evaluados de acuerdo con el Índice de Competitividad de la Infraestructura que elabora el Foro Económico Mundial. Para conseguirlo se necesitarán realizar esfuerzos significativos que involucren directamente a los gobiernos estatales y a los profesionistas capaces de dirigir adecuadamente proyectos de creación de infraestructura.



Fig. 1.7. La red carretera de México en 2009 según la referencia 3. Las líneas gruesas representan a los corredores viales existentes; mientras que las más delgadas simbolizan la red básica nacional.

C. Problemas suscitados por la presencia y utilización de suelos expansivos, en la construcción de la red caminera de México

Como se puede notar, el atraso en la creación de infraestructura que permita un desarrollo integral de la República Mexicana, ha sido el eterno problema que se tiene en el país. En estos días se sigue impulsando la construcción y mejoramiento de las vías de comunicación, pues se pretende llevar al país a los primeros lugares mundiales en lo que respecta a este rubro. Sin embargo, muchas personas se preguntan ¿para qué?; la respuesta es sencilla y atiende a la necesidad fundamental de una civilización de obtener los recursos que no tiene, a cambio de los que ofrece, es decir; una necesidad de comerciar. Por ello las pretensiones nacionales son tener caminos para que el PIB per cápita crezca y como consecuencia, tener más recursos económicos y en general mejorar la calidad de vida de los nacionales.

Históricamente se ha venido realizando lo referido anteriormente, sin alcanzar todavía la meta propuesta. Como la economía de la nación se ha visto seriamente lastimada por diversas causas, los encargados de planear, proyectar, diseñar, construir y mantener carreteras, se han visto

ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

obligados a bajar los costos de cada obra empleando métodos innovadores; en algunos casos han sido rudimentarios, pero no por ello menos eficaces. Ejemplo de ello son los caminos construidos prescindiendo de la maquinaria adecuada para facilitar el proceso, empleando gran cantidad de trabajadores cuyas herramientas de trabajo son las tradicionales.

Cuando se aceptó la realización de los programas de mejoramiento de brechas y caminos rurales con el uso de mano de obra local durante la década de los sesenta, se hizo necesaria la adquisición de la herramienta simple con la que se efectuaron los trabajos. Las herramientas utilizadas propias para los trabajos de excavación, carga y compactación son (ref. 4).

- Barreta
- Pico
- Marro
- Herramientas de punta
- Herramientas con cuchilla (azadones)
- Palas
- Carretillas de lámina
- Carretillas de madera
- Carretas jaladas por animales
- Apisonador manual
- Rodillo hechizo, a base de tambos de lámina
- Compactador de pie
- Tractor agrícola
- Camión criba

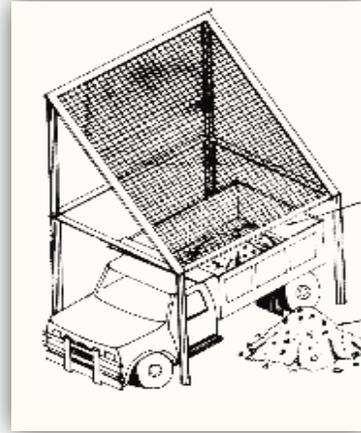
El empleo del ingenio es fundamental en la reducción de costos, pues permite improvisar soluciones no menos valiosas, pero sí con un costo mucho menor que el de las convencionales. En el listado mostrado, se destacan dos casos de improvisación a falta del equipo adecuado de trabajo: el empleo de un tractor agrícola y de un camión criba (figs. 1.8 y 1.9). La ventaja de contar con un tractor es que se le pueden adaptar cuchillas de modo que funcione como una motoconformadora.



Figs. 1.8 y 1.9. Casos del empleo de un tractor agrícola en la formación de terraplenes (ref. 4).

ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

Otro caso bastante interesante es la utilización de un camión de volteo, al cual se le ha adaptado una malla en la parte superior que tiene la función de una criba. Dicha malla tiene las aberturas adecuadas para permitir que caigan dentro de la caja los materiales aprovechables, y deslicen sobre la superficie inclinada de la malla los materiales de desperdicio. Este equipo es bastante útil cuando se tiene un banco de agregados y se requiere seleccionarlos.



Figs. 1.10 y 1.11. El empleo del camión-criba es una solución ingeniosa para la selección granulométrica de los agregados pétreos.

La utilización de las herramientas citadas se volvió intensiva en la época de la construcción de caminos de mano de obra, durante el gobierno de Luis Echeverría en el que se le dio prioridad a la ampliación de la red caminera de México a través de este tipo de caminos, construidos en zonas rurales. Se dio un enfrentamiento directo con la naturaleza pues este modelo de construcción, no estaba documentado, por lo que fue necesario utilizar de forma adecuada el criterio ingenieril, además del buen sentido común de todo el personal encargado.

El procedimiento de construcción de una carretera, en términos generales es el siguiente (ref. 5).

- *Planeación.* Esta es la etapa más importante cuando se pretende construir un camino pues en ella se consideran los tiempos en los que se realizará cada acción y la forma en la que se ejecutarán los trabajos. Si la planeación falla, lo más probable es que las etapas subsecuentes también lo hagan.
- *Estudios preliminares.* Se llevan a cabo estudios de naturaleza geológica, geofísica y geotécnica, que permitan identificar las propiedades de los posibles sitios de construcción; luego se realiza el trazo preliminar del camino basándose en los resultados de los estudios.
- *Proyecto.* Se elabora el proyecto de construcción con base en los estudios de localización y trazo de forma preliminar.
- *Trazo y localización.* Se realiza el trazo definitivo con una cuadrilla que permita efectuar los trabajos topográficos.
- *Desmante.* Consiste en despejar la vegetación existente en el trazo de la carretera y en la zona de bancos de materiales que se explotarán. Se pueden realizar una o más de las siguientes actividades:

ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

1. Tala. Consiste en el corte de árboles y arbustos.
 2. Roza. Quitar la maleza, hierbas, zacate o residuos de siembras (vegetación pequeña).
 3. Desenraice. Sacar los troncos, cortar las raíces y sacar los troncos con raíces para que no afecten a la zona de construcción.
 4. Limpia y quema. Consiste en retirar el producto del desmonte fuera de la zona de construcción, estibarlos y quemar lo que no es utilizable.
- *Despalme.* En esta etapa se elimina la capa de suelo que no es útil para la construcción del pavimento. Generalmente es la capa orgánica del suelo (superficial). El material producto del despalme se utiliza para proteger los terraplenes conformados y en algunos casos, para estabilizar taludes.
 - *Realización de cortes.* Comprende necesariamente la ejecución de una serie de excavaciones en lugares cuyo nivel se encuentra a una altura mayor que la de la subrasante del camino.
 - *Realización de terraplenes.* En contraparte de los cortes, los terraplenes se tienden en lugares cuyo nivel de terreno natural está por debajo del correspondiente a la subrasante del camino.
 - *Colocación de las capas que conforman al pavimento.* En esta etapa se tiende el cuerpo de terracerías con la humedad adecuada y se compacta de manera óptima, según la prueba más conveniente (Prueba Proctor o Prueba Porter). Finalmente se coloca la capa de rodamiento, la cual, puede ser de concreto asfáltico o de concreto hidráulico.

En la realización de cada una de las etapas anteriores se recomienda por motivos económicos fundamentalmente, utilizar los materiales presentes en el sitio pues de esta forma se ahorrará una cantidad importante de dinero por motivo de acarreos. Lo cual es bastante lógico, de hecho sería la condición ideal que todo proyectista quiere encontrar en su campo laboral.

Con respecto a los problemas que se presentan debido a la presencia excesiva de agua han sido bastante severos a lo largo del tiempo. Cuando los primeros caminos fueron destruidos por las avenidas producidas a causa de las lluvias, se decidió proteger a los caminos construyendo una serie de obras complementarias, llamadas obras de drenaje o de subdrenaje. Según la excelente referencia 5, en primer lugar se deben realizar estudios que permitan localizar la ubicación de las obras y el tipo más conveniente de ella; de acuerdo con la disponibilidad de materiales, de recursos económicos y de las normas de uso de materiales existentes en la región. Dichos estudios determinarán donde es conveniente colocar una alcantarilla, donde construir cunetas, donde construir contracunetas, y en qué casos conviene colocar drenes y subdrenes longitudinales, entre otras obras.

Dar un vistazo a la historia es darse cuenta que el estado físico de los caminos es equiparable al del país mismo. En primer lugar están los caminos prehispánicos realizados con gran entusiasmo, pero con deficiencias técnicas salvo el caso de los hechos por los mayas y por los aztecas, quienes fueron poseedores de vastos conocimientos. Después los caminos de los conquistadores aptos para carretas, caballos y mulas; pero medianamente revestidos por lo que no se podían utilizar en temporada de lluvias. Luego el México independiente, caracterizado por su inestabilidad política y social que lo condujeron a conflictos internos, y más tarde ocasionaron la pérdida de poco más de la mitad del territorio, no se pudo ya no digamos construir; ni siquiera mantener los caminos

heredados del virreinato. El país no podía progresar de esta forma, por lo que en los últimos años del siglo XIX el señor presidente Porfirio Díaz mandó a construir líneas de ferrocarril, pero descuidó los caminos carreteros pese a la importancia que tenían. Fue hasta terminada la Revolución Mexicana que se empezó a trabajar intensamente en el mejoramiento y la ampliación de caminos, esfuerzo que sigue vigente; sólo que ahora las complicaciones más que técnicas, son principalmente económicas.

Recapitulando lo expuesto anteriormente, básicamente son tres los inconvenientes causantes del inadecuado desarrollo en la infraestructura nacional: económicos, políticos y sociales. Factores a los que se ha tenido que enfrentar la ingeniería mexicana y de los que afortunadamente ha salido adelante. Es esta la situación eterna no sólo del rubro carretero, sino de otros sectores como el agrícola que pagan caro las consecuencias de políticas equivocadas.

LA PROBLEMÁTICA PLANTEADA POR LOS SUELOS EXPANSIVOS

Antiguamente no existían antecedentes que permitieran realizar estudios a fondo sobre los métodos de estabilización de suelos expansivos, vamos, ni siquiera podía diferenciarse este tipo de suelo de otros con características muy similares. Por ello resultaba infructuoso pensar en una solución adecuada a esta problemática, pues según Fernández Loaiza (1982) fue alrededor de la década de 1950 que se empezaron a estudiar en forma racional los mecanismos responsables de la estabilización, así como las diferentes modificaciones sufridas por el suelo estabilizado.

En el caso de México difícilmente se efectuó un tratamiento adecuado a los suelos expansivos que se encontraban en el trazo de las carreteras construidas hasta la década de 1980. Las causas de ello son bastantes; en primer lugar el desconocimiento propio del comportamiento de dichos suelos condujo a "no tomar acción alguna" para evitar los daños que produce su expansión.

En segundo lugar el país no contaba con los recursos económicos suficientes para realizar investigaciones que condujeran a descubrimientos importantes en la materia, como el comportamiento del suelo, sus orígenes de formación y su estructura atómica. Este segundo factor queda de manifiesto en el programa de construcción de caminos de mano de obra descrito anteriormente, en el que los motivos económicos definieron la utilización de personal en lugar de equipo especializado para la construcción.

Cuando ya se habían presentado los problemas típicos causados por suelos expansivos hubo un nuevo factor: el conocimiento parcial del comportamiento de ciertos productos estabilizadores como la cal, la cual, se ha empleado desde épocas antiguas, por ejemplo; se utilizó para estabilizar suelos en la construcción de la Muralla China y de algunos caminos que les brindaron problemas a los romanos durante el florecimiento de su imperio. No es que se desconociera propiamente a la cal como estabilizador, puesto que se empleó en la construcción de caminos sobre arcillas montmoriloníticas, susceptibles de expansión. Lo que no se sabía eran los efectos secundarios que después de un tiempo, la presencia de dicho mineral ocasiona en el suelo. Para muestra de ello está este fragmento tomado del libro *Mejoramiento y Estabilización de Suelos* escrito por Carlos Fernández Loaiza.

ANTECEDENTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

— ¿Arcilla? ¡No hay problema hombre! Ponle 4% de cal y te va a quedar muy bien ese pavimento.
— ¡Pero oye!, yo sé que la cal adicionada a la arcilla presenta problemas de reversibilidad, pues el ingeniero me dijo que de acuerdo a su experiencia, la cal no funciona.
— No sé por qué dirá eso el ingeniero, pero si sé que a mí me dio muy buenos resultados.”

Aquí se pone de manifiesto una técnica que más tarde se convirtió en una especie de receta bastante común en la práctica profesional, encauzada a la construcción de carreteras. Es decir, cuando se detectaba la presencia de suelos inestables que sufrían cambios volumétricos por acción del agua; resultaba bastante sencillo aplicar el porcentaje de cal referido. Claro que se obtenían mejoras bastante considerables, pero como se verá más adelante; a largo plazo resultó inconveniente la utilización de este producto en la construcción de pavimentos pues su efecto estabilizador no es constante; lo que sí es definitivo es el cambio en las propiedades del suelo, que para variar no están ampliamente difundidas. Debido a esto algunos ingenieros tratan de evitar su uso porque se han detectado disminuciones importantes en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, conduciendo a los pavimentos a fallar con el acto seguido de la sustitución del material de terracerías, pues ha quedado inservible.



Fig. 1.12. La cal se ha utilizado durante muchos años como la mejor forma de mejoramiento de suelos potencialmente expansivos.

Actualmente existe una diversidad de productos químicos destinados a la estabilización de suelos, basados en pruebas que los fabricantes muestran al proyectista de caminos. La elección estará basada en el costo de cada producto y se utilizará naturalmente aquel que brinde la relación beneficio-costos más satisfactoria. También son empleados con frecuencia los métodos de estabilización mecánica, basados en el principio de colocar una carga constante igual a la presión de expansión sobre la capa inmediata superior al suelo inestable. Este tipo de métodos son en general, más económicos en comparación con los productos químicos. Otras salidas las constituyen el subdrenaje adecuado y el empleo de geosintéticos en las terracerías expansivas, pero el empleo de una u otra opción dependerá del criterio ingenieril que se aplique, siempre buscando que la solución adoptada sea segura, económica, funcional y armónica con el ambiente.

**Capítulo II. LOS CAMINOS Y LOS
SUELOS EXPANSIVOS**

A. Antecedentes

Con la naciente necesidad que tuvo el hombre prácticamente desde su aparición en el Planeta Tierra de trasladarse de un lugar a otro para satisfacerse, nacieron también los caminos que junto con el hombre han sufrido un proceso evolutivo en beneficio propio, conociendo de mejor forma el medio en donde se encuentran desplazados, o sea; determinando las propiedades mecánicas tanto del suelo como de las formaciones rocosas que lo sustentan.

El suelo es un material producto de la alteración de las formaciones naturales de roca y/o materia orgánica, y está constituido por sólidos, por líquidos y por gases. Dicha alteración puede ser física (como el fracturado y la erosión), o química (como la descomposición y la combustión de material). En la práctica profesional, de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), los suelos son materiales cuyas partículas tienen un tamaño menor que 7.5 centímetros (3 pulgadas de diámetro); y se clasifican como suelos gruesos cuando más del 50% de sus partículas son de tamaño mayor que 0.075 mm (malla número 200), y como suelos finos cuando el 50% de sus partículas o más, son de tamaño menor que 0.075 mm. Los materiales cuyo tamaño es mayor que 7.5 cm pero menor que 2 metros, se clasifican como fragmentos de roca; los mayores que 2 m son considerados macizos rocosos.

De manera fundamental, puede generarse la presentación del suelo a través de sus componentes debidamente armonizados, y ello se puede visualizar mediante las denominadas fases del suelo, que son: fase sólida, fase líquida y fase gaseosa (fig. 2.1). La existencia conjunta de las tres fases antes anotadas, permite establecer las relaciones entre los pesos y entre los volúmenes de dichas fases; mismas que nos permiten identificar el tipo de suelo de manera adecuada, lo cual ha sido más que útil durante el ejercicio profesional del ingeniero.

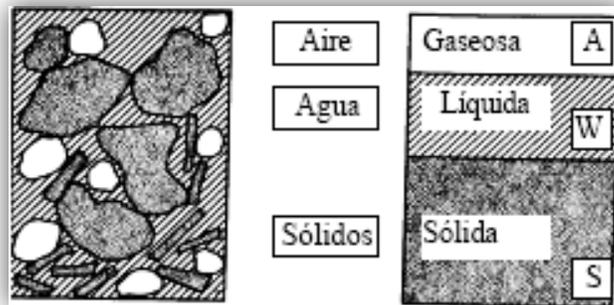


Fig. 2.1. Las tres fases del suelo están presentes de manera conjunta en diversas proporciones en la gran mayoría los suelos existentes en la naturaleza.

B. Los caminos

Históricamente, de manera coloquial se han contemplado a los caminos y a las carreteras a través de dos conceptos que hacen referencia a elementos distintos. En ese sentido, se acostumbra denominar *caminos* a las vías de comunicación terrestre pertenecientes a zonas rurales; mientras

que se conoce con el nombre de *carreteras* a aquellas que tienen características modernas destinadas al movimiento de un gran número de vehículos (ref. 11). Lo cual es una gran verdad, sin embargo existe una pequeña diferencia entre dichos conceptos, dado que un camino también es sinónimo de una vereda por la que sólo se puede transitar a pie, o montado sobre un animal de carga; ya que no tiene la capacidad suficiente para permitir el tránsito de algún vehículo. Estrictamente, un camino es la forma más básica para ir de un lugar a otro sin importar la forma en la que el viaje se realice, es decir; se puede ir a pie, a caballo, en carreta, o bien en un vehículo de combustión interna. Lo único que cambia son las características que debe presentar dicho camino para que sean apropiadas al tipo de viaje que se desea efectuar.



Fig. 2.2. Ejemplos de caminos rurales: el primero es una vereda en un bosque suizo y el segundo es la carretera en rehabilitación Carbo-San Miguel de Horcasitas, Sonora, México (ref. 12).

Según lo anterior, la palabra *caminos*, constituye al conjunto de vías de comunicación que permiten al hombre trasladarse entre dos lugares; mientras que la palabra *carretera* representa a aquellos caminos por los que puede transitar el hombre ya sea a pie, o mediante la utilización de vehículos fundamentalmente. De manera formal una *carretera* es la adaptación de una faja sobre la superficie terrestre que llene las condiciones de ancho, alineamiento y pendiente para permitir el rodamiento adecuado de los vehículos para los cuales ha sido acondicionada. Para los fines de este trabajo se emplearán de manera indistinta los dos conceptos.



Fig. 2.3. Entrada a uno de los túneles en la Autopista del Sol, en el tramo Chilpancingo-Acapulco. Esta carretera de cuota es el principal medio para viajar de la Ciudad de México al puerto de Acapulco.

1. Clasificación de los caminos carreteros

A nivel mundial las clasificaciones difieren según la región y sus procedimientos constructivos. En México también existen varias de ellas, sin embargo algunas coinciden con las clasificaciones dadas en otros países, las cuales son: Clasificación por Transitabilidad, Clasificación por su Aspecto Administrativo y Clasificación Técnica Oficial (ref. 11).

a. Clasificación por Transitabilidad

Esta clasificación hace referencia a las diferentes etapas de construcción de las carreteras, proponiendo la división siguiente.

- *Terracerías.* Se le llama así cuando se ha construido la sección de proyecto hasta el nivel de la llamada capa subrasante. Este tipo de carretera es transitable en tiempo de secas, dado que la presencia de agua ocasiona la saturación de las capas de terracerías, lo cual resulta muy inadecuado para el tránsito de vehículos.
- *Revestida.* Este tipo de carretera nace cuando sobre la subrasante se ha colocado ya una o varias capas de material granular y se puede transitar en ella todo el tiempo.
- *Pavimentada.* Cuando sobre la subrasante se han construido de forma total las diferentes capas que conforman el pavimento, (sub-base, base y carpeta de rodamiento) el cual puede ser de concreto asfáltico o de concreto hidráulico.

b. Clasificación Administrativa

El aspecto administrativo se refiere a las entidades que son responsables del funcionamiento carretero y a las que les corresponde dar mantenimiento. Desde este punto de vista, las carreteras pueden ser las mostradas abajo.

- *Federales.* Cuando son costeadas íntegramente por la Federación y se encuentran a su cargo.

- *Estatales*. Cuando son construidas por el sistema de cooperación constituido por la Federación y el Estado donde se construye; los cuales aportan cada uno el 50% de los recursos. Estos caminos quedan a cargo de dependencias estatales como las Juntas de Caminos.
- *Vecinales o rurales*. Cuando son construidas con la cooperación de los vecinos beneficiados, pagando estos un tercio de su valor, otro tercio lo aporta la federación y el tercio restante la entidad federativa, su construcción y conservación se efectúan por intercesión de las Juntas de Caminos.
- *De cuota*. Algunas de estas carreteras quedan a cargo de la dependencia oficial descentralizada llamada Caminos y Puentes Federales (CAPUFE). Otras han sido concesionadas a la iniciativa privada por tiempo determinado, siendo la inversión recuperable a través de cuotas de paso.

c. Clasificación Técnica Oficial

En México la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) clasifica técnicamente a las carreteras de acuerdo con su Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) para el horizonte de proyecto, en la forma descrita a continuación (ref. 31).

- *Tipo "A"*.
 - *Tipo "A2"*. Para un TDPA de tres mil (3,000) a cinco mil (5,000) vehículos.
 - *Tipo "A4"*. Para un TDPA de cinco mil (5,000) a veinte mil (20,000) vehículos.
Este tipo de caminos requiere de un estudio especial, pudiendo tener corona de dos o de cuatro carriles en un solo cuerpo, a las cuales se les designa como A2 y A4, respectivamente; o empleando cuatro carriles en dos cuerpos diferentes designándoseles como A4, S.
- *Tipo "B"*. Para un TDPA de mil quinientos (1,500) a tres mil (3,000) vehículos.
- *Tipo "C"*. Para un TDPA de quinientos (500) a mil quinientos (1,500) vehículos.
- *Tipo "D"*. Para un TDPA de cien (100) a quinientos (500) vehículos.
- *Tipo "E"*. Para un TDPA de hasta cien (100) vehículos.

Como se puede observar esta clasificación permite distinguir en forma precisa la categoría física del camino, ya que toma en cuenta los volúmenes de tránsito sobre el camino al final del periodo económico del mismo y las especificaciones geométricas aplicadas (ref. 11).

2. Caminos pavimentados

Según se había escrito en uno de los apartados anteriores, los caminos pavimentados son aquellos en los que sobre la subrasante se han colocado capas con diferentes características granulométricas, para finalizar con una última capa o superficie de rodamiento capaz de brindar seguridad y comodidad a los automovilistas. Para describir de forma apropiada a este tipo de caminos resulta imprescindible conocer la conformación de las diferentes estructuras de pavimentos.

a. Pavimentos

Un pavimento puede definirse como la capa o el conjunto de capas de materiales apropiados, comprendida(s) entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, cuyas funciones principales son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiados, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales; así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito (ref. 9).

En otras palabras, el pavimento es la superestructura de la obra vial, que hace posible el tránsito expedito de los vehículos con la comodidad, seguridad y economía previstos en el proyecto carretero. La superficie de rodamiento de un pavimento puede estar constituida por una carpeta asfáltica, una losa de concreto hidráulico o estar formada por acumulaciones de materiales pétreos compactados (fig. 2.4).



Fig. 2.4. Esquema que muestra las típicas capas que conforman un pavimento, ya sea rígido o flexible (ref. 30).

En la práctica profesional se ha realizado una división de los pavimentos en dos tipos: flexibles y rígidos. Ello se hizo con base en el tipo de materiales que los constituyen y en cómo se estructuran esos materiales; y no por la forma en la que distribuyen los esfuerzos y se dan las deformaciones en las capas inferiores (ref. 4). Generalmente se considera que un pavimento es rígido cuando tiene como elemento resistente en la superficie de rodamiento, una losa de concreto hidráulico; mientras que se considera que un pavimento es flexible en cualquier otro caso, fundamentalmente cuando se empleen emulsiones asfálticas en la capa de rodamiento.

En caminos cuyo tránsito sea bastante escaso (menor a 200 vehículos por día, según la referencia 4), por razones económicas se recomienda el empleo de superficies de rodamiento de bajo requerimiento, formadas por fragmentos de roca, o mezclas de estos con suelos (revestimiento); los cuales se deberán seleccionar y compactar de la mejor manera técnica posible. Con ello

se obtendrá una superficie de bajo costo que proporcionará durante algún tiempo condiciones apropiadas de transitabilidad.

Todos los caminos poseen una gran importancia, pues como sabemos, se han construido para satisfacer la necesidad de comunicación entre dos lugares; así que tanto caminos muy transitados como aquellos cuyo número de usuarios es menor, resultan fundamentales para las personas que los usan, sin embargo; cuando el tránsito en las carreteras supere los 200 vehículos por día, las solicitudes para los pavimentos serán más exigentes. Por ello es necesario recubrir el cuerpo de las terracerías con una superficie que cumpla con los siguientes requisitos.

1. Ser estable ante los agentes del intemperismo.
2. Ser resistente a la acción de las cargas impuestas por el tránsito.
3. Tener textura apropiada al rodamiento.
4. Ser durable.
5. Tener condiciones adecuadas en lo referente a permeabilidad.
6. Ser económica.

Dichas características condicionan los diseños de carpetas de rodamiento, pero sin duda existirán muchos otros factores que se deben tomar en cuenta para lograr lo planteado. Los factores económicos que implican considerar el costo, la vida útil, las condiciones aceptables de servicio o el hecho de que las obras viales ameriten compostura o reconstrucción, constituyen un complejo trasfondo en todo el panorama de decisión conectado con el proyecto y la construcción de pavimentos.

A continuación se anotan las características fundamentales que debe tener un pavimento flexible (ref. 9).

- *Resistencia estructural adecuada.* Debe soportar las cargas impuestas por el tránsito dentro del nivel de deterioro y destrucción paulatina, que se han previsto en el proyecto.
- *Baja deformabilidad.* Se debe cuidar que no haya deformaciones excesivas que puedan conducir a estados de falla. Un pavimento deformado puede dejar de cumplir con sus funciones (comodidad, seguridad para el usuario, etc.).
- *Durabilidad.* Es difícil establecer una durabilidad deseable de un pavimento, pues depende de factores económicos, del tipo de camino, factores climáticos y factores sociales. Es la consideración de ese conjunto quien definirá la vida útil del pavimento.
- *Costo.* Se deberá realizar un análisis beneficio-costos para definir la conveniencia de construir o no un pavimento de este tipo.
- *Requerimientos de conservación.* El cumplirlos conduce a tener una obra vial de calidad en todo momento de su vida útil; tales requisitos implican el considerarlos al momento de hacer el diseño y también la construcción. Se tendrá que revisar periódicamente que las obras de drenaje y subdrenaje funcionen adecuadamente; también supervisar que la degradación estructural de los materiales que constituyen al pavimento, debida a las cargas repetidas, no sea excesiva.

- *Comodidad.* El diseño deberá estar acorde al tipo de camino, evidentemente en caminos de primer orden este requisito será de consideración fundamental; no así en caminos más modestos en los que por razones de costo, el cumplimiento pleno de este requisito no se tiene.

En la figura 2.5 se muestra una estructuración típica de un pavimento flexible. Bajo una carpeta bituminosa que constituye la superficie de rodamiento, se dispone casi siempre por lo menos de dos capas bien diferenciadas: una que es la base de material granular y otra que constituye la sub-base, formada preferentemente, por un suelo granular. Bajo la sub-base se tiene otra capa, denominada subrasante, constituida por un material con calidad menor que la de la sub-base.

Bajo la capa subrasante se encuentran una capa de transición (también llamada subyacente) y el cuerpo del terraplén, las cuales conforman las terracerías; cuyo comportamiento junto con la estructura del pavimento ha sido objeto de relativamente poca atención en el pasado. De algunos hechos experimentales se pueden citar dos conclusiones válidas (ref. 9).

1. La resistencia al esfuerzo cortante de los materiales constitutivos de las terracerías no es un requisito fundamental que deba cumplirse, ya que los niveles de esfuerzos que a ellas llegan a través de todo el espesor protector que constituye el pavimento, quedan siempre por debajo de la capacidad de carga a la falla de dichos materiales.
2. La deformabilidad parece ser el requisito básico para la aceptación o rechazo de un material para terracería; y también la que condiciona el buen comportamiento de la terracería como soporte de un buen pavimento.

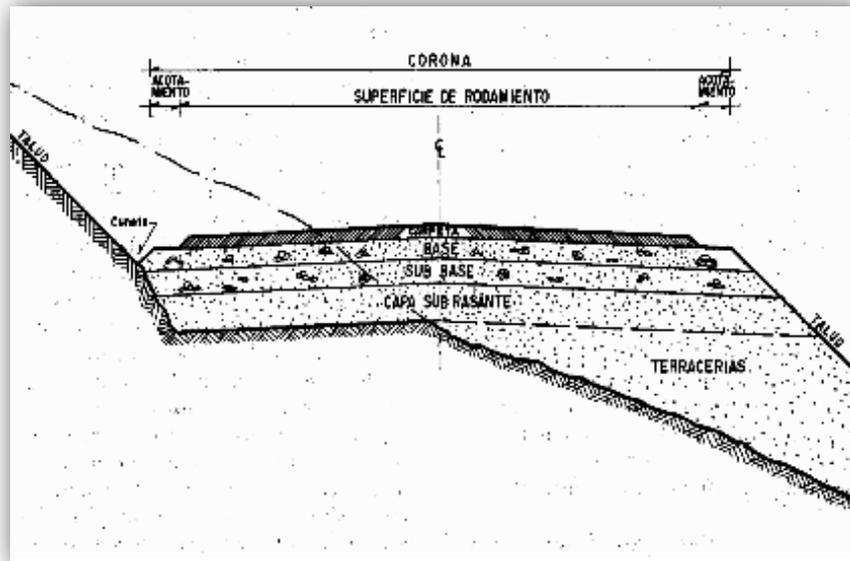


Fig. 2.5. Sección transversal típica de un pavimento flexible (Rico y del Castillo, 1978).

Durante el transcurso de los años ha dejado de utilizarse una sección de camino como la arriba mostrada, dado que no se han obtenido resultados satisfactorios con esa estructuración de

pavimento flexible, de esta manera; la sub-base se ha sustituido por una base granular (también conocida como base hidráulica), y sobre ésta se coloca la carpeta asfáltica. Sin embargo, existen de manera muy frecuente, ocasiones en las que el diseño del pavimento no es el óptimo empleando solamente las dos capas antes anotadas, puesto que para cumplir con los requerimientos impuestos por el tránsito, sería necesario el utilizar carpetas de grandes espesores (iguales o mayores de 15 cm) lo cual resultaría bastante costoso; de modo que para mantener al proyecto carretero dentro de la factibilidad económica, se opta por adicionar una capa al pavimento cuyas características granulométricas son idénticas a las de la base hidráulica, difiriendo de ésta solamente por la adición de un elemento aglutinante: el asfalto, razón por la cual se le denomina a la capa de la cual hemos estado haciendo referencia, Base Asfáltica.

Así de acuerdo con la Dirección General de Carreteras perteneciente a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México, la sección típica de un camino carretero cuyo pavimento es flexible, está estructurada como se ilustra en la figura 2.6.

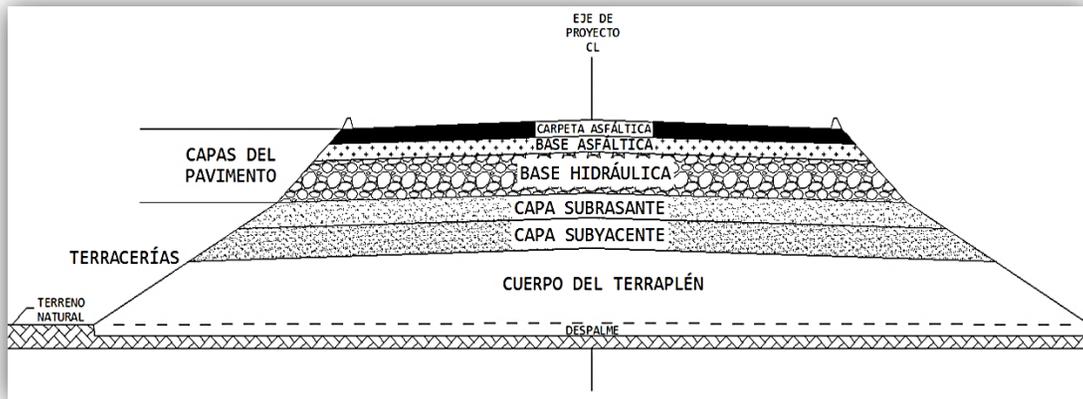


Fig. 2.6. Sección transversal típica de una carretera cuyo pavimento es flexible. Se puede observar que el cuerpo de terracerías está conformado por el terraplén, una capa de transición o subyacente y la capa subrasante; por otra parte, el pavimento queda conformado por una base hidráulica, una base asfáltica y una carpeta de rodamiento de asfalto (ref. 14).

b. Tipos de fallas en Los pavimentos flexibles

La palabra falla se emplea en pavimentos para describir desastres locales, colapsos estructurales, deterioros simples y lugares susceptibles de presentar un comportamiento desfavorable. Ello quiere decir que se considera como falla a alguna estructura que presenta un comportamiento diferente al esperado. Las fallas en pavimentos pueden dividirse en tres grupos fundamentales, de origen bien diferenciado (ref. 9).

1. *Fallas por insuficiencia estructural.* Ocurre por construir pavimentos con materiales inapropiados en cuanto a resistencia, o con materiales de buena calidad pero de espesor insuficiente. Es decir, cuando la resistencia al esfuerzo cortante de cada capa y sus

respectivos espesores no son los adecuados para que se establezca un mecanismo de resistencia apropiado.

2. *Fallas por defectos constructivos.* Ocurren en aquellos pavimentos bien diseñados y formados con materiales suficientemente resistentes, en cuya construcción se han producido errores o defectos que comprometen el comportamiento del conjunto.
3. *Fallas por fatiga.* Ocurren en pavimentos que originalmente estuvieron quizá en condiciones apropiadas, pero que por la continuada repetición de las cargas del tránsito sufrieron efectos de fatiga, degradación estructural y, en general, pérdida de resistencia y deformación acumulada.

Si bien es cierto que puede presentarse cualquiera de los tres mecanismos de falla, es bastante común la ocurrencia de una combinación de por lo menos dos de ellos, así que el ingeniero debe tener en cuenta este aspecto al momento de querer dar solución un problema que implica la falla de un pavimento. Considerando esto resulta muy conveniente describir algunas de las fallas más comunes en los pavimentos flexibles (ref. 9).

1. *Agrietamiento en piel de cocodrilo.* Se trata de un agrietamiento que se extiende sobre toda la superficie de rodamiento o sobre una parte muy sustancial de ella. Esta condición es indicativa de movimiento excesivo de una o más de las capas del pavimento, o de fatiga en la propia carpeta.
Este tipo de agrietamiento es común en pavimentos flexibles construidos sobre terracerías **resilientes** o dentro de las cuales, la subrasante muestre resiliencia. También es típico de bases débiles o insuficientemente compactadas.
2. *Deformación permanente en la superficie del pavimento. Surcos.* Frecuentemente está asociada al aumento de compacidad en las capas granulares de base o sub-base, debida, a su vez, a carga excesiva, carga repetida o a rotura de granos. También puede deberse a consolidación en la subrasante o en el cuerpo de terracerías.
3. *Fallas por cortante.* Están típicamente asociadas a falta de resistencia al esfuerzo cortante en la base o sub-base del pavimento y más raramente, en la subrasante. Consisten generalmente en surcos profundos, nítidos y bien marcados, cuyo ancho no excede mucho del de la llanta. Este tipo de fallas se presentan a una profundidad mayor que en la del caso anterior.
4. *Agrietamiento longitudinal.* Consiste en la aparición de grietas longitudinales de abertura media (del orden de 0.5 cm generalmente), en toda el área que corresponde a la de circulación de las cargas más pesadas. Este tipo de agrietamientos se deben a movimientos de las capas de pavimento que tienen lugar predominantemente en dirección horizontal; el fenómeno puede ocurrir en la base, en la sub-base o en la subrasante. Son indicativos de fenómenos de congelamiento y deshielo o de cambios volumétricos por variación del contenido de agua, sobre todo en la subrasante.
5. *Consolidación del terreno de cimentación.* Se trata de deformaciones que ocurren en la sección transversal de un pavimento, que tiende a producir agrietamientos longitudinales

o agrietamientos con trayectoria circular. Este problema se presenta en terrenos de cimentación con suelos blandos, que se han consolidado, distorsionando el pavimento.

Como puede observarse son muy variadas las fallas que se pueden presentar en una estructura de pavimento flexible; además de que son tres mecanismos que les pueden dar origen, y que además se pueden combinar, haciendo todavía más difícil la identificación correcta del problema.



Fig. 2.7. La falla por fatiga de la estructura de un pavimento asfáltico es una de las causantes de la formación de agrietamientos reticulares.

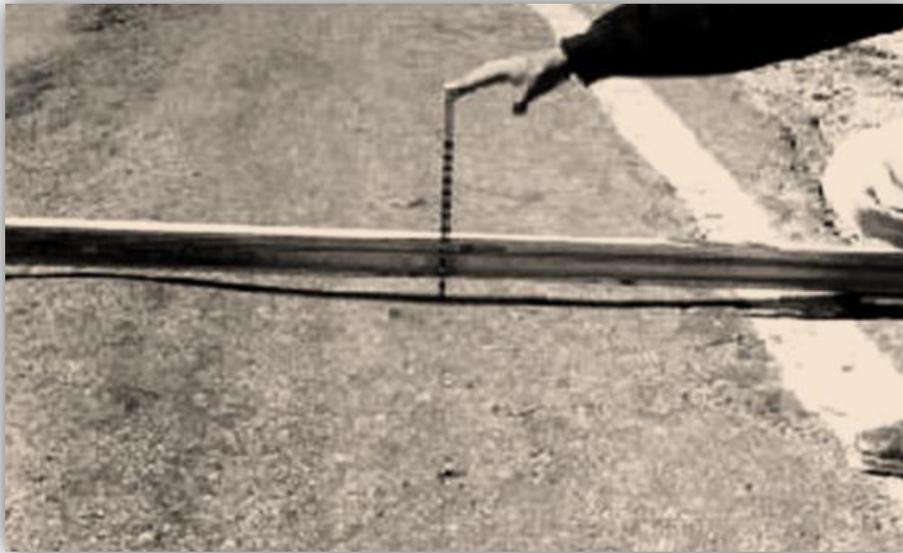


Fig. 2.8. Falla estructural típica de un pavimento flexible (deformación de las roderas).



Fig. 2.9. Falla de un pavimento asfáltico debido a defectos en la compactación de las capas inferiores, las cuales se han consolidado.



Fig. 2.10. Un pavimento que empieza a fallar debido a la ausencia o deficiencia de subdrenaje.

C. Suelos con problemática especial

Existen varios tipos de suelo, así como criterios de clasificación, pero no es la finalidad de este trabajo abordarlos todos, sino sólo el caso de los suelos que por su naturaleza expansiva producen grandes daños en las obras construidas por el hombre. En ese sentido un suelo con problemática especial, según la referencia 2, es todo aquel que por naturaleza propia o a causa del hombre, no es capaz de mantener una estabilidad en cuanto a: esfuerzos, deformaciones morfológicas, deformaciones volumétricas, composición química, estructura interna y resistencia; presentando un comportamiento poco predecible y además peligroso para toda estructura construida sobre ellos.

Se han identificado alrededor del mundo suelos con la problemática descrita anteriormente, cuyas características no son las mismas evidentemente, pero que comparten el hecho de ser inestables frente a algún factor determinado. Dichos suelos son:

- Los suelos expansivos.
- Los suelos colapsables.
- Los suelos dispersivos.
- Los suelos salinos y agresivos.
- Los suelos licuefactibles.
- Los suelos sensitivos, los fangos y suelos muy blandos.
- El permafrost (suelos permanentemente congelados).

Debido a las condiciones en las que se encuentran, ha constituido un reto para la humanidad el que una de sus obras tenga contacto con alguno de los suelos enlistados, pero sin duda también se han presentado tragedias. Como ejemplo de ello están los suelos proclives a licuación, en los que la acción de una gran fuerza sísmica originada por un terremoto, provoca el rompimiento del equilibrio entre las partículas sólidas del suelo; y con ello por ejemplo, el deslizamiento de una montaña sobre una población, destacando el gran número de muertes y pérdidas económicas bastante significativas.

1. Suelos expansivos

Es cierto que dentro del grupo de suelos que originan problemas difíciles de manejar, aquellos que tienen características expansivas brindan un pequeño riesgo de pérdida de vidas humanas, ya que en general, no implica el deslizamiento de laderas, aunque sí el agrietamiento gradual de las estructuras debido a los cambios de volumen del suelo. Esa característica ha dejado a los países que se enfrentan a este problema, cuantiosas pérdidas económicas. De acuerdo con estimaciones realizadas en los Estados Unidos de América, los suelos expansivos ocasionaron daños en casas habitación, pisos, banquetas, áreas de almacenamiento, carreteras, calles, entre otras obras; los cuales ascienden a más de dos mil millones de dólares anuales, costos que exceden a los causados por inundaciones, huracanes, sismos y tornados (ref. 8).

Escribir sobre suelos expansivos es hacerlo sobre arcillas con dichas características y por tanto para entender su comportamiento mecánico, es necesario recurrir a sus orígenes. Geotécnicamente las arcillas han sido a lo largo de la historia, materiales problemáticos pues el mencionado comportamiento mecánico depende de tres factores difíciles de manejar, sobre todo cuando se combinan. El primero de ellos es la composición mineralógica de la arcilla, es decir, de qué elementos químicos está formada. El segundo se refiere a la forma en la que se acomodan dichos minerales para formar una estructura sólida y a las características químicas del agua que la constituyen. El último factor está influido por el clima que prevalece en el lugar en donde se encuentra la arcilla, cuyo grado de saturación resulta ser un factor fundamental para adentrarse en el conocimiento de la expansión de un suelo.

Como lo indica la referencia 6, las arcillas son producto de una descomposición química que ocurre en rocas ígneas y metamórficas; estando constituidas básicamente por silicatos de aluminio, silicatos de magnesio, hierro y algunos otros metales. Todos ellos se encuentran hidratados. Estos elementos son minerales formados por una estructura cristalina definida cuyos átomos se ordenan de manera que forman láminas; distinguiéndose principalmente dos tipos de láminas: la sílice y la aluminica. Las diferentes combinaciones de acomodo entre la lámina de sílice y la de alúmina dan origen a unas entidades llamadas *placas* que se empaquetan entre sí para dar origen a los minerales arcillosos.

Existen tres grupos principales en los minerales arcillosos: caolinitas, montmorilonitas e ilitas. Las arcillas caoliníticas son relativamente estables en presencia de agua, mientras que las montmorilonitas permiten la entrada de las moléculas de agua en su estructura con mucha facilidad, produciendo un aumento en el volumen de su estructura cristalina. Estas arcillas son

bastante inestables en presencia de agua, lo cual, genera problemas y beneficios que el ingeniero debe conocer para emplearlos adecuadamente. Las ilitas por su parte, presentan una expansibilidad menor que las montmorilonitas debido a que su estructura interna no permite el acceso de gran cantidad de agua.

Con base en lo anterior, es posible decir que los suelos expansivos son arcillas que debido a la presencia mayoritaria de los minerales *montmorilonita* y *esmectita*, sufren grandes cambios de volumen al modificar su contenido de agua. La característica principal de estos suelos es que se comportan cíclicamente, ya que después de un periodo de expansión, en el que se aprecia un aumento de volumen, sigue el correspondiente de contracción, en el cual ocurre exactamente lo contrario, (ref. 8). Además el agua entra a formar parte de la red cristalina de la arcilla sin que se produzcan reacciones químicas. Un suelo potencialmente expansivo se encuentra siempre en un estado de saturación parcial, en el cual, sus espacios vacíos o poros están ocupados por aire y en una proporción mucho menor, por agua. Además, la observación y algunas pruebas de laboratorio ponen en evidencia el saber que frecuentemente los suelos expansivos son arcillas de comportamiento plástico.

La gran mayoría de los suelos finos sufre expansiones y contracciones debido al cambio de humedad en su estructura, sin embargo; no todos esos cambios de volumen son significativos al grado de que lleguen a ocasionar daños en las obras de ingeniería. En otras palabras existen suelos que se expanden y se contraen de tal forma que no ponen en peligro a las construcciones. Es por esta razón que en el ámbito profesional no se considera a estos como suelos expansivos; siendo merecedores de dicho calificativo aquellos que sí producen grandes daños en las obras por la característica de expansibilidad.

Los suelos potencialmente expansivos se localizan generalmente en regiones de climas extremos, por ejemplo en zonas áridas y semiáridas. Esto se debe a que los periodos de sequía en estos lugares son muy extensos y el suelo se encuentra muy contraído. La lluvia se presenta en periodos temporales muy cortos, no establecidos con seguridad, pero usualmente se trata de algunos días, y cuando llueve, comúnmente lo hace de forma torrencial, por lo que las arcillas que tienen contenidos de agua bajos antes de la precipitación, absorben gran cantidad de líquidos, lo que conlleva a un inminente aumento de volumen (expansión) de dichos suelos, lo cual generará daños bastante serios en caso de no tomar las previsiones necesarias.

El anterior es el caso en el que se encuentran los suelos de diversas naciones del mundo, como Estados Unidos en los estados de California, Texas y Nuevo México, donde se realizan varios experimentos; en ese país los investigadores al ocuparse de los suelos expansivos han propuesto métodos para el tratamiento de dichos suelos y con ello, tratar de evitar los daños que ocasionan. Otro caso es el de Oriente Medio, en el que países como Israel, han implementado soluciones a la problemática que plantean los suelos expansivos, las cuales, les han dado buenos resultados en sus procedimientos de construcción.

Casi toda la franja que rodea al Mar Mediterráneo se constituye por arcillas expansivas. Pero aunque en regiones con clima desértico se han localizado problemas con este tipo de suelos, es imprescindible decir que en todos los climas del mundo se ha detectado la presencia de suelos con características expansivas, pero que por razones varias, no cumplen con todas las condiciones para que se produzca ese cambio de volumen que tanto daño genera a las construcciones. También hay arcillas expansivas potencialmente dañinas en zonas volcánicas y en suelos congelados, por ejemplo en Alaska.

En México aproximadamente un 12% del territorio nacional está formado por depósitos de arcillas que son de potencial expansión. Dichos suelos se han localizado fundamentalmente en los estados de Querétaro, Guanajuato, Michoacán, Tamaulipas, Baja California, Veracruz, Chiapas, Campeche, Sonora y Sinaloa. Algunas de las ciudades más afectadas son Irapuato, Salamanca, Colima, Zamora, La Piedad, Celaya, Morelia, Reynosa, Ciudad Juárez, Ciudad Obregón, Torreón, Mexicali, Colima, Oaxaca, San Juan del Río, Tampico y Poza Rica (fig. 2.11).

a. Mecanismos de expansión

Fundamentalmente existen tres partes o fases que componen un suelo: sólida, líquida y gaseosa. La sólida corresponde a los minerales propios del suelo y que dan origen a su comportamiento. Las partes líquida y gaseosa son agua y aire que ocupan los espacios vacíos del suelo. La distribución de las fases varía de acuerdo con las condiciones físicas en las que el suelo se encuentre, por ejemplo si un suelo se encuentra saturado, la parte líquida será mayor y la parte gaseosa será menor que cuando no lo esté. En ese sentido puede hacerse una clasificación de los suelos de acuerdo con el grado de saturación que tengan (ecuación 2.1).

$$G_w = \frac{V_v}{V_w} \times 100 \dots\dots\dots 2.1$$

Donde:

G_w = Grado de saturación del suelo, en %.

V_v = Volumen de vacíos del suelo.

V_w = Volumen del agua presente en el suelo.

Si se tiene un grado de saturación del cien por ciento, quiere decir que el volumen de vacíos es igual que el volumen ocupado por el agua, en este caso se trata de suelos saturados. Ahora cuando el grado de saturación es menor que el 100 %, se les llama suelos no saturados. Existen tres tipos de suelos no saturados tomando como base la continuidad del fluido de fases, que depende del grado de saturación del suelo (ref. 10).

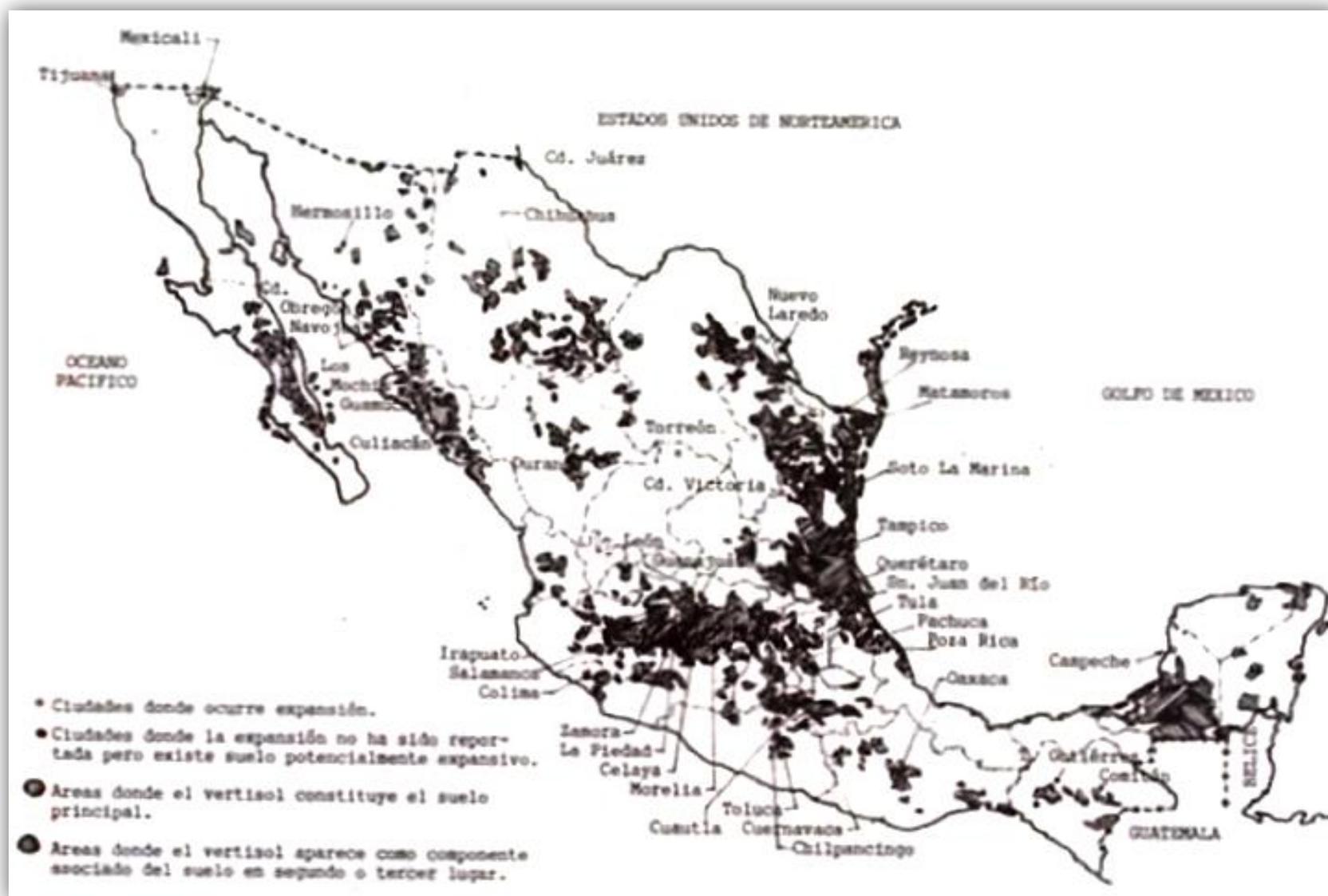


Fig. 2.11. Distribución de suelos expansivos en la República Mexicana (ref. 8).

- *Fase de aire discontinua y fase de agua continua* (fig. 2.12a). Este tipo de estructura se encuentra en los suelos no saturados que tienen un **alto grado de saturación**. En estos suelos el aire se encuentra en forma de burbujas discretas. Esta situación ocurre probablemente en una zona de transición estrecha en suelos naturales, sobre la zona saturada y bajo una zona con bajo grado de saturación.
- *Fases continuas de aire y agua* (fig. 2.12b). Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos con un **grado intermedio de saturación**, este intervalo de grado de saturación se presenta: a) en una zona de transición en un depósito de suelo natural; b) en rellenos compactados de granos finos (limo y arcillas).
- *Fase de aire continua y fase de agua discontinua* (fig. 2.12c). Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos con **bajos grados de saturación**. Esto se presenta: a) en suelos naturales cercanos a la superficie y b) en algunos rellenos compactados por ejemplo escolleras y pedraplenes.

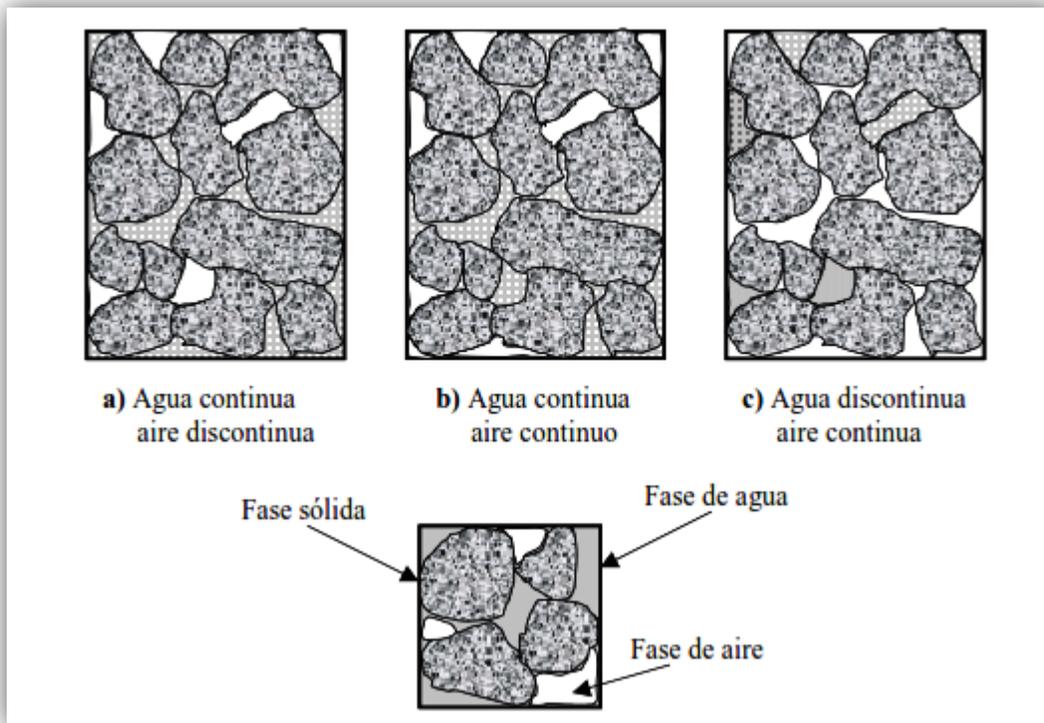


Fig. 2.12. Estructura de suelos no saturados (Wroth & Houlby, 1985).

Las anteriores son las etapas por las que pasa un suelo durante el proceso de cambio de volumen. Se llama *mecanismo de expansión* de un suelo, al proceso formado por una serie de acciones que se llevan a cabo de forma ordenada de manera interna, y que permiten que se produzca el aumento de volumen de dicho suelo. Los mecanismos a partir de los cuales un suelo se expande son complejos, y fundamentalmente se trata de dos tipos: mecánico y físico-químico. Estos mecanismos interactúan entre sí y resultan ser indispensables para que tenga lugar el fenómeno de expansión en el suelo.

1) Mecanismos mecánicos

Para referirse al primer mecanismo de expansión, (el mecánico) es necesario entender el concepto de *succión* que se presenta en todos los suelos parcialmente saturados. El término "succión del suelo" fue utilizado por Schofield en 1935 para representar la "deficiencia de presión" en el agua, presente en los poros de algunos suelos, tanto saturados como no saturados, que tenían la capacidad de absorber agua, si ésta se les adicionaba en presencia de la presión atmosférica. Para Blight (1965), el efecto de la succión de un suelo no saturado es equivalente al de una presión exterior aplicada (ref. 10). En otras palabras la succión es una presión que está por debajo de la presión existente en la fase gaseosa del suelo, la cual, equivale a la atmosférica; y que es capaz de retener el agua dentro de la estructura de un suelo. Dicha succión es conocida por otros autores como presión de poro negativa, tensión o presión capilar.

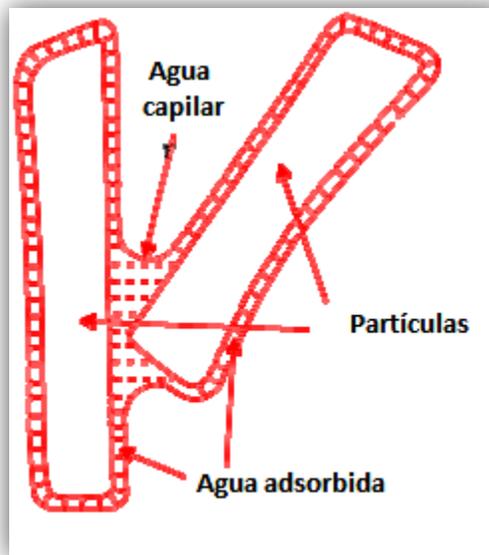


Fig. 2.13. Agua capilar y adsorbida por las partículas sólidas de un suelo en el fenómeno de succión.

La succión total de un suelo está formada por dos partes (ecuación 2.2). La primera de ellas es la succión matricial que se debe principalmente al fenómeno de capilaridad y constituye la presión negativa del agua intersticial (agua que se encuentra entre los poros del suelo). La segunda parte es la succión osmótica, que es la presión negativa de agua pura a la que habría que someter a una masa de agua con la misma composición que la intersticial, para estar en equilibrio, a través de una membrana semipermeable. Dicha succión está relacionada con la presión osmótica la cual se debe al efecto que ejercen las sales disueltas en el agua de poro.

$$\psi = s_m + s_o \quad \dots\dots\dots 2.2$$

Donde:

ψ = Succión total.

s_m = Succión matricial.

s_o = Succión osmótica.

La succión estará en directa relación con lo que se podría denominar mayor o menor tendencia del suelo a absorber agua (fig.2.14.). Para una misma porosidad y en procesos monótonos, a mayor grado de saturación, menor succión. En contraparte, a menor grado de saturación de un suelo, mayor será la succión que se presente en él.

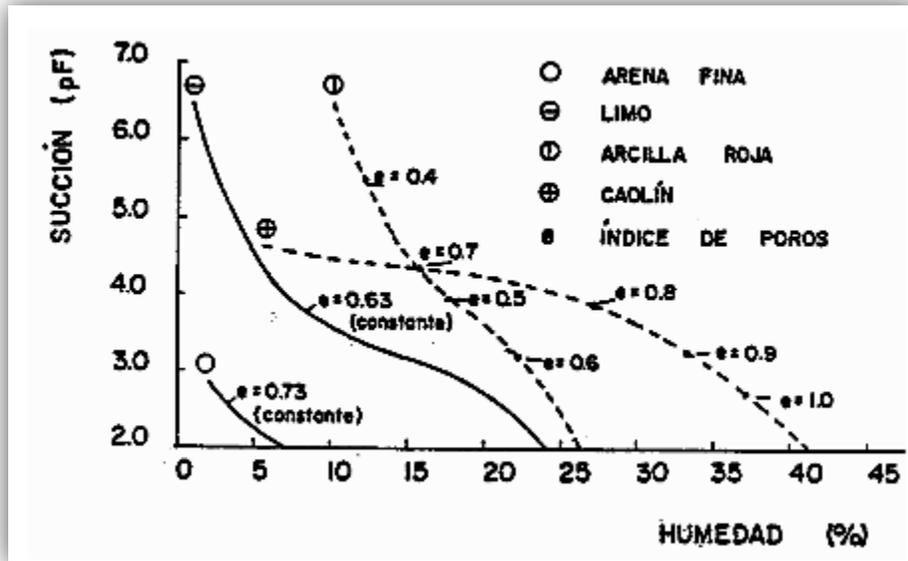


Fig. 2.14. Curvas de succión-contenido de agua de suelos compresibles e incompresibles (Aitchison, 1956).

Esta relación se pierde en procesos no monótonos (secado y humedecimiento) debido a los fenómenos de histéresis que aparecen en este caso. La figura 2.15 procedente de Pouloussilis (1962) muestra las diferentes curvas obtenidas al cambiar el sentido monótono de variación de la humedad.

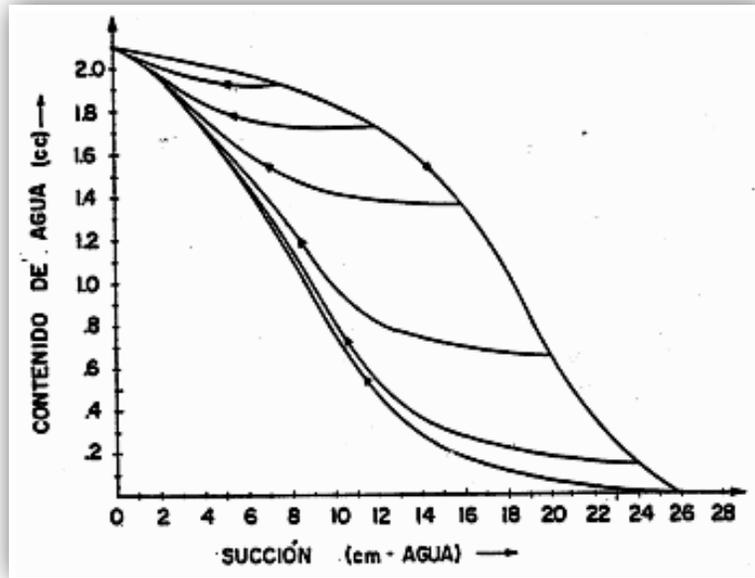


Fig. 2.15. Histéresis en las curvas succión-humedad.

Al ingeniero civil encargado del diseño de un camino, que se encuentra en algún tramo del trazo del mismo con un suelo potencialmente expansivo, le interesan dos aspectos geotécnicamente relevantes.

1. La capacidad de adsorción de agua por parte de las partículas sólidas.
2. Las características del cambio volumétrico del suelo.

Los anteriores se relacionan estrechamente con la succión, la cual, forma parte del mecanismo de expansión mecánico. El flujo de agua en suelos no saturados siempre se da desde el lugar con mayor grado de saturación a otro de menor grado, independientemente de otras fuerzas como la gravedad. Entonces ocurre que los suelos con un potencial de succión mayor absorberán más cantidad de agua, los cuales al irse humedeciendo, van disminuyendo de forma gradual la succión. También disminuyen los esfuerzos efectivos porque la presión que ejerce el agua actuará de forma contraria a la resistencia del suelo. La consecuencia de ello es que el suelo logra una recuperación elástica en su estructura y entonces se expande. Esta **expansión elástica** es el fenómeno opuesto al de **contracción por secado** que se explica a continuación.

Se tiene un suelo saturado, el cual, debido a la evaporación del agua presencia la formación de **meniscos** cóncavos en cada uno de sus poros. Al irse evaporando el agua va disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos; esto ocasiona que la presión capilar vaya aumentando sobre las partículas sólidas, que por este efecto, se comprimen. Dicha evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta que la presión capilar sea capaz de producir mayor deformación. En ese momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Finalmente cada menisco se retraerá al diámetro de poro más pequeño, para que un menisco totalmente desarrollado,

produzca en el suelo la máxima presión capilar que pueda deformar la estructura al máximo. En ese instante, con su máxima contracción alcanzada bajo esa máxima presión capilar que el agua ejerce, el suelo habrá llegado a su límite de contracción volumétrica (ref. 6).

Como su nombre lo indica, el límite de contracción volumétrica (LCV) de un suelo, es el contenido de agua a partir del cual dicho suelo ya no disminuirá su volumen aunque se continúe secando. De esta forma se puede afirmar que a mayor límite de contracción volumétrica, menor variabilidad en su volumen sufrirá un suelo. En contraparte, mientras menor sea el límite de contracción volumétrica, mayor es la probabilidad de que se presenten grandes cambios de volumen, ya sean expansiones o contracciones.

Lo anterior es sencillo de comprobar, sin embargo las magnitudes tanto de la expansión, como de la contracción, dependen de la humedad inicial. Si la humedad del suelo en su estado natural es menor que el contenido de agua correspondiente al límite de contracción volumétrica, un secado posterior no producirá más contracciones; pero si está más saturado, la contracción máxima posible será la diferencia entre el contenido de agua natural y el LCV. Por otra parte en suelos secos se producirá una succión mayor durante el proceso de saturación, y consecuentemente tendrán una mayor recuperación elástica; algo que definitivamente no ocurre con los suelos húmedos (ref. 8).

2) Mecanismos físico-químicos

Desde el punto de vista mineralógico, la capacidad de absorción de agua y el cambio de volumen de un suelo dependen del tipo y cantidad de minerales arcillosos, de sus iones intercambiables, así como del contenido y la estructura interna de electrolitos en la fase líquida. Dichos minerales se forman después de un largo proceso de alteración de las rocas; el cual incluye la desintegración, la oxidación, la hidratación y la lixiviación de los componentes rocosos. Así dependiendo del tipo de roca y de las condiciones ambientales en las que se produzca la alteración, se crearán diferentes tipos de minerales arcillosos.

La mayor parte de los minerales arcillosos existentes están formados por *láminas silícicas* (SiO_2) y *láminas alumínicas* (Al_2O_3) que se unen entre sí para formar *placas*. Éstas constituyen la estructura interna fundamental de los minerales; y en sus caras externas poseen carga eléctrica negativa. Es por ello que atraen a todo catión disuelto en el agua; pero además, atraen a las moléculas del agua por ser **dipolares** y se adhieren fuertemente a la superficie de arcilla.

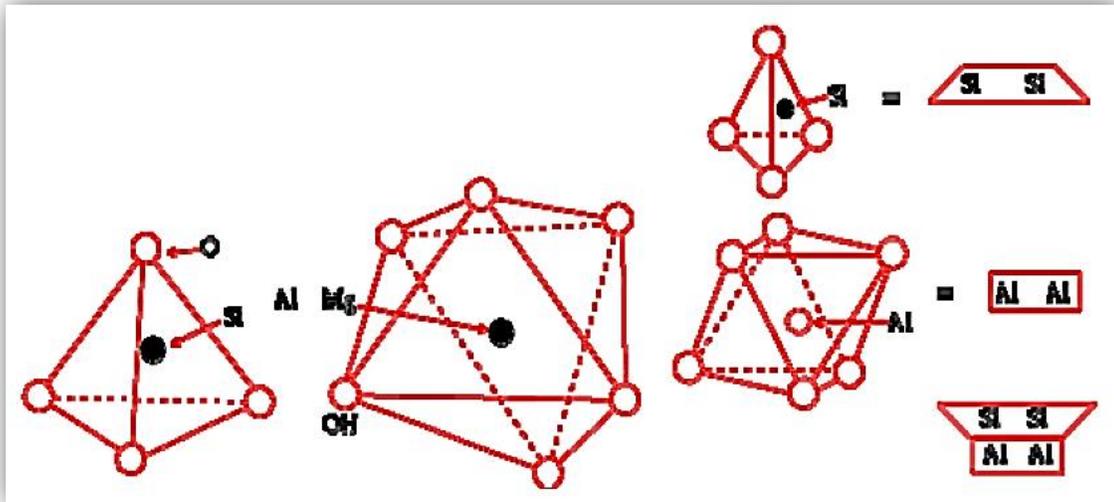


Fig. 2.16. Distribución atómica en las láminas de minerales arcillosos.

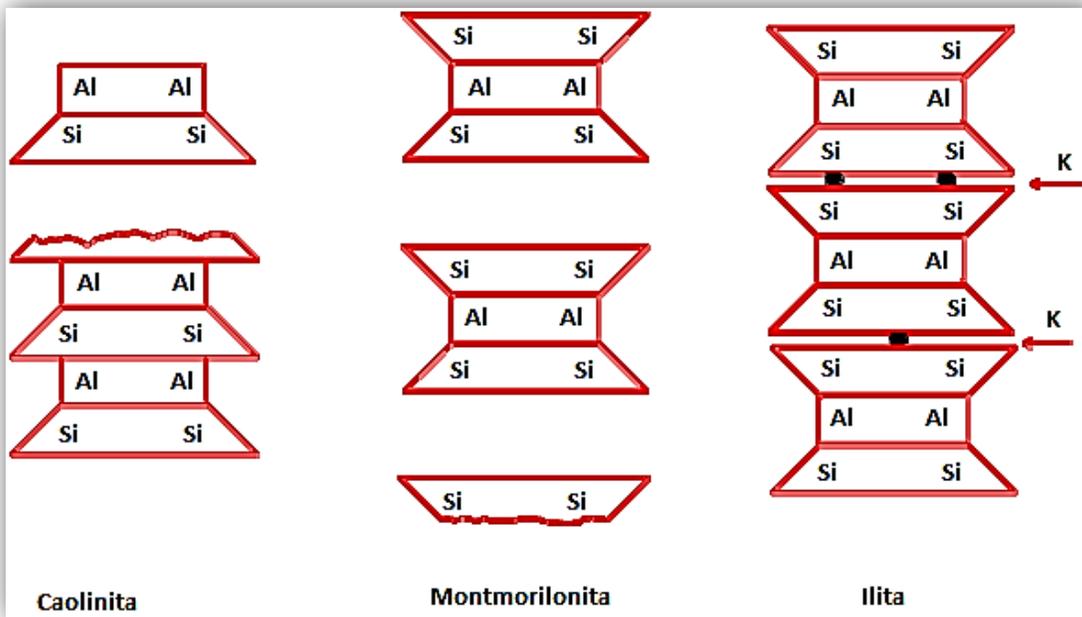


Fig. 2.17. Estructura laminar de los principales grupos de minerales arcillosos.

Los cationes son producto del contacto entre los iones presentes en el agua y las partículas de arcilla, es decir, son producto de un *intercambio iónico*. Estos cationes son atraídos por la superficie arcillosa para tratar de equilibrar la carga negativa que ésta posee. Si en determinado momento llegasen a formarse cationes con **valencia** superior, estos desplazarán a los de valencia inferior aunque ya se encuentren adheridos a la superficie de arcilla. A este último proceso se le llama *intercambio catiónico*.

El mecanismo comienza cuando el agua disponible en el suelo, diluye la concentración de iones que se encuentran entre las partículas arcillosas y se forman cationes. Consecuentemente aumenta la distancia entre dichas partículas. Ese espacio existente entre las mismas se llama *capa difusa*, y su expansión produce una presión de repulsión entre las partículas coloidales (arcillosas), conocida como *presión osmótica*, la cual, forma gran parte de la *presión de expansión total* del suelo. En ese sentido, el fenómeno de expansión se produce cuando al no existir una presión externa que equilibre a la presión osmótica, el volumen del suelo se incrementa.

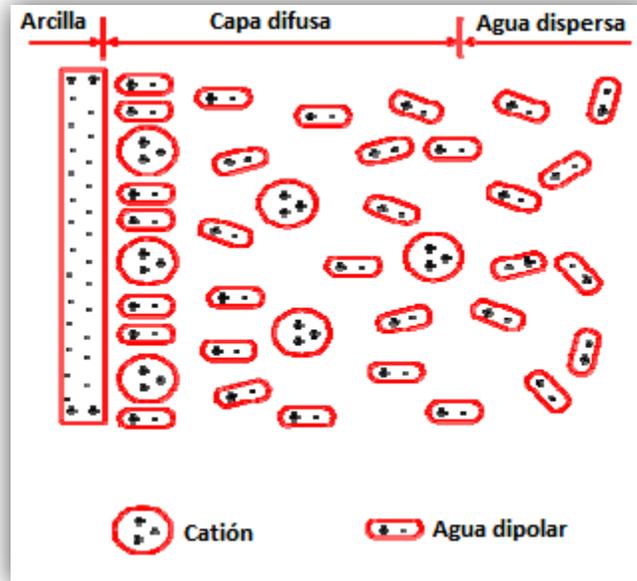


Fig. 2.18. Atracción catiónica y dipolar por un mineral arcilloso.

Por otra parte, la capacidad de intercambio catiónico varía grandemente de un mineral a otro. Esta capacidad determina la *capacidad de adsorción de agua*; y por tanto, la *capacidad de cambio volumétrico* de los suelos de acuerdo con los minerales que contengan.

b. Problemática en Los pavimentos

La construcción de un pavimento supone, en general, un incremento de humedad de los suelos del terraplén o terreno natural por varios motivos (Alonso, 1998):

- Cesa la evapotranspiración de la cubierta vegetal dado que al retirar la capa superficial donde se alojan las plantas responsables del consumo de gran parte del agua que entra en el suelo, ésta se acumula en el interior del mismo.
En climas áridos y semiáridos la transpiración vegetal es responsable del mantenimiento de las succiones en las capas superiores del terreno. La evaporación directa del suelo, aunque es más reducida y confinada a un delgado espesor superficial, también queda reducida.
- El pavimento, sobre todo si es de concreto hidráulico, permite la entrada fácil del agua a través de las grietas y capas granulares de base.

El incremento de humedad asociado a estos fenómenos hace disminuir la succión original del agua y por tanto tiende a producir la expansión del suelo. La succión en los metros próximos a la superficie del suelo en climas semiáridos y subhúmedos puede ser muy elevada. Está controlada por muchos factores (clima, tipo de suelo, tipo y densidad de vegetación y posición del nivel freático). Difícilmente, sin embargo, se darán en climas semiáridos condiciones "hidrostáticas" por encima del Nivel Freático (NF). En ausencia de niveles freáticos, con mayor razón aún, la succión puede permanecer alta de forma indefinida (ref. 10).

Se deduce que la vegetación es capaz de mantener succiones significativas en todo momento, además de producir cambios estacionales de humedad dentro de la denominada capa activa del suelo. En campo abierto donde se detecta la presencia de flora, las expansiones son menores que en los suelos que ya no poseen cubierta vegetal; en los que son visibles los fuertes movimientos estacionales tanto de expansión como de contracción. También se ha descubierto que los conductos de drenaje y los drenes introducidos en los suelos, son una vía preferente para el incremento de humedad y por tanto para la aparición de cambios volumétricos y de daños.

Rico y Del Castillo (ref. 9), observaron que los métodos de compactación también influyen de manera importante en el potencial de expansión de un suelo compactado. Para el caso de los pavimentos se estaría hablando del cuerpo de terracerías. Dicho potencial de expansión aumentó cuando se emplearon métodos de compactación estáticos (por carga constante, impacto), en comparación a las expansiones registradas cuando se utilizaron métodos dinámicos como la compactación por vibración.

Se han descubierto los efectos principales que pueden ocurrir en un suelo expansivo cuando se ha construido sobre él un pavimento flexible.

- Contracción por secado.
- Expansión por humedecimiento.
- Desarrollo de presiones de expansión en los suelos confinados donde se restringe la expansión.
- Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Estos efectos pueden presentarse de manera independiente o algunos de ellos de forma simultánea, ocasionando daños a la estructura que son mayores cuando se combinan los efectos destructivos. En un pavimento flexible, los daños típicos producidos por los factores antes enlistados corresponden a uno o más de los siguientes cuatro tipos:

- Elevaciones o descensos de la superficie de rodamiento en una longitud importante, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no produzcan agrietamientos u otros daños visibles.
- Agrietamiento longitudinal del pavimento.

- Deformaciones significativas localizadas en lugares específicos, por ejemplo, en torno a las alcantarillas. Estas deformaciones generalmente están acompañadas de agrietamientos.
- En casos graves se produce un agrietamiento generalizado de la carpeta asfáltica, conocido como *piel de cocodrilo*, el cual provoca la desintegración de la misma.



Fig. 2.19. Grietas longitudinales ocasionadas por suelos expansivos.

De los tipos de daño enlistados anteriormente, el que se presenta con una frecuencia mayor es el primero. Las elevaciones y descensos (deformaciones verticales que afectan la dinámica de los vehículos) que ocurren, pueden medirse con rugosímetros, los cuales son instrumentos cuya función es medir las irregularidades presentes a lo largo de un camino. Ejemplos de ellos son el Rugosímetro MERLIN (Machine for Evaluating Roughness using Low-cost Instrumentation) y el cuarto de carro (Quarter-Car) utilizado en la medición del Índice Internacional de Rugosidad (IRI) (fig. 2.20). Cuando se presenta un ascenso o descenso de la carpeta asfáltica, generalmente llega acompañado de un agrietamiento longitudinal de ésta.



Fig. 2.20. Equipos utilizados para la medición de las deformaciones verticales de un camino. A la izquierda se encuentra el cuarto de carro utilizado en la determinación del IRI; a la derecha el Rugosímetro MERLIN (ref. 35).

Para limitar la acción de los suelos expansivos se han propuesto o utilizado varios procedimientos que se pueden agrupar de la forma siguiente:

- Mantener constante la humedad inicial del terreno (técnicas de aislamiento). Humidificar el terreno expansivo y mantener a continuación la humedad constante (técnicas de humidificación y aislamiento).
- Sustituir el terreno natural por terreno estable (técnicas de sustitución y pre tratamiento: con cal, por ejemplo).



Fig. 2.21. Piel de cocodrilo en la superficie de un pavimento flexible.

c. Fuentes de saturación del suelo

Se refieren a las causas que constantemente o de forma intermitente, modifican las condiciones de humedad del terreno generando los problemas ya mencionados en el apartado anterior. Las fuentes de saturación son muy variadas, pero pueden clasificarse en tres tipos: condiciones de entorno, construcción y otras (ref. 8).

Condiciones de entorno

Se refieren a todo aquello que forma parte del ambiente general del suelo y que no tiene nada que ver con la construcción que se pretende realizar, o que ya existe. En ese sentido las variaciones del clima, (tales como una prolongada sequía seguida de intensas lluvias) generan cambios cíclicos de humedad que originan movimientos perimetrales en estructuras; también las heladas son un factor importante que se debe considerar, así como los cambios en la profundidad del nivel freático, pues modifican el contenido de agua original del terreno. En algunos suelos en los que ya sea que su composición química, o el agua presente en el sitio tengan características especiales; pueden ocurrir reacciones químicas que produzcan cambios en la humedad.

Construcción

Las actividades de construcción frecuentemente tienden a aumentar la humedad del suelo, ya que las áreas cubiertas por la estructura que se levanta, reducen la evaporación natural y la

transpiración de la vegetación. El aumento de humedad es notable en sitios en donde se han talado árboles que tienen un extenso sistema de raíces; dicho incremento también se debe, entre otras causas, a un drenaje superficial inadecuado que provoque el encharcamiento del agua, a la presencia de cunetas pluviales y bajadas pluviales; así como a la filtración hacia subsuelos en la interfaz suelo-cimentación y a través de excavaciones para sótanos o losas de cimentación.

Durante la excavación, los suelos de cimentación tienden a secarse y pierden su presión confinante; ambos efectos incrementan el potencial de expansión. Los acuíferos que han sido perforados durante la construcción también incrementan la humedad del suelo.

Otras causas

Otras causas que modifican la humedad del suelo son: riego de céspedes, crecimiento de vegetación masiva en la proximidad de la estructura, secado de suelo cercano a un área de calefacción, así como la fuga de agua subterránea o líneas de desagüe.

Ante una misma fuente de saturación, los mismos suelos no responden de igual manera, ya que su expansión depende adicionalmente, de su contenido de agua natural o inicial. Los suelos secos tienen un potencial de expansión mayor que los húmedos. Una forma de clasificar la humedad del suelo en cuanto a su potencial de expansión es comparar el contenido de agua natural (ω), el límite de plasticidad (Lp) y las condiciones del suelo: el suelo es seco si $\omega \leq Lp$ y el suelo es húmedo si $\omega > 1.2(Lp)$ (ref. 8).

2. Suelos colapsables

El fenómeno de colapso de un suelo consiste en una pérdida muy rápida de volumen del suelo, que se traduce en una importante subsidencia superficial, asociada también a una pérdida rápida de resistencia y a un desmoronamiento estructural interno, todo lo cual tiene lugar en el momento en que el suelo absorbe cantidades importantes de agua (ref. 9).

En otras palabras los suelos colapsables son aquellos cuyo estado natural es "no saturado" y que experimentan, cuando están sujetos a saturación, un reacomodo de sus partículas sólidas y un excesivo decremento en su volumen con o sin la aplicación de cargas externas. Estos suelos guardan una estrecha relación con los expansivos, dado que el mecanismo físico de falla es el mismo, es decir, fallan al saturarse. Uno de ellos se deforma volumétricamente, expandiéndose; mientras que en el otro se destruye su estructura, lo que ocasiona que sus partículas sólidas se reacomoden.

Existen cuatro tipos de suelos colapsables de acuerdo a su origen o formación.

- a) *Depósitos eólicos*. De todos, éstos son los más colapsables y a este grupo pertenecen tres suelos: los loess, los depósitos costeros y las cenizas volcánicas.
- b) *Depósitos aluviales*. Son depositados originalmente por avenidas súbitas que se generan en periodos de retorno largos y consisten en suelos gruesos sueltos con un alto porcentaje de arcilla.

- c) *Suelos residuales*. Son producto de diferentes grados de descomposición química del cuarzo y feldespatos, que se convierten en arenas arcillosas (SC).
- d) *Suelos compactados*. Este tipo de suelos pueden tener un comportamiento expansivo o colapsable al humedecerse.

Aunque en un sentido general se puede denominar *colapso* a cualquier proceso rápido de aumento de la deformación volumétrica, este término se utiliza aquí expresamente para la reducción de volumen irrecuperable producido por el aumento del grado de saturación del suelo manteniendo constante el estado de esfuerzo exterior.

Para que en un suelo se presente un colapso debe tener las siguientes características, según la referencia 10.

- Estructura abierta, no saturada, tipo panal de abeja, capaz de reducir significativamente su volumen a expensas de una disminución del volumen de vacíos.
- Un estado exterior de carga suficientemente grande como para generar una condición *metaestable* para la succión aplicada. El concepto de metaestable consiste en considerar a un suelo estable con respecto a pequeños disturbios, pero capaz de reaccionar violentamente si la molestia es considerable.
- La existencia de enlaces entre partículas sólidas, que se debiliten en presencia del agua.

El colapso se produce cuando el suelo, que es estable frente a las cargas exteriores que soporta debido a la existencia de enlaces suficientemente fuertes entre sus partículas, pierde la acción de estos enlaces al aumentar el grado de saturación.

a. El colapso y la expansión

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo en estado no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser positivas o negativas lo que ocasiona que se produzcan expansiones y contracciones respectivamente.

Tanto el colapso como la expansión pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento volumétrico del suelo sin modificación del estado de esfuerzo exterior, al variar, por ejemplo, las condiciones ambientales (cambios en la humedad o en la concentración de electrolitos, entre otros) (Aitchison, 1973).

Según Jiménez Salas y Justo (1975) algunos materiales arcillosos de baja y mediana plasticidad presentan un comportamiento combinado de expansión y colapso cuando se los satura. El cambio neto de volumen que experimenta un suelo arcilloso cuando se pone en contacto con el agua es la suma de dos términos, por un lado la expansión que se produce al relajar los esfuerzos netos entre partículas sólidas y por otro el colapso que ocurre al fallar las uniones entre grandes partículas sólidas. La deformación que se atribuye a la expansión puede ser elástica no así la que corresponde al colapso. Esta última implica un reordenamiento de la estructura y es irreversible. Un mismo suelo puede sufrir expansión o colapso, o ningún cambio de volumen de acuerdo con

su peso volumétrico seco, su contenido de agua, y la presión aplicada en el momento en el que se le inunda, como señalan Jennings y Kenight (1975). Según estos autores, hay un cruce de curvas obtenidas a partir de los ensayos realizados en un doble consolidómetro (edómetro) que separa la zona de expansiones probables, de la región de colapsos probables (fig. 2.22).

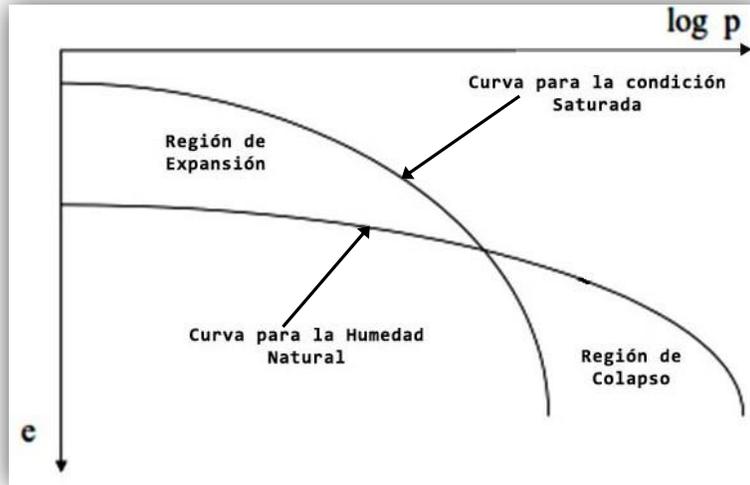


Fig. 2.22. Expansión y colapso para un mismo suelo (referencia 10).

Como ya se ha explicado, el proceso de expansión se produce cuando un suelo no saturado se humedece absorbiendo agua entre sus partículas sólidas y aumentando de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de los esfuerzos intergranulares al aumentar el grado de saturación. De hecho se pueden combinar estos dos fenómenos, absorción de agua y relajación de los esfuerzos, con un posible colapso, dependiendo de la estructura del suelo, su densidad seca, su presión exterior, entre otros.

Pero generalmente la expansión está asociada a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, contrariamente a lo habitual en procesos de colapso. Ésta es la gran diferencia entre un suelo que presenta problemas de expansión y otro que es susceptible de colapsar.

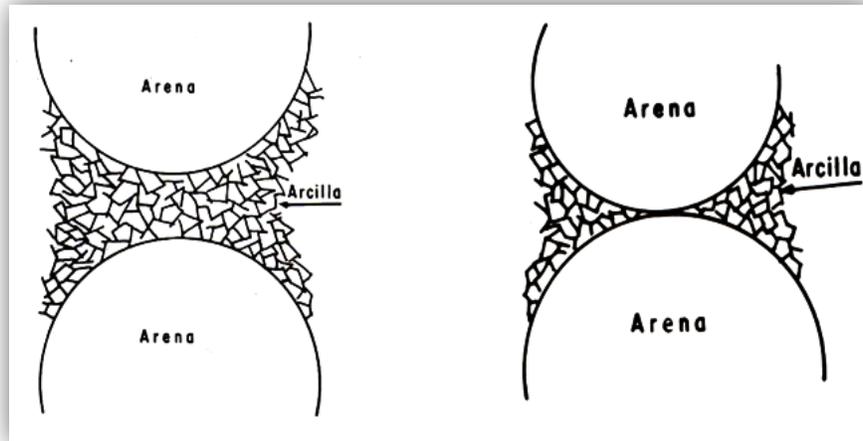


Fig. 2.23. Esquema que muestra la composición típica de un suelo colapsable (ref. 9).

D. Identificación de suelos expansivos.

Ya son muchos años los transcurridos desde que se empezó estudiar el comportamiento de suelos, entre ellos de aquellos con características expansivas, que forman parte de los no saturados. Consecuentemente existe una gran variedad de criterios que permiten clasificar de forma adecuada a dichos suelos; basándose en características previamente establecidas. Así cada investigador estableció los criterios que consideró más adecuados para detectar a un suelo expansivo; sin embargo, los diferentes métodos de identificación se pueden agrupar en cuatro categorías principales (ref. 8).

- Métodos de identificación en campo.
- Métodos mineralógicos.
- Métodos indirectos.
- Métodos directos.

Lo anterior brinda una idea de la complejidad del problema que se tiene cuando en la práctica, el ingeniero debe enfrentarse a suelos tan problemáticos para garantizar la resistencia, estabilidad y economía de sus obras. En ese sentido se presenta a continuación una tabla que tiene el objetivo de clasificar a los suelos según su expansibilidad de acuerdo con las diversas características que estos poseen.

TABLA 2.1. GRADOS DE EXPANSIBILIDAD Y VALORES MEDIOS DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS (ref.7).

Grado	Expansibilidad	Finos [%]	Límite Líquido [%]	Presión de Expansión [kg/cm ²]	Expansión Libre [%]
I	Baja	< 30	< 35	< 0.26	< 1
II	Baja a media	30 — 60	35 — 50	0.26 — 1.27	1 — 4
III	Media a alta	60 — 95	50 — 65	1.27 — 3.06	4 — 10
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 3.06	> 10

1. Métodos de identificación en campo

En la práctica profesional no es fácil acudir a un sitio y afirmar que tipo de suelo se tiene, pues para ello se requiere un amplio conocimiento de las características de todos los suelos posibles, así como las pruebas que se les realizan; pero lo más importante y con lo que conviene contar siempre es con la experiencia, sin duda ella facilitará todos los procedimientos que se vayan a llevar a cabo. También habrá que contar con algunas herramientas básicas como una pica, algunas cribas y recipientes para recoger muestras.

A continuación se muestran algunos indicadores de la existencia de suelos expansivos.

- *Grietas de secado.* Las grietas aparecen en la superficie del terreno durante periodos de sequía, con un arreglo geométrico del tipo poligonal, frecuentemente de gran dimensión. La resistencia del suelo en estado seco es alta.
- *Plasticidad.* Es relativamente fácil hacer un rollo sin tritularlo, ya que este tipo de suelos presenta altas plasticidades.
- *Espejos de fricción.* Las superficies de suelos recientemente expuestas al aire muestran abundantes fisuras conocidas como espejos de fricción.
- *Textura.* Los suelos son resbalosos y tendientes a pegarse a zapatos o llantas de vehículos cuando están húmedos.
- *Daños estructurales.* La observación de grietas y distorsiones en las estructuras cercanas al lugar donde se realizará la construcción (si las hay), indican el potencial de expansión (ver la tabla 2.2.).

TABLA 2.2. CLASIFICACIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES POR SUELO EXPANSIVO (REF. 8).

Daño	Ancho de grieta [cm]	Expansión probable [cm]
Severo	> 5	> 7.0
Medio	1.5 — 5.0	3.5 — 7.0
Ligero	< 1.5	1.5 — 3.5

2. Métodos mineralógicos

Es posible identificar la expansividad de las arcillas al conocer su constitución mineralógica. Las técnicas de identificación de las que se dispone son: *difracción rayo X, análisis térmico diferencial, análisis químico y microscopio electrónico.*

El método de difracción rayo X es el que más se utiliza y consiste en determinar las proporciones en que aparecen los diferentes minerales de las arcillas, comparando las intensidades de líneas de difracción con aquellas definidas previamente en sustancias estándares.

El análisis térmico diferencial es capaz de determinar materiales bastante difíciles de identificar, por ello se utiliza como complemento del método de difracción rayo X y del análisis químico. Por su parte, este último también complementa a otros métodos. Para grupos de minerales de montmorilonita, el análisis químico determina las características de la **sustitución isomorfa** y muestra el origen y localización de las cargas que se tienen en las superficies arcillosas.

Si se tiene un microscopio electrónico es posible observar la muestra de suelo de forma directa, lo cual, le permitirá al personal del laboratorio definir tanto la estructura interna del suelo, como su composición mineralógica y su textura. Su empleo es fundamental ya que dos materiales con el mismo patrón de difracción rayo X y curvas térmicas diferenciales, pueden mostrar características morfológicas distintas al observarse en microscopio electrónico.

Para la adecuada aplicación de estos métodos resulta necesaria la intervención de personal experto en el tema, algo que va más allá de los conocimientos generales de un ingeniero geotécnico.

3. Métodos indirectos

Este tipo de métodos se basa en el análisis de las propiedades índice de los suelos (límite líquido, límite plástico y límite de contracción volumétrica) para identificar primero, y luego clasificar los suelos expansivos.

a. Propiedades índice

Holtz y Gibbs (1956) utilizaron el límite de contracción y el índice de plasticidad para catalogar tres niveles en el cambio de volumen (tabla 2.3).

TABLA 2.3. CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS DE ACUERDO CON EL LÍMITE DE CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA (REF. 9).

Cambio de Volumen	Límite de Contracción Volumétrica [LCV]	Índice de Plasticidad [IP]
Probablemente bajo	> 12	0 — 15
Probablemente moderado	10 — 12	15 — 30
Probablemente alto	0 — 10	> 30

Pero también se han empleado otros índices como el límite líquido, que como se muestra a continuación, de acuerdo con una succión del suelo natural medida y el índice de plasticidad que vale $IP = LL - LP$; se definen tres niveles de expansión.

TABLA 2.4. CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS DE ACUERDO CON EL LÍMITE LÍQUIDO (REF. 9).

Potencial de Expansión	Expansión Potencial [%]	Límite Líquido [LL]	Índice de Plasticidad [IP]	Succión del Suelo Natural [kg/cm^2]
Bajo	< 0.5	< 50	< 25	< 1.5
Marginal	0.5 — 1.5	50 — 60	25 — 35	1.5 — 4.0
Alto	1.5	> 60	> 35	> 4.0

En México se realizó una carta de plasticidad para suelos expansivos, tomado como base la recopilación de datos de varios suelos del país. Sin embargo este tipo de correlaciones empíricas no son del todo confiables puesto que atienden a experiencias locales (fig. 2.24.).

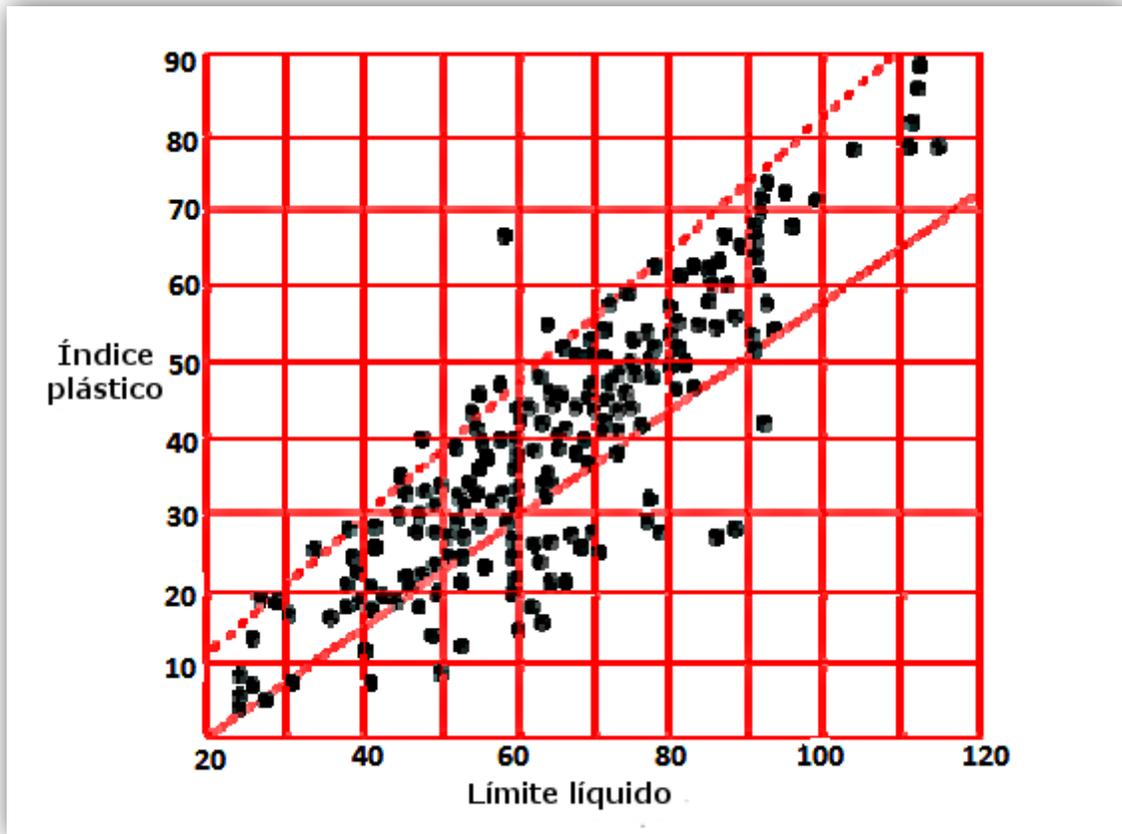


Fig. 2.24. Carta de plasticidad para suelos expansivos en México (ref. 8).

A continuación se presenta la clasificación unificada de suelos expansivos y colapsables, desarrollada por el United States Bureau of Reclamation (USBR), utilizando como parámetros indicativos el peso volumétrico seco y el límite líquido.

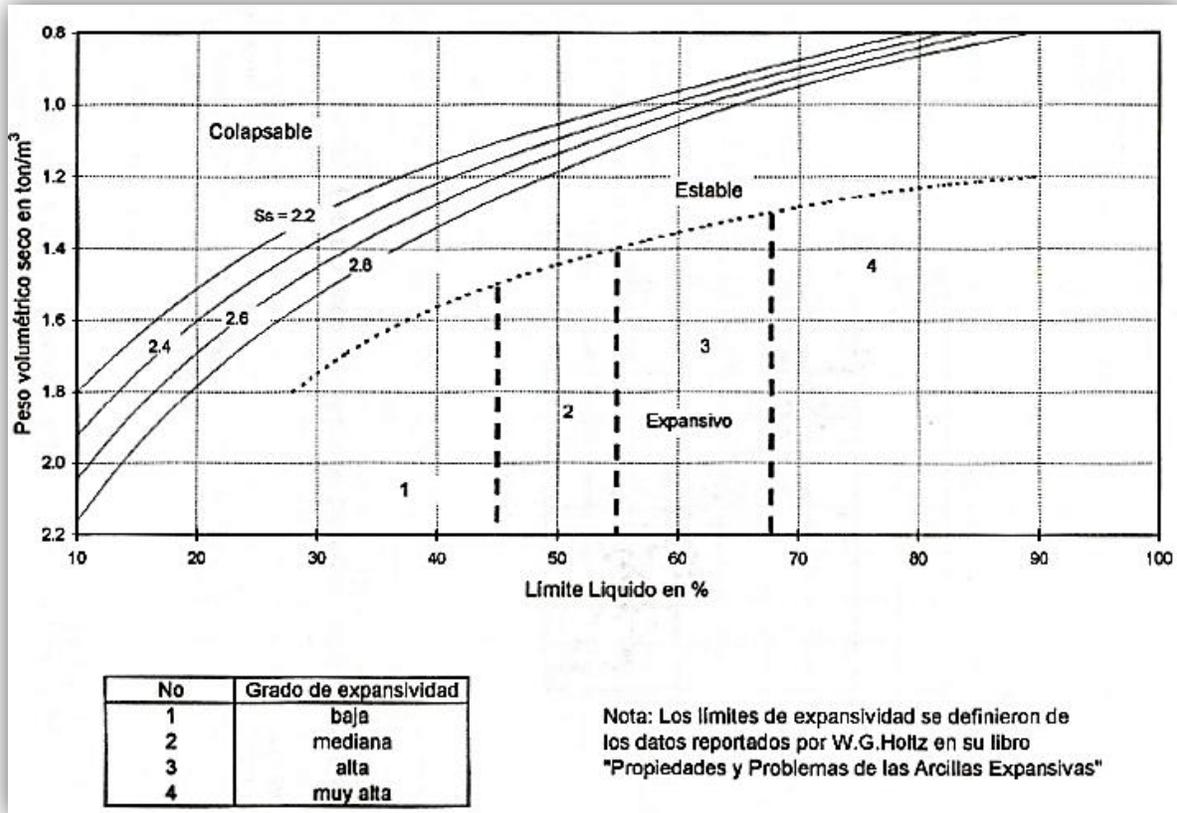


Fig. 2.25. Criterios del USBR para suelos expansivos y colapsables.

b. Método de potencial de cambio volumétrico (PVC)

Este método es debido a Lambe quien lo creó en 1960; y consiste en compactar las muestras de suelo en un consolidómetro de anillo fijo, con una energía específica de $270 \text{ (ton}\cdot\text{m)/m}^3$. Después se aplica una presión inicial de 15 kg/cm^2 , en seguida se le agrega agua a la muestra, la cual, está parcialmente restringida de la expansión vertical por un anillo de carga. Ahora hay que esperar dos horas para tomar la lectura que brinda el anillo de carga, la cual se convierte en presión y se le designa con el nombre de índice de expansión. Luego se procede a emplear la carta mostrada abajo (fig. 2.26), para obtener el PVC del suelo. Para finalizar se identifica el suelo con la tabla 2.5 realizada por Lambe (ref. 8).

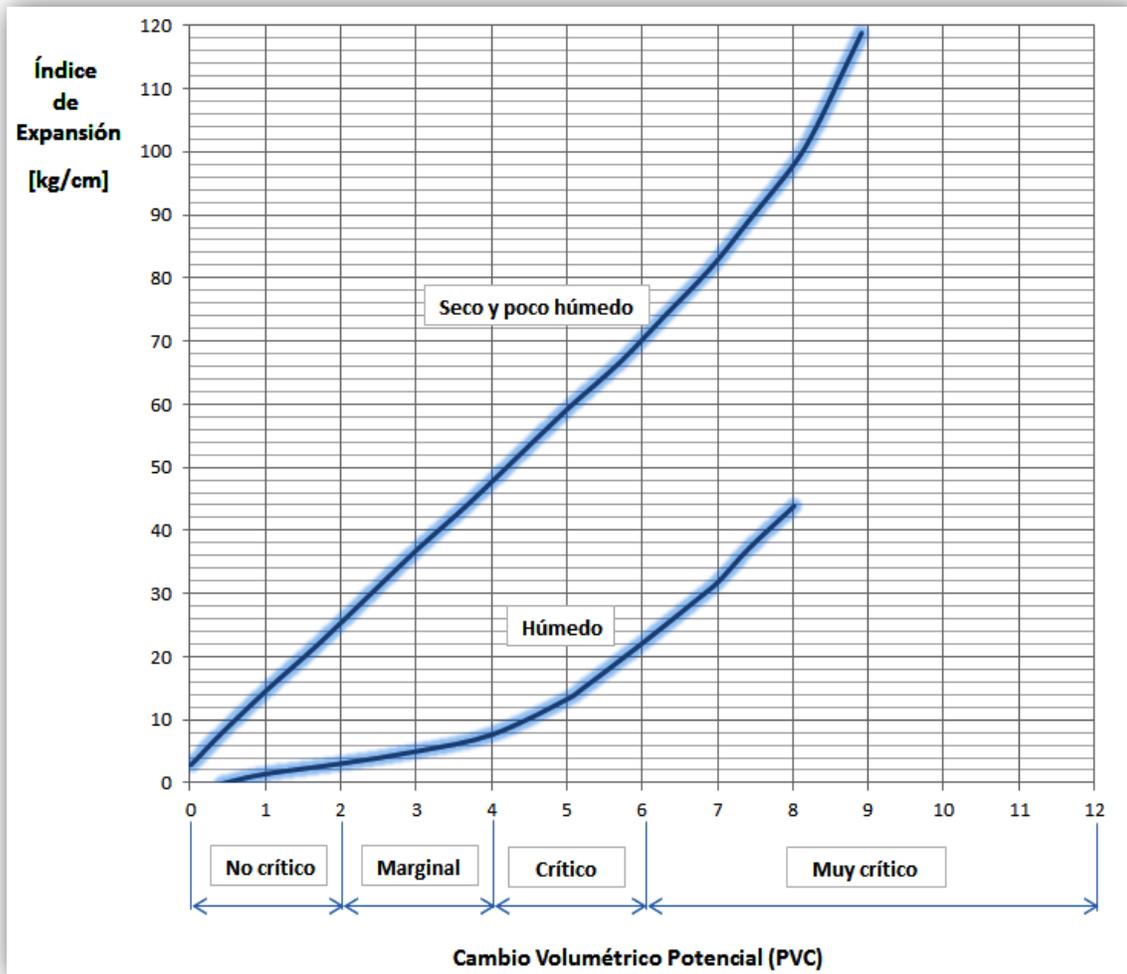


Fig. 2.26. Carta del potencial de cambio volumétrico (Lambe 1960). Pueden observarse dos curvas que corresponden a suelos con diferente grado de saturación al momento de efectuar la prueba.

TABLA 2.5. CLASIFICACIÓN DE UN SUELO EXPANSIVO DE ACUERDO AL PVC (REF. 8).

Intervalos de PVC	Peligro de expansión
< 2	No crítico
2 — 4	Marginal
4 — 6	Crítico
> 6	Muy crítico

c. Método de La actividad

Seed y sus colaboradores (Woodward y Lundgren) desarrollaron el método de la actividad en 1962. Ésta se define como el cociente entre el índice plástico y el porcentaje de partículas menores de 2 micras.

$$A = \frac{IP}{F_{\leq 2\mu}} \quad \dots \dots \dots \quad 2.3$$

Donde:

A = Actividad.

IP = Índice Plástico, en %.

$F_{\leq 2\mu}$ = Porcentaje en peso de finos menores o iguales que dos micras.

Para desarrollar el método se utilizaron suelos remoldeados para los que la expansión se midió bajo saturación y se expresó en porcentaje. Las muestras de suelo deberán tener una compacidad relativa de 100 % (ecuación 2.4), con el contenido de agua óptimo en las pruebas estándares de la AASHTO, empleando una presión de 1 psi (0.07 kg/cm^2). Luego de conocer la actividad y el porcentaje de partículas arcillosas, se puede identificar el potencial de expansión a través de la gráfica mostrada en la figura 2.27.

$$Cr = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad \dots \dots \dots \quad 2.4$$

Donde:

Cr = Compacidad relativa.

$e_{m\acute{a}x}$ = Relación de vacíos máxima. Corresponde a aquel arreglo del suelo grueso que deja "grandes huecos", es decir, está suelto.

$e_{m\acute{i}n}$ = Relación de vacíos mínima. Corresponde al caso en que el suelo tiene los huecos "más pequeños", es decir, se trata de suelos muy compactos.

e_{nat} = Es la relación de vacíos que exhibe el suelo en la naturaleza.

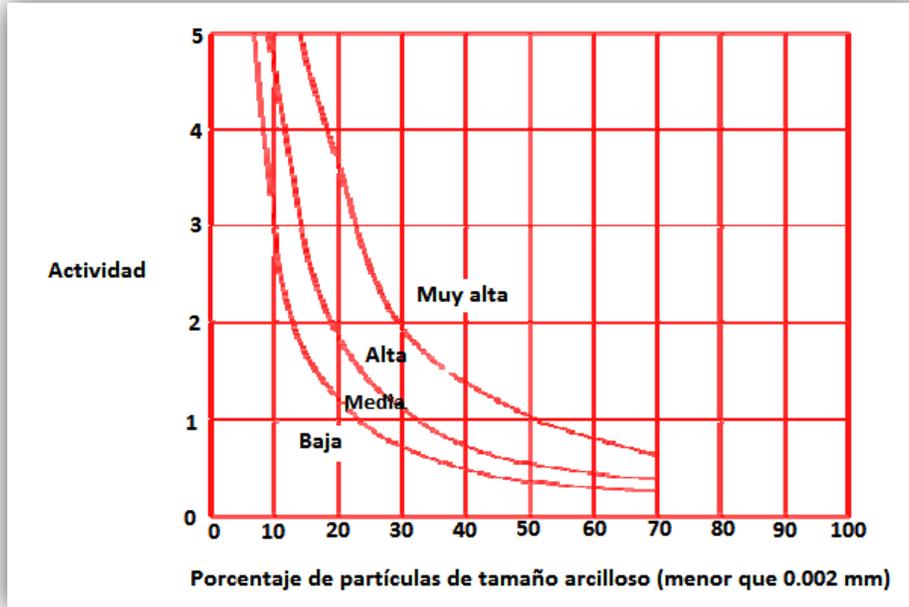


Fig. 2.27. Carta del método de la actividad (Seed, 1962).

Adicionalmente pueden emplearse las tablas que se muestran en seguida, las cuales han sido obtenidas de la carta de actividad mostrada arriba.

TABLA 2.7. CORRELACIÓN ENTRE EL POTENCIAL DE EXPANSIÓN Y EL ÍNDICE DE PLASTICIDAD, SEGÚN SEED (ref. 9).

Índice plástico [%]	Potencial de expansión [%]
10	0.4 — 1.5
20	2.2 — 3.8
30	5.7 — 12.2
40	11.8 — 25.0
50	20.1 — 42.6

TABLA 2.8. CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN SU POTENCIAL DE EXPANSIÓN (ref. 10).

Características de expansión de los suelos	Potencial de expansión [%]
Baja	0 — 15
Media	1.5 — 5.0
Alta	5.0 — 25.0
Muy alta	> 25

4. Métodos directos

De manera directa la expansión puede determinarse realizando una prueba similar a la de consolidación estándar, de la cual se pueden obtener tres tipos de parámetros del suelo en cuanto a su expansibilidad: expansión libre, expansión bajo presión confinante y expansión considerando volumen constante.

a. Expansión Libre

Se aplica una pequeña presión inicial a una muestra previamente saturada, con valor de 0.01 kg/cm^2 , como factor de corrección debido al peso de las piedras porosas y la placa de carga. La muestra se satura con agua y se permite la expansión vertical. La expansión libre es el porcentaje de deformación respecto al espesor original de la muestra, después de que se establece la expansión primaria. Posteriormente la prueba se somete a diversos incrementos de carga hasta que se recupere su relación de vacíos original (antes de la saturación). La presión total aplicada se define como presión de expansión (fig. 2.28). La prueba deberá continuar con cargas adicionales y subsecuentes descargas como lo establece una prueba de consolidación convencional.

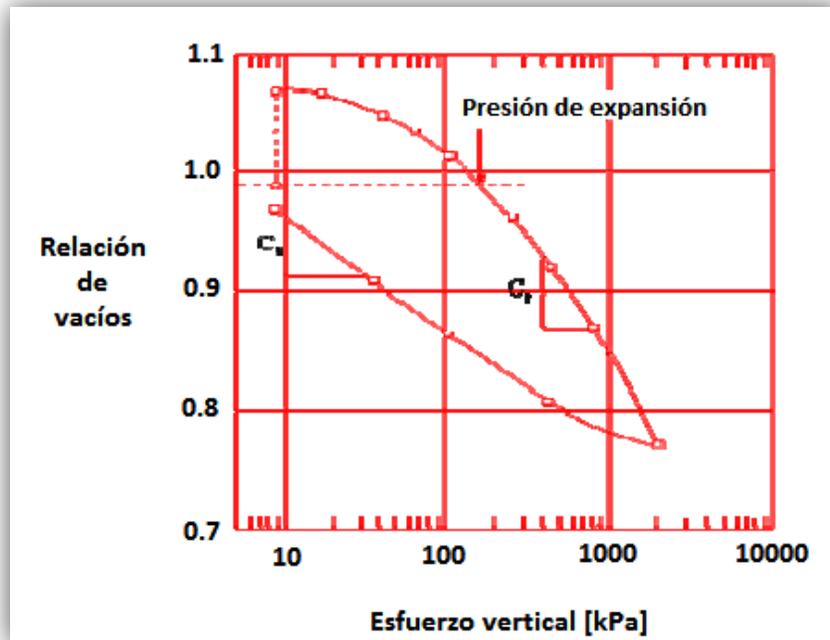


Fig. 2.28. Curvas de compresión para la prueba de expansión libre (ref. 8).

b. Expansión bajo presión confinante

Esta prueba se lleva a cabo aplicando la carga antes de saturar la muestra. Se mide la deformación de la muestra saturada (figura 2.29). Esta deformación puede resultar una expansión o una contracción, dependiendo de la magnitud de la presión aplicada. Generalmente la presión inicial es equivalente a la de confinamiento en campo, pero puede ser otro valor prefijado según los procedimientos de prueba establecidos. Deberá reportarse la expansión medida junto con la presión aplicada.

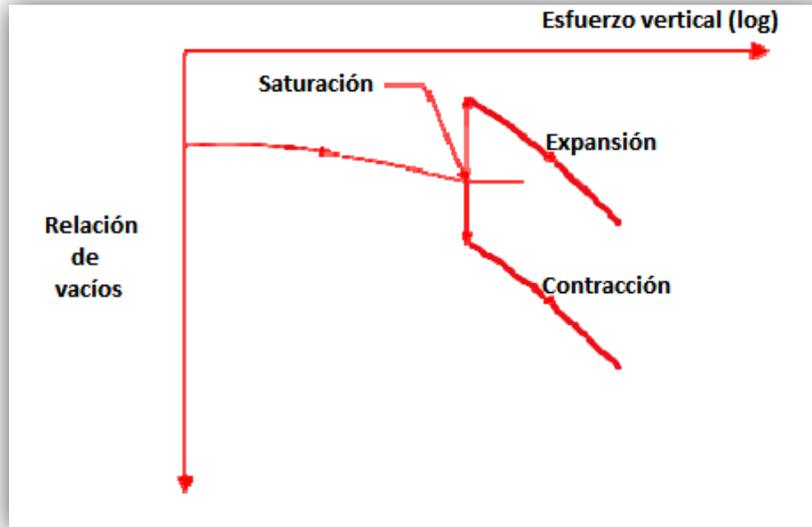


Fig. 2.29. Curva de compresibilidad para la prueba de expansión bajo presión confinada (ref. 8).

c. Volumen constante

Después de haber aplicado una presión inicial, comúnmente equivalente a la de confinamiento en campo, se registra la altura de la muestra, la cual se toma como referencia. Se satura la muestra que tiende a expandirse o contraerse; se incrementa o se reduce la presión para lograr que la altura de la muestra sea la misma que la que se tomó como referencia. La presión final resultante es la de expansión (figura 2.30). La prueba deberá continuar con cargas adicionales y subsecuentes descargas como lo establece una prueba de consolidación convencional.

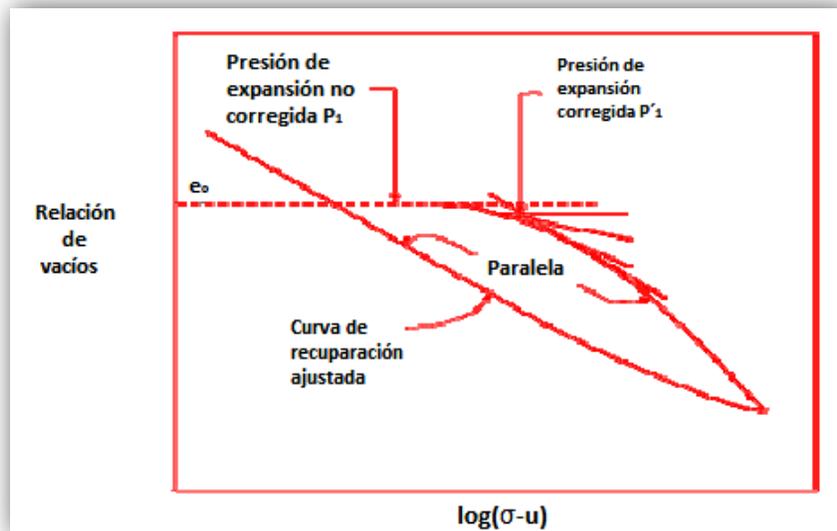


Fig. 2.30. Curva de compresibilidad para la prueba de volumen constante (ref. 8).

**Capítulo III. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS
EXPANSIVOS**

A. Generalidades

De todos los estudiosos del tema, es bien conocida, la complejidad de los suelos expansivos en cuanto a su comportamiento se refiere; por lo cual sería preferible para el proyectista no encontrarse con un material de este tipo en el lugar en el que se desplantarán sus estructuras. Sin embargo tanto en México como en muchos lugares del mundo, existen suelos especiales, que en su estado natural resultan inadecuados para la construcción; pero que también obligan a tomar alguna acción, pues las obras necesariamente deben construirse para fomentar el desarrollo de la región en cuestión. En ese sentido el ingeniero deberá tomar una de las tres determinaciones siguientes:

- Aceptar el suelo tal y como está, y efectuar el diseño de acuerdo con las restricciones que impone la calidad del material.
- Remover y desechar el suelo del lugar de construcción, y sustituirlo por uno que tenga las características adecuadas.
- Alterar las propiedades del suelo existente de tal manera que se obtenga un material que reúna en mejor forma los requisitos impuestos, o cuando menos que la calidad obtenida sea adecuada.

Existe una palabra empleada como adjetivo en las últimas dos premisas enlistadas, y que tiene que ver con las normas de control de calidad establecidas por los gobiernos de cada nación. El calificativo "adecuado" en ocasiones resulta tan relativo que puede prestarse a confusiones; pero generalmente es empleado para designar a aquellas obras que cumplan con cuatro requisitos: economía, seguridad, funcionalidad y armonía con el ambiente. En consecuencia, el suelo que es el fundamento de toda construcción, debe mejorarse y estabilizarse si así lo requiere; de modo que pueda reunir ciertas características que le permitan al conjunto llamado obra, cumplir con los cuatro requisitos que la vuelvan adecuada.

Con respecto a la propuesta de aceptar el suelo como está y diseñar para esas condiciones, debo decir que constituye una acción bastante arriesgada, incluso temeraria; dados los graves daños que son capaces de ocasionar los suelos expansivos al cambiar su volumen. El cual como ya se expuso, se puede presentar en el momento en que la naturaleza lo decida; y suponiendo que este fenómeno ocurra al final de la construcción se estaría arriesgando la inversión efectuada de una manera innecesaria, sin siquiera haber utilizado la estructura.

Las propiedades de los suelos que más frecuentemente se estudian en problemas de estabilización son:

- Estabilidad volumétrica
- Resistencia
- Permeabilidad
- Compresibilidad
- Durabilidad

Es claro que al que escribe, le compete el primer tema de la lista anterior dado que la estabilidad volumétrica se refiere por lo general a los problemas relacionados con los suelos expansivos por cambio de humedad relacionado con variaciones estacionales o con los trabajos que el ingeniero realice en ellos. En muchos de los casos de tratamientos de capas superficiales de arcillas expansivas, la economía impone estabilizar solamente la parte superior del manto, en un cierto espesor y ello será suficiente siempre que se balancee correctamente la presión de expansión que producirá el espesor no tratado.

Dentro de las propiedades de un suelo que son de interés para el ingeniero de caminos tenemos a la permeabilidad, a la durabilidad, a la compresibilidad, a la resistencia mecánica y a la estabilidad volumétrica. Estas cinco propiedades se relacionan intrínsecamente, por lo que resulta ser imprescindible, el considerarlas en cualquier estudio de mecánica de suelos.

En la compresibilidad se modifica la permeabilidad del suelo, la cual, es la velocidad con la que el agua fluye en un medio poroso (el suelo), y se mide con un coeficiente de permeabilidad k , cuyas unidades son *longitud/tiempo*. Así pues partiendo de la definición que rige el flujo de agua en suelos tenemos la ecuación 3.1 (Ley de Darcy).

$$v = ki \dots\dots\dots 3.1$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} \dots\dots\dots 3.2$$

Donde:

v = velocidad de flujo del agua en suelos.

k = coeficiente de permeabilidad.

i = gradiente hidráulico.

Δh = diferencia de potencial hidráulico.

L = longitud de recorrido del agua.

Ahora si el gradiente hidráulico es unitario entonces la rapidez con la que el agua fluye dentro del suelo es igual al coeficiente de permeabilidad, o sea $v = k$.

La permeabilidad juega un papel fundamental en la disipación de las presiones de poro, que se relacionan con la humedad del suelo y con la compactación del mismo. A su vez, la compresibilidad se refiere a los cambios de volumen negativos que producen hundimientos en las construcciones a causa de la consolidación producida por la sobrecarga Δp (el peso de la estructura más las cargas vivas); lo que sugiere una inestabilidad volumétrica, la cual, se presenta también cuando un suelo se expande o contrae por efectos de la variación de su contenido de agua.

Por otra parte la resistencia mecánica del suelo es de gran interés, porque generalmente varía con los cambios de humedad del mismo, de forma tal que los esfuerzos efectivos, (aquellos que aparecen en las partículas sólidas del suelo) aumentan a menor contenido de agua. Es por ello que las arcillas alcanzan su condición más alta de resistencia cuando llegan al "estado seco". No obstante, en el caso de las arcillas expansivas es bastante peligroso permanecer en la situación anterior, pues un cambio repentino en la humedad ocasionaría daños graves en la estructura que esté encima, la cual, puede ser un pavimento. El procedimiento que se elija para mantener al suelo sin cambios volumétricos, brinde también las características de resistencia adecuadas a las sollicitaciones de uso sin poner en riesgo a las estructuras. En otras palabras, de nada serviría estabilizar un suelo expansivo si éste no tiene la resistencia adecuada para las cargas externas, o si dicha estabilización implica la disminución considerable de la resistencia mecánica y en consecuencia, una durabilidad del tratamiento menor que la vida útil del pavimento en cuestión.

De acuerdo con la referencia 9 existen tres formas de proceder para solucionar la problemática planteada por suelos con características expansivas.

- a) Reemplazo o mejoría de todo o parte del espesor susceptible a la actividad (expansión-contracción), mediante el mezclado con un suelo inerte o con productos químicos.
- b) Neutralización de la presión de expansión calculada previamente, mediante la colocación de una sobrecarga suficiente sobre el terreno o la capa del pavimento afectada. La sobrecarga se constituye generalmente por tierra, cuyo peso contrarresta la presión de expansión del suelo.
- c) Reducción o control de los cambios de contenido de agua en los suelos susceptibles. Se pueden utilizar para tal fin cubiertas impermeables, o bien, colocar un sistema adecuado de drenaje o subdrenaje en el suelo.

La situación ideal a la que pretende llegar el ingeniero civil cuando proyecta la construcción de un camino sobre arcillas expansivas es aquella en la que nunca cambie el contenido de agua de este tipo de suelos. Con ello se lograría evitar la formación de grietas y distorsiones en el pavimento. Sin embargo somos demasiado pretenciosos, tanto que no se ha logrado lo anterior; tampoco se han podido evitar efectos secundarios que algunas formas de estabilización provocan debido al desconocimiento que aún prevalece sobre la naturaleza de los suelos expansivos.

Ahora bien, esto no es indicativo del grado de eficacia de los métodos de estabilización hasta ahora descubiertos; aunque sí lo es de la insatisfacción del geotecnista, al no encontrar una forma que definitivamente resuelva el problema, pues hasta la fecha ningún método ha logrado mantener a un suelo activo sin cambios de volumen y sobre todo sin daños en las obras. Para resumir resulta bastante adecuado afirmar que las soluciones a fin de evitar cambios volumétricos en suelos expansivos, consisten en unas cuantas líneas de acción: introducir agua al suelo en forma periódica, utilizar membranas impermeables, estabilizar de forma mecánica y apoyar la estructura a profundidades tales, que no se registre variación en la humedad con las estaciones climáticas o con cualquier otro factor.

Entre las soluciones antes escritas, destaca la estabilización mecánica la cual; consiste en la aplicación de cargas que equilibren la presión de expansión, y en el empleo de capas y pilotes de arena que rompen los esfuerzos de tensión del agua intersticial del suelo. Esto constituye la forma más económica de mejorar un suelo expansivo, comparado con el costo de productos como el cemento portland, la cal y las geo membranas. Pero hay que destacar que no siempre es posible realizar una estabilización mecánica debido a factores que se encuentran fuera del alcance del proyectista.

1. Clasificación de suelos con fines de estabilización

Existen varios sistemas para clasificar a los suelos con fines de estabilización, uno de los más conocidos es el que se basa en el tamaño, forma y arreglo de las partículas y conocido como Sistema Northcote, en donde se divide al suelo en los grupos fundamentales siguientes:

Descripción	Símbolo
Suelos con perfil de textura uniforme	U
Suelos con perfil de textura gradual	G
Suelos con perfil de textura doble	D
Suelos orgánicos	O

Entendiéndose el concepto de textura desde el punto de vista científico geotécnico, a la forma en que están agregadas las partículas sólidas de arena, limo y arcilla. Además la descripción de textura se compone de tres partes: forma, tamaño y grado de desarrollo.

Asimismo se subdivide a estos suelos en subgrupos de acuerdo con algunas características visibles tales como el color, presencia de concreciones, rellenos en las grietas o fisuras, etc.; así como algunas características no detectables a simple vista como lo es la alcalinidad o acidez. Cabe mencionar que esta clasificación no ha sido aceptada en forma universal, aunque actualmente se están haciendo algunos esfuerzos para que sea aceptada.

Resulta razonable pensar que mientras mejor se conozcan las características físicas y químicas de un suelo mejor se puede emprender el estudio de la estabilización.

a. Reconocimiento de suelos según el sistema Northcote

La acción primera para determinar la composición y propiedades esperadas en un suelo, es el reconocimiento visual y manual; el segundo paso importante es la determinación del tipo de minerales que contiene el suelo, pues de ellos depende en forma directa la estabilidad volumétrica, la cohesión y, en especial la reactividad a la estabilización. La determinación del tipo de mineral, cuando de estabilizaciones se trata, es una herramienta de gran utilidad. Los tipos de minerales se pueden determinar con microscopios electrónicos, difracción de rayos x, espectrometría con rayos infrarrojos y análisis químicos. Sin embargo, en la gran mayoría de los casos y para fines prácticos puede inferirse el tipo de minerales mediante sencillas observaciones de campo.

De los cientos de minerales que se han encontrado en los limos y arcillas contenidos en un suelo, basta para fines prácticos e ingenieriles, el reconocimiento de la existencia de menos de diez de

ellos. Algunas características principales de estos se muestran en la Tabla 2.1. (Ingles O. G., Metcalf. 1972).

TABLA 3.1. PRINCIPALES TIPOS DE MINERALES (REF. 15).

Grupo	Minerales	Tamaño promedio	Características físicas principales
Arena muy fina	cuarzo	$> 1 \mu$	Abrasiva, sin cohesión.
Mica	Moscovita, biotita	$> 1 \mu$	Sin cohesión, se intemperiza fácilmente, compactable.
Carbonato	Calcita, dolomía	Variable	Se pulveriza fácilmente.
Sulfato	Yeso	$> 1 \mu$	Ataca al cemento.
Alófono	Aluminosilicatos amorfos, atapulgita, alúmina y sílica hidratadas	Variable	Alta relación de vacíos, alta plasticidad.
Caolín	Caolinita y halloysita	$\approx 1 \mu$	No expansivo, baja plasticidad, baja cohesión.
Illita	Illita y micas parcialmente degradadas	$\approx 0.1 \mu$	Expansiva, plasticidad media, baja permeabilidad.
Montmorilonita	Montmorilonita y bentonita	$\leq 0.01 \mu$	Altamente expansiva, muy plástica, permeabilidad extremadamente baja.
Clorita	Clorita, vermiculita	$\approx 0.1 \mu$	Expansión baja, resistencia al esfuerzo cortante baja.
Materia orgánica	Presencia de ácido	Variable	Alta permeabilidad, difícilmente compactable, se puede degradar rápidamente por oxidación.

b. Método australiano para La identificación de Los minerales de un suelo

Uno de los métodos más importantes es el empleado por los ingenieros australianos, el cual, se basa en observaciones directas y pruebas sencillas que permiten obtener información preliminar muy valiosa acerca de los suelos en el campo, sin necesidad de efectuar pruebas de laboratorio. Dicho método se basa en las tres proposiciones mostradas a continuación.

- Observaciones generales del lugar y del perfil de suelos. Es necesario efectuar pozos a cielo abierto y extraer muestras inalteradas. Es de utilidad el análisis de cortes existentes en la región o extraer muestras alteradas, en donde se toma nota de los colores del suelo y del agua en los encharcamientos cercanos. De acuerdo con las observaciones efectuadas podría inferirse lo indicado en la tabla 3.2 con respecto a los minerales en las arcillas.

- Apreciación de la textura del suelo. La textura del suelo puede estimarse con la ayuda de agua de lluvia o destilada. Se requiere de un poco de experiencia en la realización de esta actividad. Una textura arenosa en el suelo amasado con agua indicaría la presencia de arena, una textura pastosa la presencia de arcilla; mientras que la ausencia de ambas sugiere la presencia de limos. Si se permite que el suelo se seque en los dedos, el suelo arenoso no se adherirá a ellos, el limo se desprenderá fácilmente y la arcilla se adherirá fuertemente a ellos.
- Inmersión del espécimen del suelo, completamente en agua de lluvia o destilada. El procedimiento que se recomienda se le ha designado como "prueba del grumo". No se deben agregar agentes dispersantes, ni humectantes. El procedimiento consiste en colocar un pequeño grumo de suelo secado al aire (aproximadamente del tamaño de un frijol) dentro de un vaso de vidrio claro lleno de agua destilada o de lluvia. Es muy importante que no se altere el grumo en ninguna forma, salvo el secado, antes de su inmersión en agua. Se observa el comportamiento del grumo, después de la inmersión, durante un lapso de hasta 10 minutos, tomando en cuenta el esquema de la Figura 2.1.

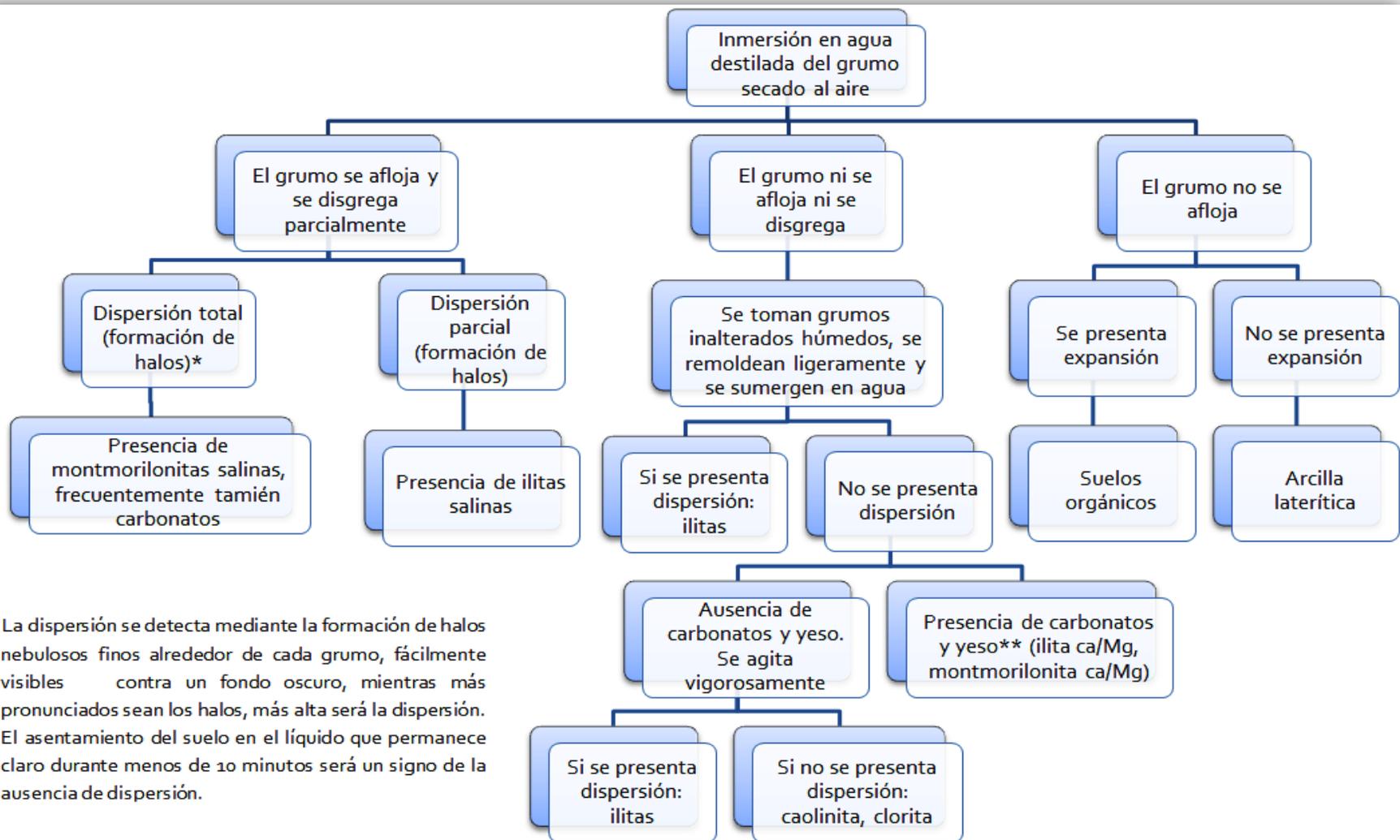
Deben anotarse todas las observaciones de campo en forma apropiada así como su localización precisa; los datos que tradicionalmente se registran son los siguientes:

- Profundidad a partir de la superficie.
- Color. Cuando se presenten manchas, anotar sus coloraciones.
- Inclusiones. Indicar si se trata de carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica.
- Textura y consistencia.
- Dispersión en agua.
- Tipo de perfil.
- Geología. Tipo de rocas o formaciones en la región.
- Aguas superficiales. Coloración, turbidez, etc.
- Erosión. Tipo de erosión.
- Presencia de deslizamientos.
- Micro relieve en los suelos.
- Mineral Inferido.

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

TABLA 3.2. INFERENCIAS DE LA OBSERVACIÓN VISUAL (REF. 15)

Observaciones	Componentes arcillosos dominantes
Aguas turbias cuyas coloraciones van del amarillo-café al rojo-café.	Montmorilonitas, ilitas y salinidad de suelos.
Aguas claras.	Calcio, magnesio o suelo rico en hierro, suelos altamente ácidos, arenas.
Aguas claras con tonos azules.	Caolines no salinos.
Zanjas de erosión o tubificaciones en el suelo natural.	Arcillas salinas, usualmente montmorilonitas.
Ligeras erosiones o tubificaciones en suelo natural.	Caolinitas.
Desprendimientos de suelos.	Caolinitas y cloritas.
Micro relieves superficiales.	Montmorilonitas.
Formaciones rocosas graníticas.	Caolinitas, micas.
Formaciones rocosas basálticas, topografía con drenaje pobre.	Montmorilonitas.
Formaciones rocosas basálticas, topografía con buen drenaje.	Caolinitas.
Formaciones rocosas areniscas.	Caolinitas.
Formaciones rocosas de lutitas y pizarras.	Montmorilonitas o ilitas, usualmente con salinidad de suelos.
Formaciones rocosas calizas.	Montmorilonitas alcalinas y cloritas con propiedades muy variables.
Formaciones recientes de piroclásticos.	Alófanos.



* La dispersión se detecta mediante la formación de halos nebulosos finos alrededor de cada grumo, fácilmente visibles contra un fondo oscuro, mientras más pronunciados sean los halos, más alta será la dispersión. El asentamiento del suelo en el líquido que permanece claro durante menos de 10 minutos será un signo de la ausencia de dispersión.

** Si no se reconoce fácilmente la presencia de carbonatos, ésta se puede verificar mediante la efervescencia del suelo al colocar una gota de ácido en éste. El ácido de una batería puede ser suficiente.

Fig. 3.1. Esquema de la prueba de inmersión del grumo en agua (ref. 15).

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

La finalidad de reconocer a los suelos tanto visual como manualmente es permitir tomar decisiones lógicas respecto al tipo de estabilización más adecuado así como las pruebas a efectuar. De esta manera se pueden lograr economías considerables sin riesgos para el proyectista de la estabilización. Para lograr que el reconocimiento de los suelos sea más efectivo debe complementarse con el conocimiento de las propiedades del suelo y de sus componentes. Con este fin, en la tabla 3.3 se indican las propiedades ingenieriles de los diferentes componentes de un suelo, tomando en cuenta que estas consideraciones son generales y que pueden presentarse excepciones.

TABLA 3.3. PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS COMPONENTES DE UN SUELO (ref. 13).

Componente Propiedades	ARENA	LIMO	MICA	CARBONATO	SULFATO	CAOLÍN	ILLITA	MONTMORI- LONITA	CLORITA	ALÓFANO	MATERIA ORGÁNICA
Permeabilidad En Seco	++	-	m	m	m	-	--	--	-	m	++
En húmedo	++	+	+	m	m	-	--	--	-	++	++
Estabilidad volumétrica	++	++	++	++	++	+	-	--	-	m	+
Plasticidad: Cohesión	--	--	-	-	-	m	+	++	m	++	m
Resistencia En seco		+	+	+	+	m	+	++	m	m	-
En húmedo		--	m	+	m	-	m	--	-	-	--
Compactación con la humedad óptima	+	m	--	++	+	-	m	--	m	++	--
Estabilidad al intemperismo	++	+	--	++	-	+	m	+	m	-	--
Abrasividad	++	m	-	-	m	-	--	--	-	-	-
-- = <i>bajo</i> -- = <i>muy bajo</i> + = <i>alto</i> ++ = <i>muy alto</i> m = <i>moderado</i>	PROBLEMAS CUANDO EL MATERIALES UNIFORME		LA BIOTITA CAUSA MÁS PROBLEMAS QUE LA MOSCOVITA	SOLUBLE EN ÁCIDOS	ATACA A LOS CEMENTOS PORTLAND		TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD	TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD	TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD		

*Los efectos de la salinidad en el suelo pueden ser críticos para ciertas estructuras ingenieriles y deberán evaluarse por separado de acuerdo con la inspección preliminar del suelo.

B. Estabilización mecánica

La estabilización mecánica consiste en la anulación de los esfuerzos que dan origen a los cambios volumétricos en los suelos, a partir de la redistribución de las partículas sólidas o bien mediante la colocación de una carga continua sobre la vía terrestre, la cual, evita que un suelo se expanda. Algunas veces se puede obtener el mejoramiento deseado aplicando adecuadamente algún método de drenaje; sin embargo con frecuencia se necesita aplicar una serie de técnicas para redistribuir, añadir o remover incluso, partículas sólidas del suelo. Dichas partículas se pueden redistribuir al mezclar las capas de un suelo con una motoconformadora y compactando posteriormente.

1. Compactación

La compactación es la densificación de los suelos mediante la aplicación de energía mecánica, lo cual puede implicar la modificación del contenido de agua y el peso volumétrico del suelo. El objetivo de este proceso es el mejoramiento de las propiedades de resistencia de la masa de suelo; pues de acuerdo con la referencia 19, existen varias ventajas que se desarrollan a partir de la compactación, las cuales se muestran a continuación.

1. Reducción de los asentamientos, lo cual se debe a la disminución de la relación de vacíos inicial e_o , por lo que también disminuye la compresibilidad del suelo.
2. Aumento de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo s , motivo por el cual se percibe una mayor estabilidad en terraplenes; así como el aumento en la capacidad de carga del suelo.
3. Reducción del potencial de expansión de un suelo, sobre todo si la compactación se realiza con humedades cercanas a la óptima.
4. Se reduce la permeabilidad debido a la disminución de la relación de vacíos.

La compactación o reducción de la relación de vacíos se produce de varias formas: reorientación de las partículas sólidas, remodelado de la estructura del suelo, fractura de los materiales granulares con su respectivo reacomodo. En un proceso de compactación se debe especificar el Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) que puede alcanzar el suelo, el contenido de agua óptimo ω_o , el equipo que se deberá utilizar para compactar, el espesor de la capa de compactación y el número de pasadas con el equipo.

Existen dos tipos de compactación: estática y dinámica; las cuales se distinguen por la forma en la que se aplica la energía que compacta. La elección del método de compactación depende del tipo de materiales con que se trabaje en cada caso; en los materiales puramente friccionantes como es el caso de las arenas, los métodos vibratorios son los que lograrán una compactación con mayor eficiencia, en tanto que en suelos cohesivos cuya plasticidad en general es alta, tanto el procedimiento de presión estática como el de amasamiento resultan convenientes. En la práctica profesional estas características se reflejan en la disyuntiva de optar por un equipo de trabajo: plataformas vibratorias, apisonadores, rodillos lisos, rodillos con neumáticos o rodillos tipo pata de cabra.

De acuerdo con su funcionamiento la maquinaria de compactación se divide en tres grupos, es decir aquellas que compactan por presión estática, por impacto, por vibración y por amasamiento. De las cuales las últimas tres realizan una compactación dinámica.

- Compactación por *presión estática*. Las máquinas que trabajan con este principio fundamentalmente lo hacen mediante una elevada presión estática. Ejemplos de ellas son las apisonadoras clásicas de rodillos lisos y las apisonadoras de neumáticos. En la compactación se considera un área de contacto en función del diámetro de los rodillos, el peso de la máquina y el tipo de suelo a través del cual se transmite la presión estática. Aunque el empleo de este tipo de compactadores se halla muy generalizado, su efecto de compactación alcanza muy poca profundidad, por lo que es muy recomendable compactar por capas de pequeño grosor para lograr resultados satisfactorios.
- Compactación por *impacto*. Implica la aplicación repetida de esfuerzos de corta duración a intervalos de tiempo pequeños. Entre este tipo de equipos se encuentran todos los pisones, así como algunos rodillos, similares a los de pata de cabra, llamados *támper*, por lo que producen el efecto de impacto a medida que compactan. Otras máquinas que trabajan según el principio de impacto son las *placas de caída libre* y los *pisones de explosión*. Los mejores resultados compactando por impacto, se han obtenido en suelos finos con fragmentos chicos de roca parcialmente intemperizadas (ref. 25).
 - Placas de caída libre. Se trata de unas placas de hierro cuya superficie de contacto es lisa y su forma es rectangular. Su peso oscila entre las 2 y 3 toneladas; dichas placas se elevan mediante cables hasta una altura que generalmente es 1.5 o 2 metros sobre el suelo; luego se les deja caer libremente sobre el mismo.
 - Pisones de explosión. Este tipo de máquina se levanta del suelo debido a la explosión de su motor, que por reacción contra dicho suelo, produce la suficiente fuerza ascendente para elevarse hasta una altura de 20 centímetros aproximadamente. Al caer ejerce un segundo efecto compactador dependiente de su peso y altura de elevación. Estos pisones son muy efectivos para la compactación de zanjas, bordes de terraplenes, cimentaciones de edificaciones, entre otras obras.
- Compactación por *vibración*. Los equipos mayormente empleados son las placas vibrantes (bailarinas) y los rodillos vibratorios. Este último hoy en día es quizá el tipo de máquina más empleado pues ha dado buenos resultados en todo tipo de suelos: bases granulares, sub-bases naturales, mezclas de suelo-cemento, rellenos rocosos, asfaltos, arcillas y arenas. Algo de extrema importancia para este tipo de equipo es que se realice una calibración correcta de la frecuencia de resonancia del material que se desea compactar con la de la mesa del vibrador; entre mejor coincidan, el proceso de compactación resultará más eficiente.
- Compactación por *amasamiento*. Producen este tipo de compactación aquellos equipos que concentran todo su peso sobre la pequeña superficie de un conjunto de patas de forma variada, ejerciendo elevadas presiones en los puntos en que dichas patas penetran en el suelo. El equipo más conocido es el rodillo pata de cabra. Este tipo de compactación

es casi exclusiva de suelos plásticos en los cuales al hacer pasar sobre ellos un rodillo pata de cabra, se produce un remoldeo en el que se destruye la estructura original, y el suelo adopta una nueva que le dará mayor resistencia.

TABLA 3.4. DEPENDIENDO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y DEL TIPO DE COMPACTACIÓN QUE CADA EQUIPO REALICE; SE OPTARÁ POR AQUÉL QUE BRINDE RESULTADOS MEJORES. EN ESE SENTIDO CADA EQUIPO DE COMPACTACIÓN POSEE DISTINTOS FUNCIONAMIENTOS EN MATERIALES DE NATURALEZA DISTINTA (REF. 25).

MATERIALES	EQUIPO DE COMPACTACIÓN RECOMENDADO
Terraplenes y terrenos naturales formados en su gran mayoría por suelos finos.	Rodillo pata de cabra Rodillo con neumáticos de acero (rodillo segmentado) Rodillo con neumáticos oscilantes Rodillo liso vibratorio
Materiales granulares para bases asfálticas, bases hidráulicas y suelos mejorados (estabilizados).	Rodillo de neumáticos Compactadores vibratorios Rodillos con neumáticos oscilantes Rodillo con neumáticos de acero (rodillo segmentado)
Bases hidráulicas y otros tipos de agregados gruesos (gravas).	Compactadores vibratorios de zapatas Compactadores vibratorios de rodillo y llantas metálicas Rodillo con neumáticos de acero (rodillo segmentado) Compactadores de neumáticos
Bases asfálticas mezcladas in situ	Compactadores de neumáticos Compactadores de rodillos lisos Rodillo con neumáticos de acero (rodillo segmentado)

2. Drenaje y Subdrenaje

Frecuentemente se encuentran en el desarrollo de la ingeniería de carreteras, ciertos aspectos cuya importancia reviste la atención de todo el personal que labora en la ejecución de un proyecto de este tipo. Este es el caso de un ingeniero que tiene a su cargo la correcta estabilización de un talud originado por un corte realizado para desplantar una importante autopista. Dicha ladera tiene una altura considerable (20 metros por ejemplo) sobre el nivel de la subrasante, y se encuentra conformada por materiales finos, fundamentalmente arcilla. Se han decidido colocar tubos que penetran al talud de forma perpendicular con una separación de aproximadamente 50 cm; y cuyo diámetro no excede la media pulgada.

Un buen día cuando estaban a punto de concluir los trabajos de barrenación y colocación de drenes, llegó Don Juan, un trabajador muy inquieto cuya inteligencia no es tan común como se pudiera pensar. De pronto le hizo una pregunta al responsable de la obra diciendo: señor ingeniero usted que estudió durante cuatro años y seis meses en la Facultad de Ingeniería de la

UNAM dígame, ¿por qué razón colocamos esos tubos en el talud, cuyo aspecto contrasta terriblemente con la naturaleza, pero que además, le quita belleza al camino que estamos construyendo? Entonces el ingeniero contesta: los tubos como usted los llama, son drenes que permiten el abatimiento de las presiones en el agua del suelo del talud, con lo cual, se aumenta la resistencia de dicho suelo al esfuerzo cortante. El trabajador se quedó pensativo y después de un rato exclamó en voz alta: así que el agua juega un papel muy importante en los derrumbes de taludes. Así es, finalizó el ingeniero.

Efectivamente, todas las personas que tienen que ver con problemas de estabilidad de masas de tierra en carreteras, ferrocarriles o aeropistas, tienen la fuerte sensación de que es el agua el factor principal, de la ocurrencia de los deslizamientos y derrumbes. Dicha sensación se vuelve evidente cuando en la época de lluvias, se presentan con gran frecuencia los problemas descritos, y además; las señales del efecto del agua que es posible ver después de la falla son tan claras que, todo ingeniero llega a percibir que aquel elemento, cuando no se controla con las necesarias precauciones, puede ser uno de sus principales enemigos.

Ahora bien, se pueden distinguir cuatro efectos relacionados con la presencia de agua y que influyen determinadamente en la estabilidad de una masa de suelo (ref. 18).

1. Si los vacíos del suelo están parcialmente llenos de aire, y el contenido de agua aumenta sustancialmente, se elimina parte del efecto de la tensión superficial en el interior de la masa, la cual, proporcionaba al conjunto una cohesión aparente que contribuía a la estabilidad.
2. El aumento del contenido de agua del suelo, se refleja en un aumento de su peso, lo cual, influye en la estabilidad de la masa de suelo.
3. Un flujo de agua puede afectar la estabilidad de una masa de suelo, al disolver cementantes naturales que pudieran existir, los cuales mantienen unidas a las partículas sólidas.
4. La elevación del nivel piezométrico que tiene lugar como consecuencia del agua de lluvia que se infiltra en el suelo, hecho que trae consigo, un aumento en las presiones neutrales del agua en el suelo, con la correspondiente disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del mismo.

Respecto al último punto, el nivel piezométrico de una cierta masa de suelo, es el lugar geométrico de las elevaciones que alcanzaría el agua, determinadas por un conjunto de piezómetros instalados en dicha masa. Si h es la elevación piezométrica y z la carga de posición en un determinado punto de la masa, la presión de poro o neutral del agua en ese punto valdrá $u = z\gamma_w$, y la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en ese punto será $s = c + (\sigma - u)\tan\phi$. Al llegar la temporada de lluvias existe un aumento en la diferencia de potencial hidráulico, (diferencia de cargas piezométricas entre dos puntos) $\Delta h = h_2 - h_1$. Al ocurrir lo anterior, el gradiente hidráulico i también aumenta y con ello lo hace la velocidad a la que tendría que salir el agua, pero si no se deja salir con esa velocidad se acumula y aumenta la presión en el suelo, la cual

en repetidas ocasiones ha causado fallas en los taludes de corte (véanse ecuaciones. 3.1 y 3.2, fig. 3.2).

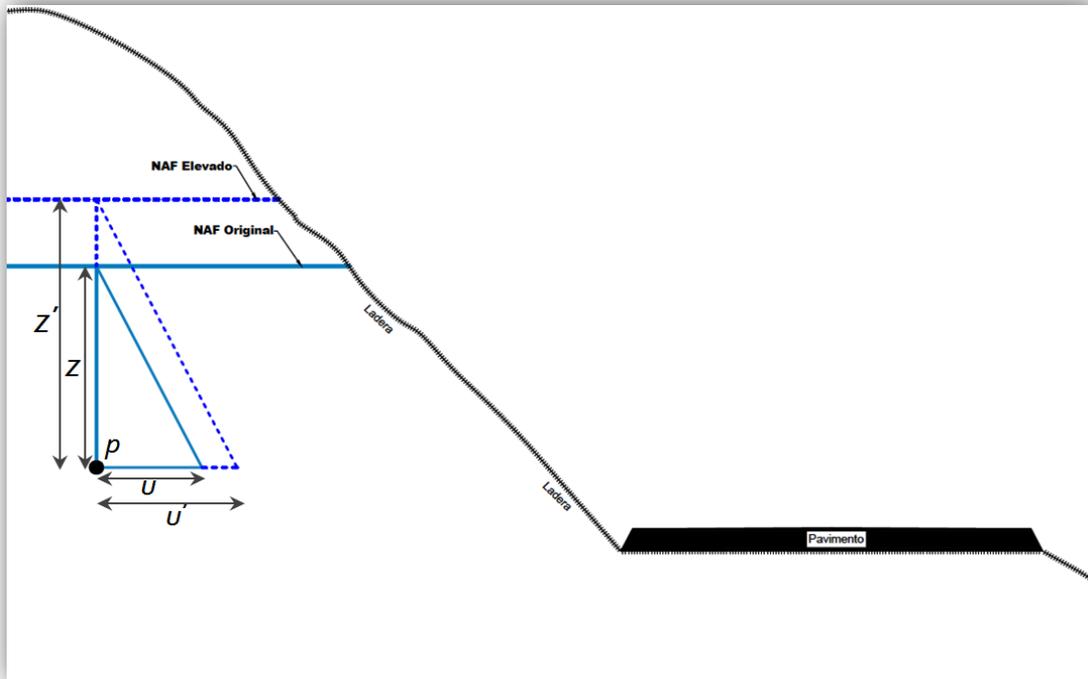


Fig. 3.2. La resistencia al esfuerzo cortante del suelo en el punto p está dada por la expresión $s = c + (\sigma - u) \tan \phi$. Cuando el NAF asciende la presión de poro u incrementa su valor hasta llegar a u' y el agua deberá desalojarse con una rapidez mayor que en tiempos donde el NAF es bajo, ya que puede darse el caso de que dicha presión supere en magnitud a los esfuerzos efectivos.

Esta expresión ilustra claramente la disminución en resistencia que se tiene con cualquier aumento de h , el cual ocurre generalmente en cada época de lluvias, con la correspondiente disminución del factor de seguridad de la ladera.

La actitud de los ingenieros con relación al agua que corre o se infiltra en el subsuelo y afecta a sus obras, puede expresarse por uno de los dos criterios que a continuación se exponen (ref. 18).

1. Mantener el agua alejada de las zonas en las que puede ocasionar daños.
2. Controlar el agua que entre a las zonas proclives de producir daño a las obras; mediante la utilización de métodos de conducción y eliminación, los cuales, reciben el nombre genérico de *métodos de drenaje y de subdrenaje*.

Tanto el drenaje como el subdrenaje, son el conjunto de obras destinadas a proteger taludes, laderas y construcciones como pavimentos, de la acción destructiva del agua. Su necesidad se estableció desde que se construyeron las primeras obras de ingeniería; pero tal como se concibe hoy, es el resultado de la observación del comportamiento del flujo alrededor y dentro de la estructura. Dichas estructuras son efectivas para estabilizar porque la resistencia de un suelo disminuye cuando el contenido de agua se incrementa. El drenado se puede efectuar por

gravidad, bombeo, electroósmosis, evaporación, congelación o al confinar el suelo con la aplicación de cargas externas.

La mayor parte de los problemas que el agua subterránea causa en las vías terrestres está ligada a saturación incontrolada y desarrollo de presiones de poro no previstas. La acción capilar juega un importante papel en estos problemas, por lo que es imprescindible definir la solución técnicamente más conveniente. Para ello habrá que establecer la diferencia existente entre drenaje y subdrenaje. Los métodos de drenaje se refieren al control de las aguas superficiales; mientras que los de subdrenaje, parten de la base de que el agua ha entrado al suelo y tratan de encauzarla y eliminarla sin que cause daños.

Hablando en términos generales, apenas puede haber duda de que son más prometedoras en el campo de las vías terrestres las soluciones fundadas en el segundo de los criterios arriba enlistados, es decir; es mejor aceptar la presencia del agua y sus caprichos, dotando a las estructuras de tierra, de obras interiores de encauzamiento y eliminación, que proporcionen al agua caminos más fáciles por dónde ir, pero por los que fluya libremente en forma gravitacional, a las presiones más bajas que sea posible.

a. Diseño de filtros

Todas las obras relacionadas a la construcción de vías terrestres han de hacerse de suelos o sobre ellos, o de rocas que usualmente contienen agua. Las formaciones rocosas sanas suelen drenarse con facilidad simplemente permitiendo que el agua salga libremente a zonas abiertas, de manera que su gasto de entrada sea igual al de salida; sin embargo, los suelos o las rocas muy intemperizadas suelen erosionarse fácilmente, por lo que todas las superficies por las que el agua salga al exterior deberán protegerse en los suelos, de manera que el agua pueda aflorar con facilidad, pero buscando también que las partículas sólidas del suelo queden en su lugar.

Para lograr lo antes planteado se recurre a lo que se conoce como filtros, los cuales se encargan de la doble misión de permitir el paso del agua hacia el exterior y de impedir el arrastre de las partículas sólidas del suelo protegido. Los materiales que se emplean para tal misión son muchos entre los que destacan la fibra de vidrio, la tela, el papel y la fibra de plástico, sin embargo; por razones económicas es predominante la utilización de agregados naturales como la grava, la arena y fibras vegetales. Cuando estos últimos se colocan convenientemente, tienen un magnífico comportamiento como filtros, pero también en cuanto a resistencia. Su utilización suele estar combinada con la de tubos manufacturados, perforados o no, los que normalmente propician la canalización y eliminación de las aguas.

Muchos de los requerimientos que se imponen a los materiales de filtro son de naturaleza granulométrica. Otros se refieren al cuidado en la manipulación y colocación, para evitar contaminaciones y segregaciones de los materiales, otros más; tienen que ver con las características de compactación, para reducir la posibilidad de que se presenten cambios en la graduación granulométrica por invasión de finos procedentes del suelo por proteger. Pero básicamente son dos los requerimientos que todo filtro debe satisfacer (ref. 18).

1. Los espacios entre las partículas sólidas del filtro en contacto con el suelo por proteger, deben ser suficientemente pequeños como para que los finos de aquel no penetren en él.
2. Los espacios entre las partículas sólidas del filtro deben ser lo suficientemente grandes como para que el conjunto tenga la permeabilidad necesaria para que el agua pueda moverse libremente a su través, y fluir rápidamente hacia el exterior sin generar presiones de poro indeseables.

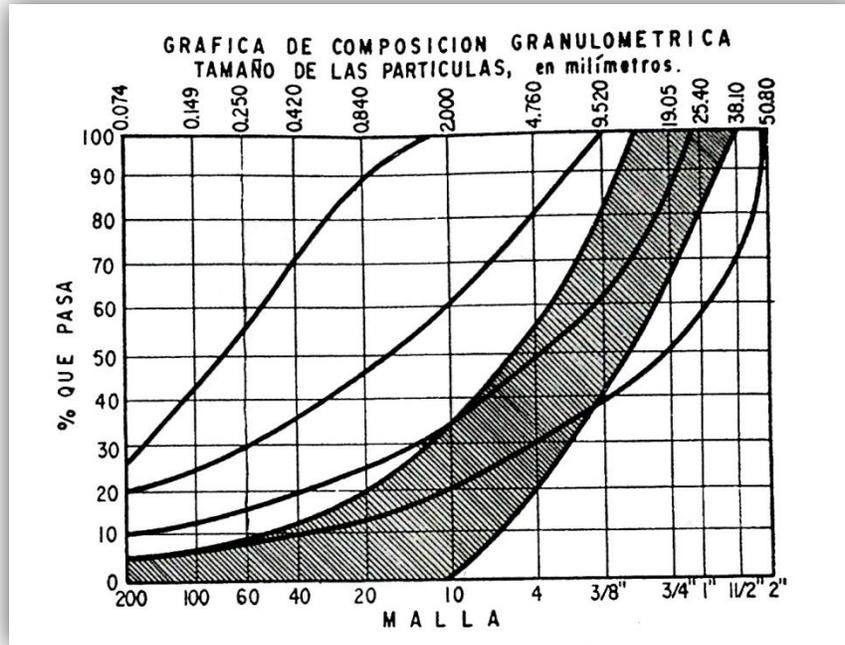


Fig. 3.3 a. Información granulométrica para problemas de subdrenaje. Zona granulométrica del material drenante único (material de filtro), utilizado en carreteras por ingenieros mexicanos (ref. 18).

El diseño de los filtros se basa en las premisas de prevenir la erosión interna y de la tubificación en el suelo, para lo cual es preciso que las partículas sólidas de dicho suelo no queden expuestas a espacios abiertos cuyo tamaño sea mayor que ellas mismas. Adicionalmente se debe efectuar un sellado de cualquier tipo de grietas y juntas de construcción; así como la prevención de la obstrucción de perforaciones en tuberías o de fugas de partículas finas del filtro a través de ellas.

A continuación se proporcionan las características granulométricas recomendadas por la extinta Secretaría de Obras Públicas de México, hoy Secretaría de Comunicaciones y Transportes, para seleccionar el material filtrante en el caso de las carreteras.

TABLA 3.5. GRANULOMETRÍAS RECOMENDADAS PARA EL DISEÑO DE FILTROS (SOP, 1978).

Malla	Abertura [mm]	Porcentaje que pasa, en peso
1.5"	38.10	100
1"	25.40	80 — 100
3/4"	19.10	65 — 100
3/8"	9.520	40 — 80
No. 4	4.760	20 — 55
No. 10	2.000	0 — 35
No. 20	0.840	0 — 20
No. 40	0.420	0 — 12
No. 100	0.149	0 — 7
No. 200	0.074	0 — 5

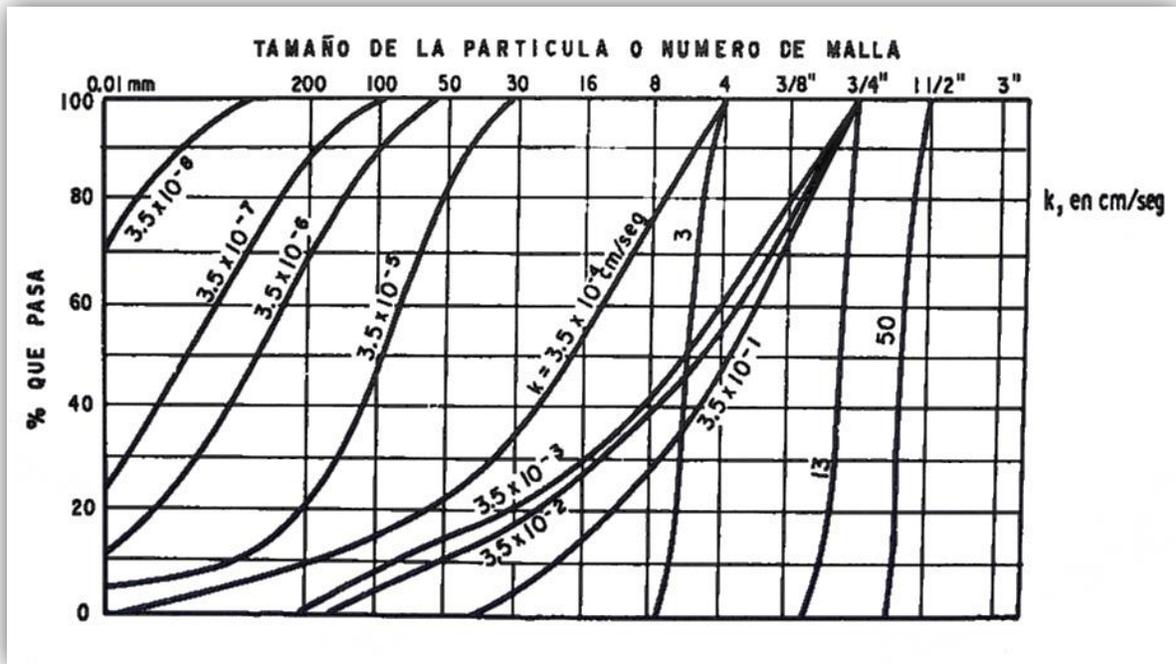


Fig. 3.3 b. Información granulométrica para problemas de subdrenaje. Algunas curvas granulométricas típicas y sus correspondientes permeabilidades aproximadas (ref. 18).

b. Capas permeables en pavimentos

Son capas de espesor razonable que se colocan debajo de la corona del camino o de la superficie pavimentada, y están constituidas por material de filtro, de manera que con ayuda de una pendiente transversal adecuada y de instalaciones de salida correctas puedan drenar el agua, la cual; puede infiltrarse desde el pavimento, provenir de los acotamientos de la vía, o bien; ascender por subpresión procedente de los niveles inferiores (ref. 18).

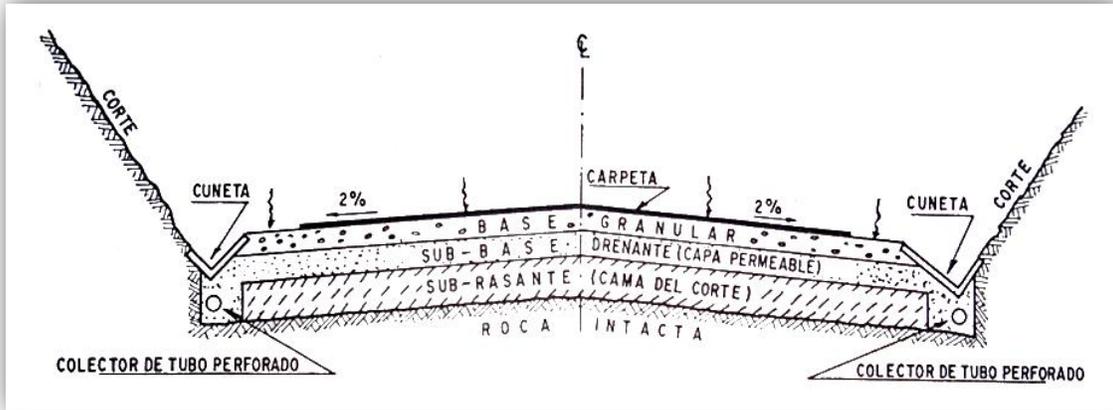


Fig. 3.4. Sub-base utilizada como capa permeable, para interceptar agua proveniente del pavimento.

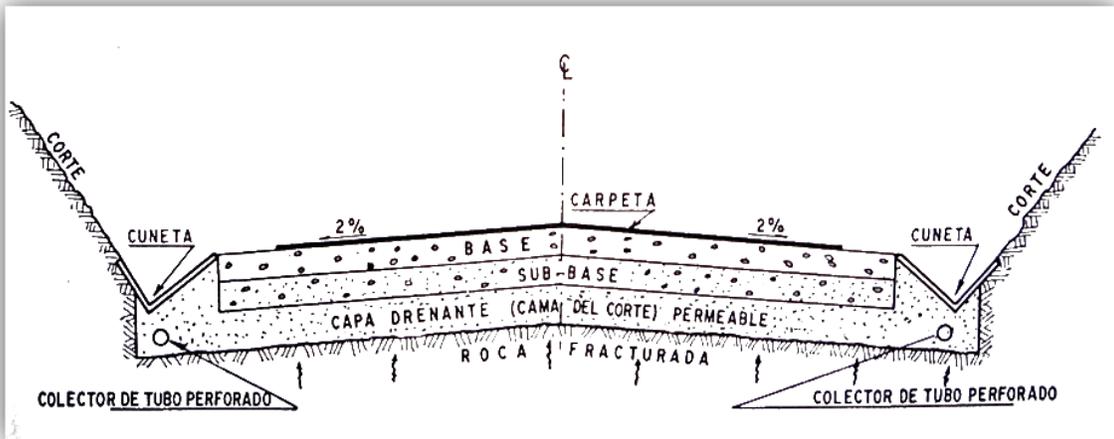


Fig. 3.5. Subrasante utilizada como capa permeable, para interceptar flujo ascendente por sub-presión.

De manera frecuente, suele colocarse una capa permeable de material grueso en la parte inferior de un pavimento o en el cuerpo de un terraplén, con la finalidad de interrumpir un proceso de ascensión capilar que, de otra forma terminaría por perjudicar a la capa subrasante, a la sub-base y aún quizá, a la base de dicho pavimento. Propiamente estas son las *capas rompedoras de capilaridad*, cuya función es impedir el acceso del agua, pero no drenarla, es decir; no son propiamente capas drenantes. Se trata de poner al material fino del terreno natural en contacto con un material granular en el que se rompa la continuidad de los tubos capilares, impidiendo así la formación de los meniscos y por tanto la no ascensión del agua, quedando libres de ella las capas de pavimento colocadas por encima.

Existen diferencias importantes sobre cómo realizar el diseño de una capa permeable, según sea interceptora y eliminadora de un flujo, o rompedora de la ascensión capilar del agua que provenga de niveles inferiores. En el caso de las capas permeables deberá disponerse de la capa contando con un flujo de agua a su través. Esto implica darle las pendientes transversales necesarias, la

existencia de los colectores de tubo perforado y, sobre todo, implica que el material constitutivo de dicha capa sea un auténtico filtro.

Por el contrario si la capa se coloca con el firme objetivo de romper el potencial capilar de un agua que asciende, lo conveniente será que el material constitutivo sea granular grueso muy permeable, que deje grandes huecos en contacto con el suelo con potencial capilar; de esta manera el agua capilar no podrá ascender a través de la capa rompedora y quedará confinada en las capas inferiores, desarrollando para ello los meniscos necesarios en la zona en que los canales capilares queden en contacto con aire. Para esta condición no sería conveniente en principio, que el material de la capa rompedora fuera un auténtico filtro, pues estos materiales tienen todavía una altura capilar que puede ser apreciable.

El razonamiento anterior llevaría a pensar que el material ideal para una capa rompedora de capilaridad sea la piedra en fragmentos, relativamente grandes y de tamaño uniforme. Sin embargo resulta arriesgado pensar que cualquier material que se coloque en una sección estructural de un camino tenga una sola finalidad y funcione con un único mecanismo. El material que se acaba de mencionar trabajaría de una forma verdaderamente lamentable ante un posible flujo, por lo que no es usual que los ingenieros se inclinen a favor de su utilización, de manera que en las capas rompedoras de capilaridad suelen verse materiales bastante mejor graduados.

Para realizar el diseño de capas permeables considérese visualizar los dos casos de red de flujo tal como puede trazarse en un caso real dado, los cuales se muestran en la figura 3.6. Se ilustraron dos relaciones de permeabilidad diferentes entre el coeficiente de permeabilidad del filtro y el del suelo por proteger y dos espesores de capa. Los casos podrían corresponder a flujos provenientes de niveles inferiores por subpresión o por ascensión capilar. El flujo es esencialmente vertical hacia la capa permeable y sensiblemente horizontal dentro de esta. La carga hidráulica existente dentro de la capa permeable suele considerarse algo menor que el espesor de la propia capa. Tal suposición conduce a considerar gradientes hidráulicos relativamente bajos, lo cual resulta ser una condición muy común en todas las estructuras drenantes (ref. 18).

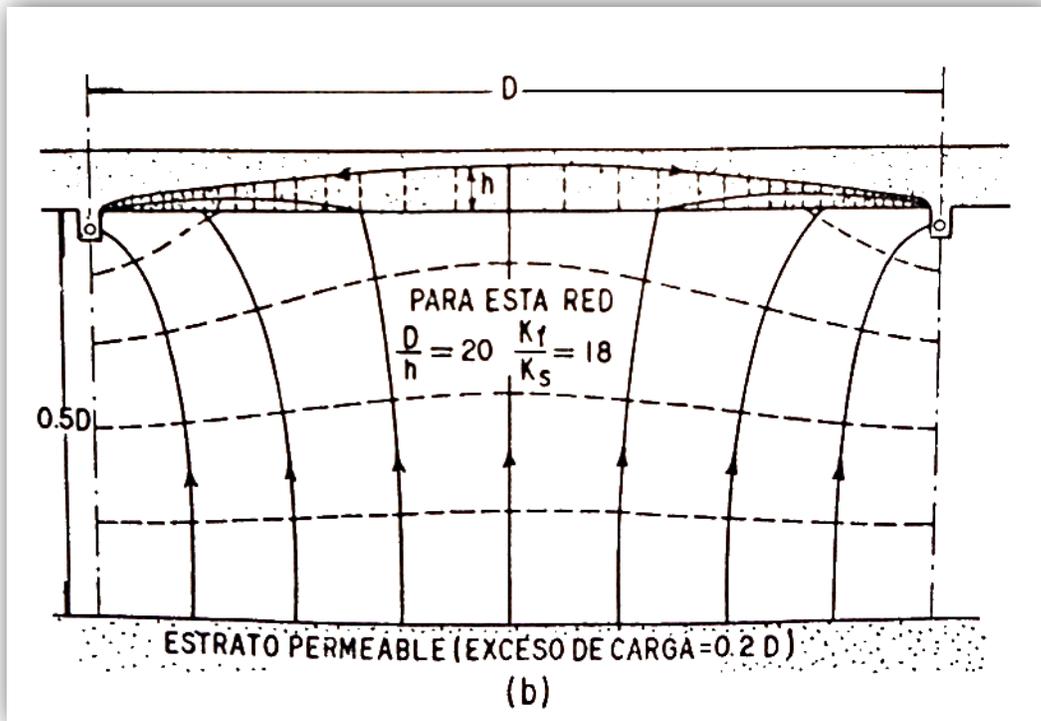
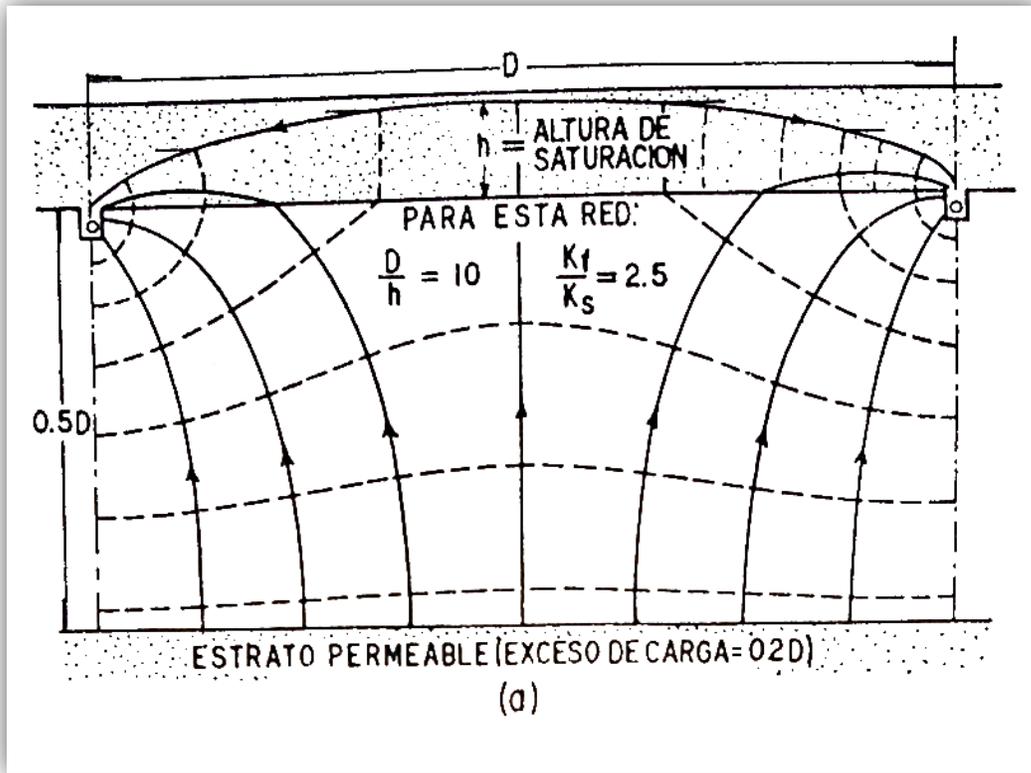


Fig. 3.6. Redes de flujo vertical en mantos permeables horizontales.

En la figura 3.7 se muestran curvas de diseño para capas permeables horizontales; dichas curvas provienen de análisis hechos con red de flujo. La parte *a* de la figura da la relación D/h en función de la relación de permeabilidades del filtro y del suelo k_f/k_s ; mientras que en la parte *b* se relaciona a los mismos conceptos, pero manejando valores individuales de k_f y de k_s . Las curvas pueden utilizarse para diseñar capas rompedoras de capilaridad en las que la geometría del problema corresponda a la de la figura; siendo necesario en caso de tener otras geometrías, el desarrollo de gráficas análogas.

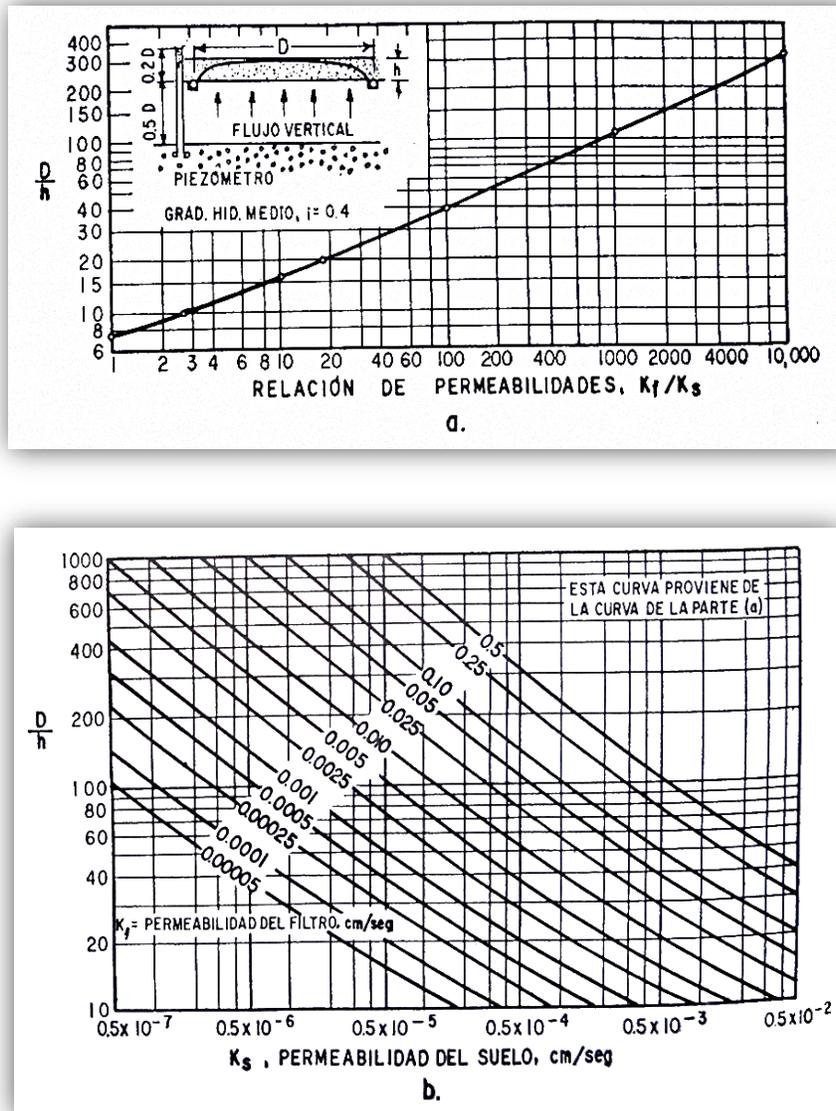


Fig. 3.7. Curvas de diseño de capas permeables horizontales (ref. 18)

El primer paso es suponer un espesor de la capa rompedora, generalmente comprendido entre 20 y 40 cm; siendo 30 cm un valor muy típico; después habría que suponer o calcular la

permeabilidad del suelo bajo la capa rompedora, a través del cual sube el agua por subpresión (en este caso). A continuación habrá que fijar un valor de h (valor de la altura de saturación dentro de la capa permeable) prudente, generalmente 4 cm o 5 cm por debajo del nivel superior de la capa. Luego ya se puede calcular la relación D/h , para obtener la permeabilidad necesaria en el material de filtro y el diseño quedaría concluido; sin embargo, es bastante común que la capa diseñada con este procedimiento resulte bastante ineficiente en lo que se refiere al desalojo de gastos importantes. Aunque se procura que los pavimentos sean relativamente estancos, de manera que la mayor parte del agua de precipitación sea eliminada por escurrimiento superficial, gracias al bombeo transversal con el que se dota, el hecho es que ningún pavimento es totalmente impermeable, de manera que una parte del agua llovida se infiltra en la carpeta; a esta ha de añadirse la que penetra por los acotamientos, frecuentemente bastante más permeables y la que pudiera provenir del flujo a través de los suelos vecinos, como las masas que rodean los cortes por ejemplo; además del caso frecuente de agua ascendente por capilaridad o subpresión. Es por ello que la valuación de la cantidad de agua que en un lapso dado pudiera requerir ser drenada, resulta ser muy compleja.

Un complemento importante de una capa filtrante es la instalación a ambos lados, de un sistema recolector y eliminador del agua. Por otra parte, no hay que descuidar el costo como un aspecto importante en el diseño de capas permeables, ya que suele ser alto. A este respecto es deseable cualquier reducción en el espesor de la capa que pueda lograrse sin disminuir en exceso la capacidad drenante. Sin embargo capas demasiado delgadas se complican constructivamente hasta el grado de perder su ventaja económica. Quizá no deben emplearse capas de espesor inferior a 15 cm; siendo las dimensiones más comunes 20 cm y 30 cm. Espesores mayores probablemente repercuten notablemente en el costo, sobre todo en carreteras en comparación con las aeropistas por ejemplo (ref. 18).

c. Otras obras de subdrenaje en carreteras

Existen diversos tipos de obras que se pueden realizar en los caminos para mitigar los efectos nocivos que suele producir el agua en las estructuras de estos. Entre las más comunes se encuentran las que a continuación se escriben.

- Drenes longitudinales de zanja
- Subdrenes interceptores transversales
- Drenes de penetración transversal
- Pozos de alivio
- Capas permeables profundas con remoción del material
- Trincheras estabilizadoras
- Galerías filtrantes

Todas ellas se emplean tratando de resolver casos particulares presentados en la vida real, debido a los funcionamientos distintos de estas estructuras drenantes, que son acordes con las variables que condicionan a cada situación. En ese sentido es posible afirmar que para resolver adecuadamente un problema de subdrenaje en vías terrestres, se puede hacer uso de las ya

mencionadas soluciones, ya sea de forma individual o mediante la combinación de dos o más que permitan el trabajo en conjunto. Claro está que se debe buscar siempre el equilibrio entre la economía y seguridad, brindando así una solución que satisfaga íntegramente las necesidades para las cuales se diseñó.

1) Drenes longitudinales de zanja

Retomando la idea original de exponer las diferentes obras de subdrenaje, los drenes longitudinales de zanja, consisten en una excavación de profundidad adecuada, la cual, usualmente está entre 1.0 m y 1.5 m; y en algunas ocasiones hasta de 4.0 m. En el fondo de dicha zanja se coloca un tubo perforado y se rellena de material filtrante; el agua colectada por el tubo se desaloja por gravedad a algún sitio más bajo o cañada en que su descarga no genere riesgos de erosión (fig. 3.8). Este tipo de obra suele realizarse al pie de un talud, justo en la cama de corte donde se desplantará la estructura de pavimento, pues en las laderas inclinadas es bastante común que el agua subterránea fluya en el sentido longitudinal según la inclinación de la superficie, es decir; hacia la excavación y tenderá a saturar los taludes y la cama del corte (fig. 3.8). El efecto del subdrén de zanja es en este caso interceptar y eliminar el flujo de agua hacia la cama del corte y, en menor grado, disminuir la zona eventualmente saturada en el talud. La mayor parte de los drenes longitudinales de zanja que se colocan en carreteras y ferrocarriles tienen tal finalidad, por lo que resultan ser en este caso estructuras cuya principal función es la protección de pavimentos, interceptando un flujo de agua. Sin embargo en terrenos planos, dichos drenes tienen la función de abatir el nivel freático, protegiendo así al pavimento (fig. 3.8).

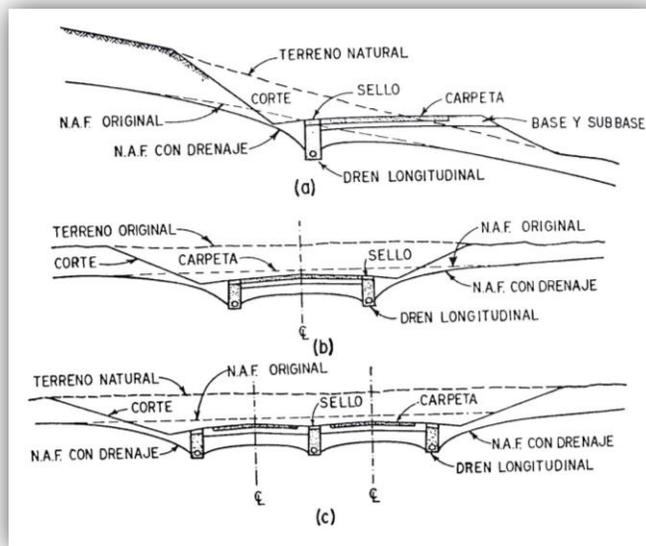


Fig. 3.8. Casos de uso de drenes longitudinales de zanja para abatir el Nivel de Aguas Freáticas (ref. 18).

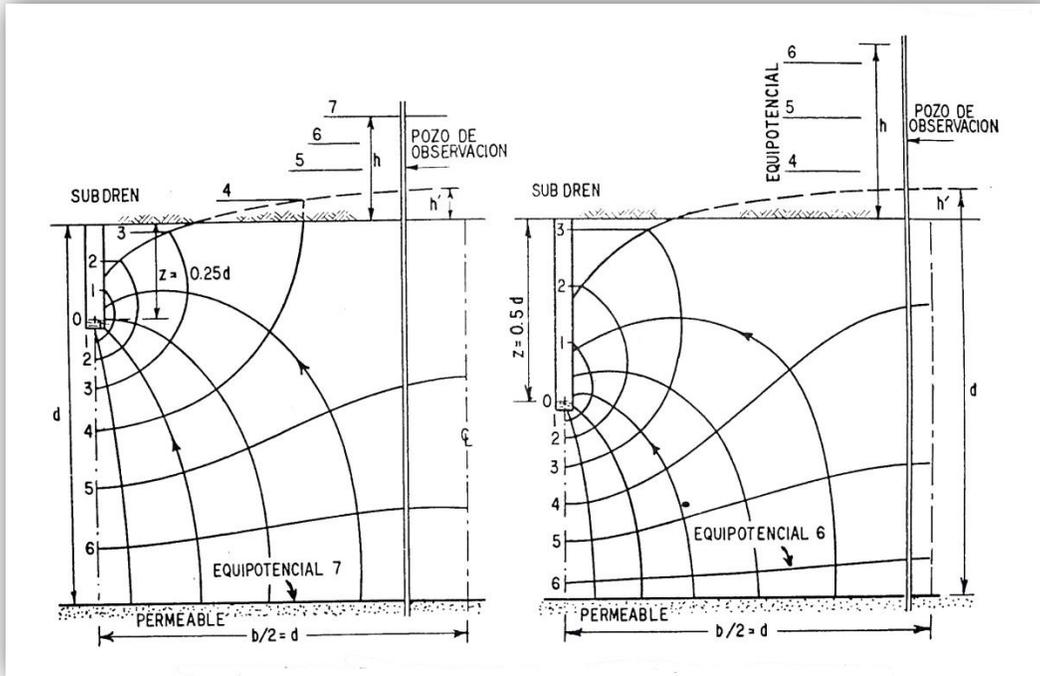


Fig. 3.9. Redes de flujo típicas hacia drenes longitudinales de zanja (ref. 18).

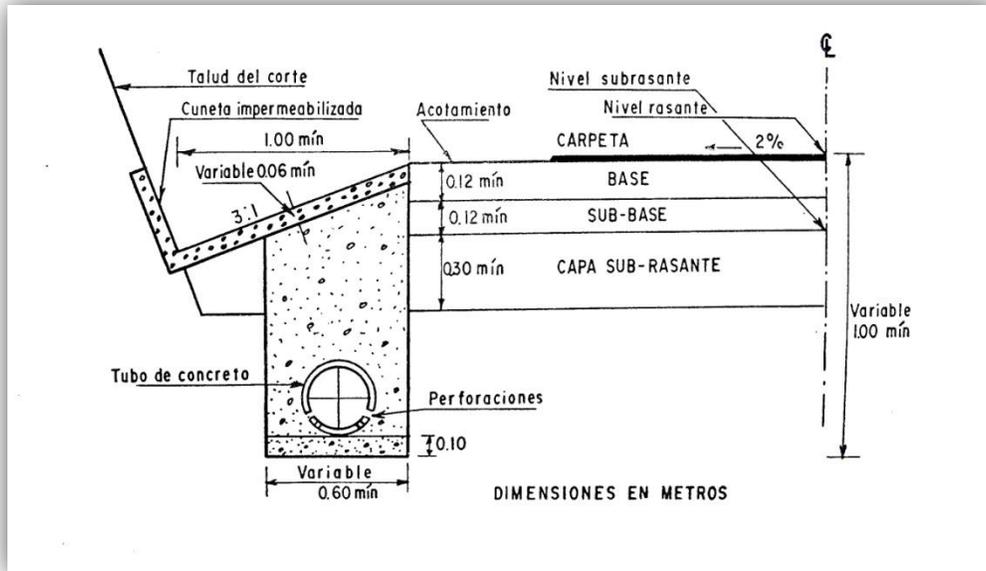


Fig. 3.10. Detalle de la sección transversal de un subdrén longitudinal de zanja, de acuerdo con la práctica mexicana (ref. 18).

En ocasiones suele realizarse una combinación de subdrenes longitudinales con capas permeables, sobre todo cuando existen altas subpresiones que deben ser controladas, pues el diseño arrojaría una profundidad de zanja bastante considerable. Aquí interviene fundamentalmente el criterio ingenieril que se tenga para decidir qué método o métodos de

subdrenaje se emplearán. En términos generales se piensa que la capa horizontal drenante conviene para captar flujos que afectan esencialmente a un pavimento, con dirección de la filtración prácticamente vertical. Los drenes de zanja rinden sus mejores resultados cuando se trata de interceptar flujos que vienen por los taludes de un corte.

2) Subdrenes interceptores transversales

Los subdrenes interceptores transversales son dispositivos de drenaje análogos en principio, a los subdrenes de zanja y lo único que los distingue es la dirección en la que se desarrollan, que ahora es normal al eje de la vía terrestre (ref. 18). De no colocar el subdrén transversal interceptor, podría suceder que el flujo del agua proveniente del corte entrase en el terraplén, provocando en éste asentamientos o deslizamientos (fig. 3.11). Este tipo de drenes deben ser capaces de eliminar muy rápidamente las aguas que les lleguen, por lo que en ellos son particularmente críticos los requerimientos de permeabilidad; entendiéndose por rápidamente a la situación en la que el gasto entrante es igual al gasto saliente.

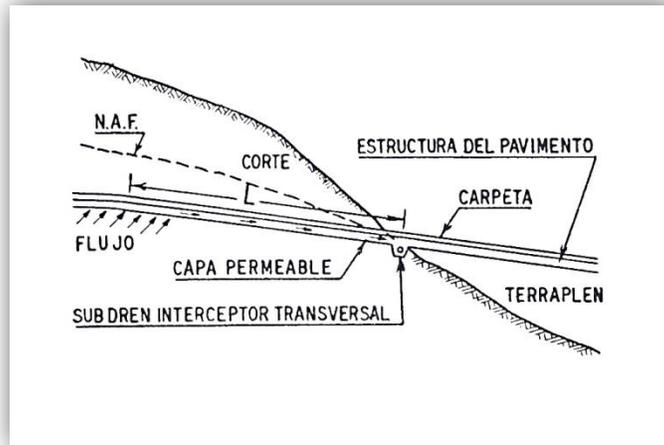


Fig. 3.11. Subdrén interceptor transversal (ref. 18).

3) Drenes de penetración transversal

Los drenes de penetración transversal denominados por la práctica americana drenes horizontales, son instalaciones de subdrenaje que responden específicamente a la necesidad de abatir del interior de los taludes del corte, las presiones generadas por el agua, que sean susceptibles de provocar la falla del corte. Consisten sencillamente en tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía, para captar las aguas internas y abatir sus presiones neutras (presiones de poro). El tubo se coloca con una inclinación hacia la vía comprendida entre 5 % y 20 %, siendo 10 % una pendiente muy común (ref. 18). Este tipo de drenes suelen utilizarse también para estabilizar laderas; dichos drenes deben cubrir con amplitud las masas de suelo susceptibles de deslizarse. Para ello se debe conocer la trayectoria de falla del talud, la cual puede obtenerse de forma aproximada, dibujando un perfil del talud con las superficies de falla probables (fig. 3.12).

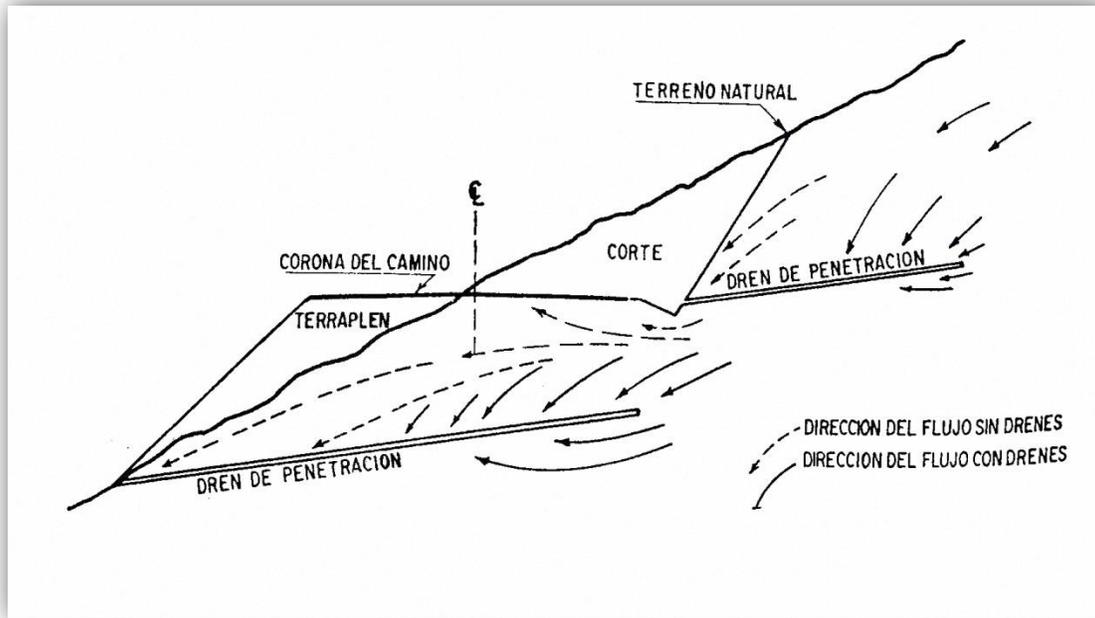


Fig. 3.12. Esquema de la influencia de los drenes transversales de penetración en una sección en balcón (ref. 18).

Las dos formaciones donde es probablemente más difícil instalar drenes transversales son las arenas finas limosas y los suelos que contienen grandes boleos y fragmentos de roca; la primera por su tendencia a derrumbarse y formar cavidades durante la perforación, y la segunda por las dificultades producto de la dureza y heterogeneidad, que restan eficiencia a la operación y elevan los costos.

El objetivo fundamental de estos drenes es abatir las presiones de poro, y en consecuencia aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. En un talud resulta fundamental la estabilidad del mismo, por lo cual el éxito no debe medirse por la cantidad de agua que los drenes colecten, ya que ello depende fundamentalmente de la permeabilidad del suelo. El dren transversal lleva la presión atmosférica hasta donde penetra y establece una zona de influencia en toda la periferia, lo cual produce un beneficio en el volumen de suelo que está sobre dicho dren (ref. 18).

4) Pozos de alivio

Por otra parte los pozos de alivio son perforaciones verticales del orden de 0.40 m — 0.60 m de diámetro, dentro de las cuales se coloca un tubo perforado de 10 — 15 cm de diámetro. El espacio anular que queda entre ellos se rellena con material de filtro. Se han construido pozos hasta de 20 metros de profundidad y se colocan de forma tal que capten los flujos de agua perjudiciales; por ello su ubicación es ladera arriba de la zona que se desea proteger. Su misión principal es abatir la presión en el agua existente en capas profundas del suelo, a las que no es económico o posible llegar por excavación. Los pozos de alivio no suelen ser efectivos desde el punto de vista de eliminar toda el agua contenida por el suelo (ref. 18). Tampoco es su propósito el efectuar tal acción dado que también son bastante costosos, ya que cuentan con un sistema que elimina el

agua drenada por dichos pozos, por ejemplo bombeo, galerías o drenes de penetración transversal (figura 3.13).

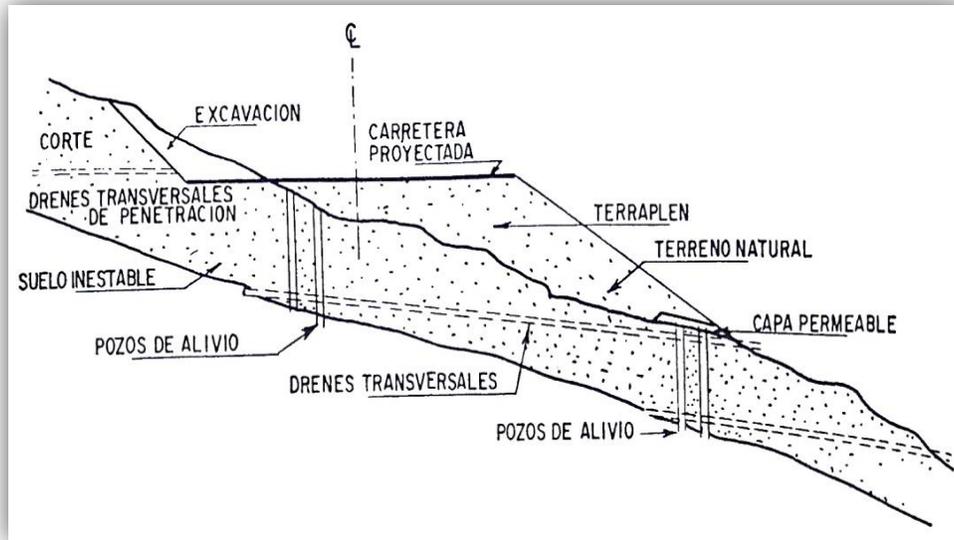


Fig. 3.13. Pozos de alivio combinados con drenes transversales de penetración (ref. 18).

5) Capas permeables profundas con remoción de material

Se puede pensar en el empleo de estas capas cuando bajo la zona en la que se colocará un terraplén, existe un estrato saturado de suelo de mala calidad, (en cuanto a consistencia si se trata de un suelo fino y compacidad, si el suelo es grueso) saturado y de espesor relativamente pequeño (máximo 4 m), y debajo de dicho estrato hay materiales de mucha mejor calidad. Para ello será necesario remover totalmente el suelo deficiente (fig. 3.14). La excavación para la remoción podrá recubrirse con una capa de 50 cm o un metro de material de filtro, disponiendo la correspondiente tubería perforada de captación, y un sistema de desfogue. Posteriormente la excavación se rellenará con material de buenas características, debidamente compactado.

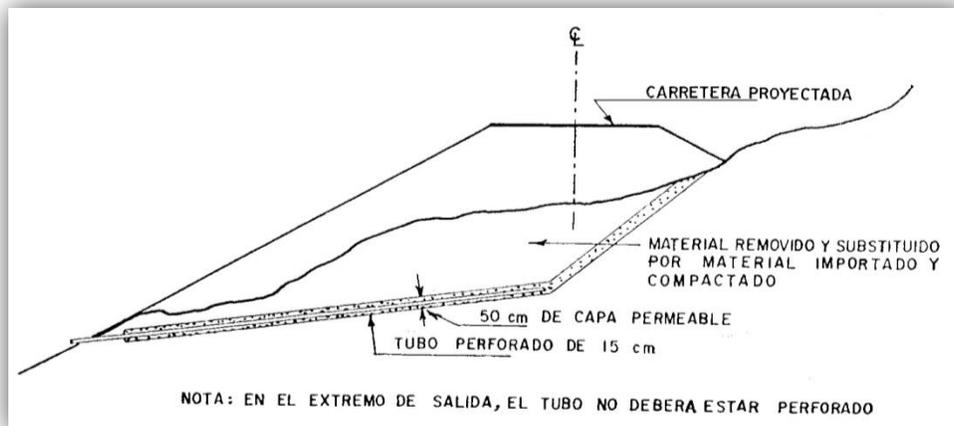


Fig. 3.14. Remoción de material blando y colocación de una capa permeable bajo terraplenes.

La capa drenante colocada evita que el relleno compactado sufra en el futuro los efectos adversos del agua. Adicionalmente el sistema permite que el terraplén se apoye a fin de cuentas en terreno firme, por lo que la solución debe verse como mixta entre mejoramiento de terreno de cimentación y subdrenaje. El límite lógico para esta solución es el espesor del material blando que cuando es grande, la hace prohibitiva por razones económicas (ref. 18).

6) Trincheras estabilizadoras

Una trinchera estabilizadora es una excavación dotada en su talud aguas arriba de una capa drenante con espesor comprendido entre 0.50 m y 1.00 m de material de filtro y un sistema de recolección y eliminación de agua en su fondo, el cual suele consistir de una capa de material de filtro del mismo espesor arriba citado, dentro de la cual hay tubería perforada (de 15 ó 20 cm de diámetro, o mayor si se espera gran gasto) para conducir rápidamente el agua captada, la cual, debe ser descargada de manera inofensiva mediante una tubería de desfogue (fig. 3.15).

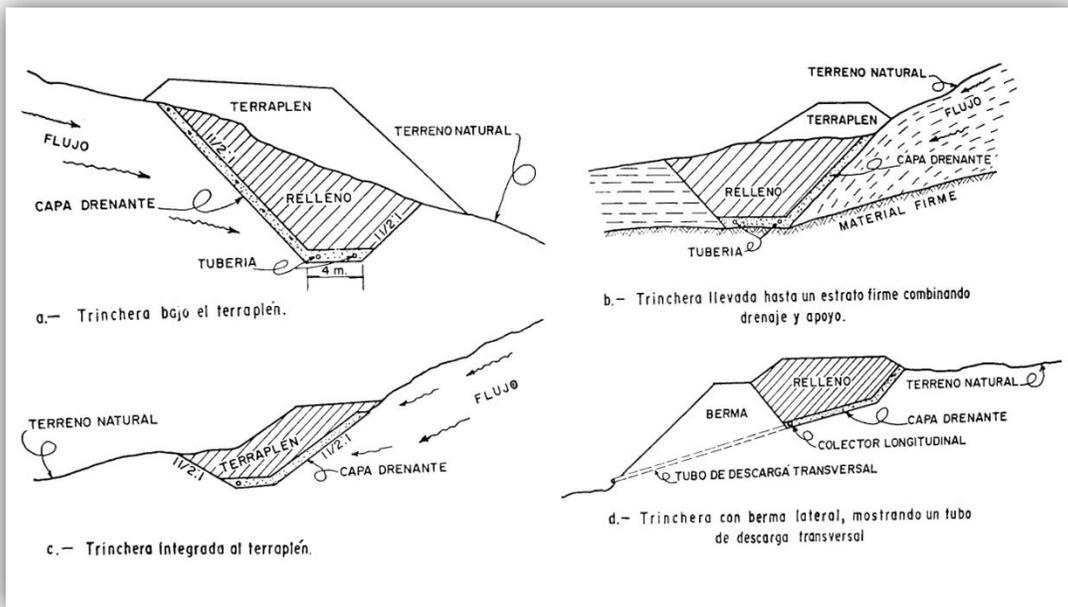


Fig. 3.15. Tipos de trincheras estabilizadoras.

Son dos las funciones que realizan las trincheras estabilizadoras de manera fundamental.

1. Realiza el subdrenaje del agua que fluye a través de la ladera natural. Ello incrementa la resistencia mecánica del suelo tanto ladera abajo, como ladera arriba de la estructura.
2. Con la sustitución del material presente en el sitio donde se construye la trinchera, por otro cuyas características son notablemente mejores; se restringen los mecanismos de falla del talud, pues el nuevo material funciona como una especie de soporte que detiene al suelo del lugar.

La práctica aconseja pensar en la utilización de trincheras estabilizadoras en aquellos lugares en los que, existan problemas de estabilidad y condiciones de flujo de agua dentro del talud (ref. 18).

De manera frecuente se realiza la construcción de este tipo de obras con su eje paralelo al camino; sin embargo también se ha detectado la presencia de este tipo de trincheras de manera normal a la vía terrestre, ello debido a las exigencias que impone la topografía del proyecto.

7) Galerías filtrantes

Las galerías filtrantes son túneles de sección adecuada que se construyen para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera natural que se utilice como terreno de cimentación de una carretera. Este tipo de obras se construyen frecuentemente siguiendo el eje transversal, y más abajo de la ubicación de la potencial superficie de falla, de modo que se puedan realizar las excavaciones necesarias para la construcción de las mismas sin ocasionar derrumbes.

Este tipo de estructura exige el cumplimiento de requisitos como la realización forzosa de sondeos y la instalación adecuada de instrumentación, ello con la finalidad de verificar su comportamiento en conjunto con el suelo. Es quizá por esta razón que la construcción de galerías filtrantes resulta ser costosa; por lo cual se ha recurrido a ellas cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad tal que sea imposible llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto y, prevalezcan en el lugar condiciones topográficas que hagan difícil el empleo de drenes transversales (ref. 18). Por último, es preciso expresar que en el campo de las vías terrestres, este tipo de galerías se han utilizado sobre todo en la corrección de problemas en zonas inestables de grandes proporciones, y raramente se construyen como método preventivo. En México por ejemplo, se utilizó este método para dar solución a los problemas generados por la falla en el km 19+300 de la Autopista Tijuana-Ensenada.

d. Los efectos capilares en el subdrenaje

La presencia del agua, sus efectos y su movimiento tienen un comportamiento complejo por arriba del nivel freático, caracterizado por la disminución del grado de saturación del suelo y la acción de fuerzas capilares. Puede afirmarse que de acuerdo con el comportamiento observado en estratos de suelo durante varios años, se distinguen tres capas o fases distintas por arriba del nivel freático, por lo que tomando en consideración a este último; tendríamos cuatro fases de suelo con condiciones de saturación variadas y comportamientos que obedecen leyes distintas.

La capa inicial del análisis que se pretende realizar es la que se encuentra por debajo del nivel freático y corresponde a un suelo totalmente saturado, en el cual, el esfuerzo efectivo está dado por el esfuerzo total menos la presión en el agua, que es la que actúa en toda el área de vacíos (ecuación 3.3; zona 1 de la figura 3.16).

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_w \dots\dots\dots 3.3$$

Donde:

σ = Esfuerzo total en el suelo.

$\bar{\sigma}$ = Esfuerzo efectivo del suelo (lo que resisten las partículas sólidas del suelo).

u_w = Esfuerzo o presión de poro (aquel producido por el agua presente en el suelo).

Sobre el nivel freático, el suelo también se encuentra saturado pero debido a efectos de tensión superficial, capilaridad y de interacción físico-química entre el agua y las paredes minerales de los pequeños conductos capilares en el suelo (zona 2 de la figura 3.16).

Las fuerzas resultantes de los efectos de tensión superficial son de *tensión en el agua* y generan presiones de poro negativas; esa tensión *augmenta* cuando el grado de saturación disminuye. Es debido a ello que dicha saturación se producirá hasta una cierta altura h_c llamada altura capilar, medida desde el nivel de aguas freáticas (NAF). Dentro de la zona capilar, la cual está comprendida entre el NAF y h_c , existe continuidad en el agua y la presión en ella sigue una ley hidrostática (ecuación 3.4).

$$u_w = h\gamma_w \dots\dots\dots 3.4$$

Donde:

h = Altura del agua dentro de la zona capilar.

γ_w = Peso volumétrico del agua, equivalente a $1\ 000\ kg/m^3$.

Existe una zona de saturación parcial, sobre la altura capilar del suelo, donde el grado de saturación disminuye rápidamente con la altura, es por ello que el agua ya no llena todos los vacíos. Pese a lo anterior, todavía existe continuidad en los contactos intercomunicados de las partículas sólidas del suelo; razón por la cual el esfuerzo efectivo del suelo ya no es el total menos la presión en el agua, puesto que ahora se debe considerar el aire que ha entrado a formar parte del volumen de vacíos (zona 3 de la figura 3.16).

Por encima de la zona de saturación parcial con continuidad en el agua hay otra zona, también con saturación parcial, pero con un grado de saturación todavía menor y decreciente con la altura, de tal forma que se rompe ya la continuidad en el agua; por tanto, tampoco hay ley hidrostática de presión. En esta zona el agua desarrolla *meniscos* en los contactos entre las partículas sólidas del suelo; mientras que el esfuerzo en el agua depende del radio del menisco desarrollado. De manera formal se conoce como fase de agua discontinua-aire continuo (zona 4 de la figura 3.16).

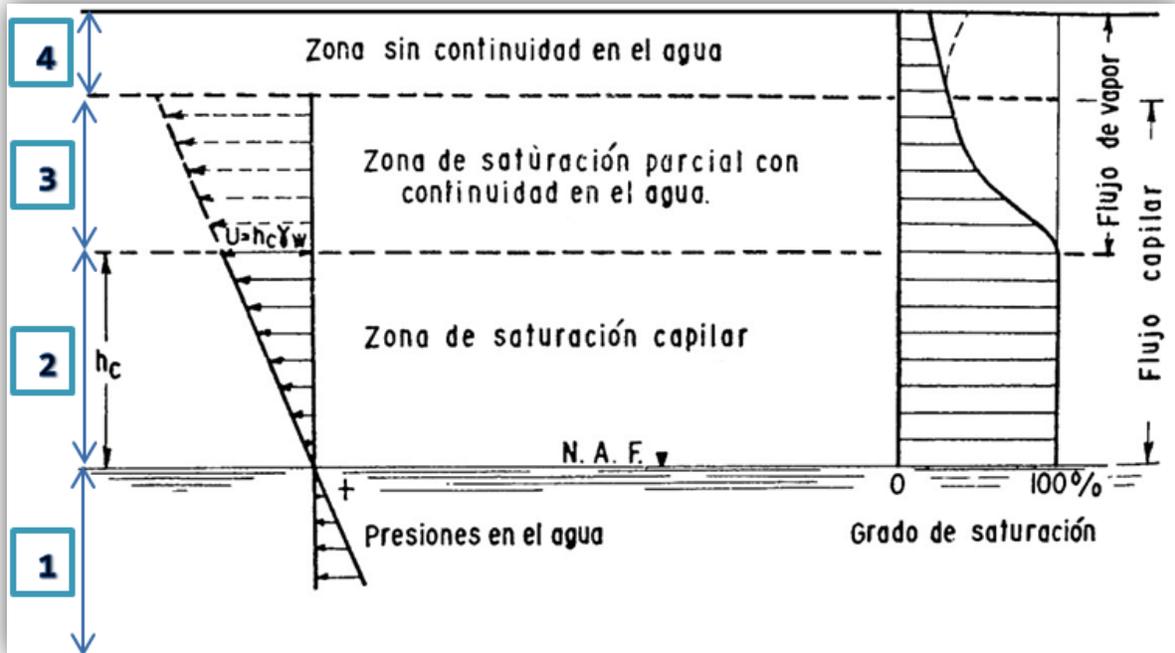


Fig. 3.16. Dependiendo de las condiciones de saturación de un suelo, éste presenta comportamientos variados acordes con la forma en que se da el equilibrio del agua sobre el NAF (ref. 18).

En todas las zonas de saturación parcial, tanto donde hay como donde no hay continuidad en el agua, existe también agua vaporizada susceptible de moverse. El cómo lo haga o el que a fin de cuentas se mueva depende del gradiente de presión del vapor que pueda existir. Por ejemplo, la evaporación superficial reduce la tensión de vapor en las capas superiores e induce la correspondiente ascensión de agua. Si en la superficie la temperatura disminuye en demasía, ocurre lo mismo, y lo contrario si se eleva (ref. 18).

Solamente puede ocurrir flujo de agua capilar en la zona de saturación parcial en la que hay continuidad en el agua. Si hay equilibrio, la tensión capilar debe ser igual a la presión hidrostática $h\gamma_w$ y no habrá movimiento; si la tensión capilar cambia, aumentando o disminuyendo, se producirá el correspondiente flujo de agua. La evaporación en las capas superiores de la zona de saturación parcial disminuye el grado de saturación, disminuyendo también los radios de los meniscos del agua en los vacíos del suelo, con lo que aumenta el efecto de la tensión capilar. Paralelamente, como un resultado de la pérdida de agua, el espesor de la zona de saturación disminuye al valor h'_c . En el nuevo nivel h'_c (nueva frontera entre la zona saturada y la no saturada), la tensión capilar se mantiene en la que era antes al nivel h_c , modificándose por ello en lo necesario los meniscos del agua; aun así, es mayor que la presión hidrostática al mismo nivel, la cual vale solamente $\gamma_w h'_c$ (fig. 3.17 a). En consecuencia, se producirá un *flujo ascendente* con un *gradiente hidráulico* que tiene el valor que se muestra a continuación (ref. 18).

$$i = \frac{\Delta u / \gamma_w}{h_c'}$$

Esta es la razón por la cual en las regiones áridas y de intensa acción solar ocurre un continuo flujo de agua hacia la superficie de los suelos. El agua ascendente arrastra sales que se quedan en la zona de saturación parcial como residuo de la evaporación del agua. En regiones húmedas la evapotranspiración intensa también produce efectos muy similares a los ocasionados por la evaporación del agua.

Por otra parte cuando se coloca una estructura sobre el terreno natural, por ejemplo un terraplén, se dificulta la evaporación de la zona cubierta, a tal grado que muchas veces llegan a impedir por completo la salida del agua. Ello trae consecuencias porque se produce un cambio en las propiedades mecánicas de los suelos con el aumento del contenido de agua, por lo cual, el equilibrio estático se alcanza para este caso, con una elevación de la línea de saturación capilar (fig. 3.17 b). Este efecto lógicamente se presentará con mayor rigor en zonas de intensa acción solar en las que la evaporación que se impide es muy importante, también; cuando se produce el aumento en el contenido de agua de suelos próximos a la superficie, se tienen consecuencias graves; pues es lógico pensar que los suelos finos de estas zonas estaban originalmente altamente desecados, por lo que efectos tales como la expansión pueden mostrarse con la máxima peligrosidad.

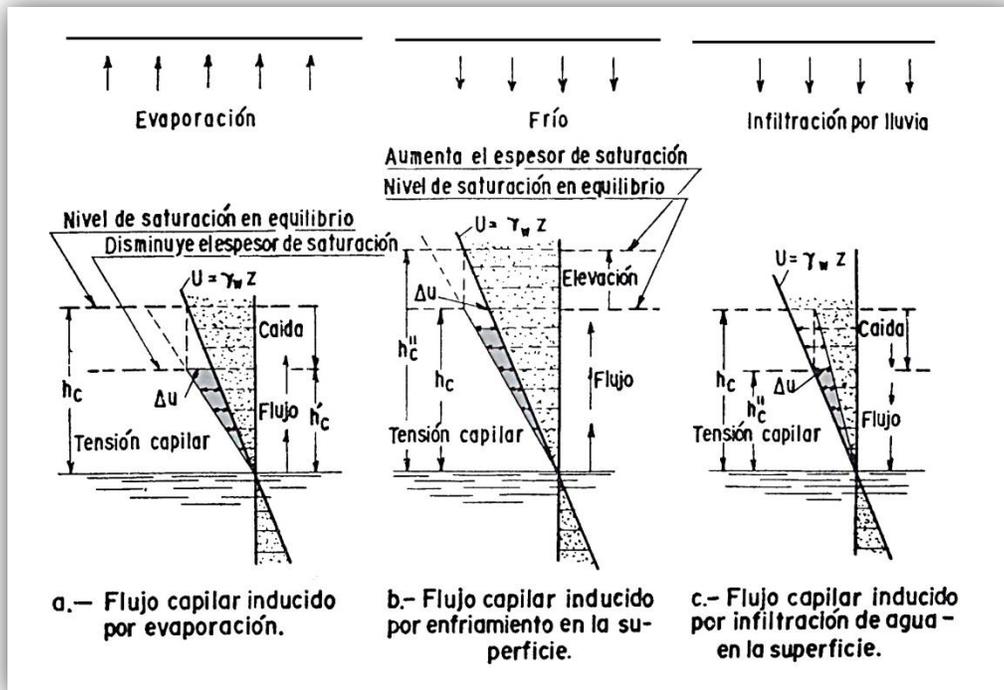


Fig. 3.17. Casos de flujo capilar.

Otra posibilidad de ocurrencia del fenómeno expuesto en la (fig. 3.17 b) es que la temperatura sobre la superficie del terreno disminuya en demasía y con brusquedad. Con ello la tensión capilar aumentará en un valor Δu al nivel h_c , y consecuentemente, se producirá una elevación capilar hasta el nuevo nivel h_c'' .

La parte c de la figura 3.17 muestra otro caso de interés práctico en la ingeniería de caminos, y que corresponde al aumento del grado de saturación del suelo próximo a la superficie por infiltración de agua, por ejemplo de lluvia. Ahora se producirá un aumento en el radio de los meniscos, con la correspondiente reducción de la tensión capilar, de manera que la altura de ascensión descenderá, produciéndose una alimentación del agua subterránea (ref. 18).

Por último es pertinente destacar que en las arenas raras veces se tendrán problemas de tensión superficial y ascensión capilar, dado que los espacios vacíos entre sus partículas sólidas limitan la magnitud de estos esfuerzos. La experiencia demuestra que en caso de encontrar niveles freáticos muy profundos, tampoco se producirán cambios importantes en los contenidos de agua superficiales.

e. Algunos aspectos del subdrenaje en carreteras

Los métodos de subdrenaje descritos en apartados anteriores resultan ser de manera frecuente muy eficientes en su utilización, por lo cual también son beneficiosos; sin embargo debe tenerse muy en cuenta el costo de construcción de los mismos, el cual resulta ser en múltiples ocasiones bastante elevado. Esta afirmación conduce de manera inmediata al análisis sobre si el subdrenaje debe ser una parte constitutiva de un proyecto carretero en forma rutinaria, o si solamente se deberá optar por su utilización de manera alternativa.

En realidad no existe una postura que se defina a favor de cualquier alternativa, lo que sí influye determinantemente es el criterio del ingeniero, el cual, resulta ser bastante subjetivo. Para emplear adecuadamente esta arma que todo profesional de la ingeniería se forja con el tiempo, la experiencia y los conocimientos; resulta imprescindible comprender tres premisas referentes al funcionamiento de obras de subdrenaje, y que de acuerdo con los ingenieros Rico y del Castillo (1978) son las siguientes.

1. El objetivo fundamental de una obra de subdrenaje es *modificar* un estado de presiones neutrales (presiones de poro), las cuales son poco favorables para la estabilidad de una masa de suelo.
2. Las obras de subdrenaje hacen que la dirección de las fuerzas de filtración se modifique de forma tal, que sus efectos se vuelvan inofensivos evitando así daños.
3. Es totalmente falso que el objetivo principal o único de una obra de subdrenaje sea la eliminación de agua del suelo.

Con lo antes enlistado se ya puede emprender un viaje por el único camino disponible para abrirse paso hacia la solución de una problemática en especial, esto es; se tendrá la capacidad de proponer soluciones tecnológicas a los diversos problemas en términos del *beneficio* que con el

subdrenaje se obtenga para el camino, situado en relación al costo que se deba cubrir para obtener tal beneficio y, en relación al costo que se pagaría de no existir el subdrenaje. Siempre tomando en cuenta que los objetivos del subdrenaje en carreteras son ligeramente diferentes en los cortes, en los terraplenes o en la superficie de rodamiento, es decir; que no existen reglas establecidas para el empleo de uno u otro método, lo que sí se debe emplear con todo rigor es el ingenio y la capacidad de innovación, para no estar sujetos a soluciones hechas en el pasado que probablemente no funcionarán en el caso particular que se desea resolver.

3. Precarga

Estrictamente este método se refiere a la aplicación de una carga temporal en el sitio de construcción con el firme objetivo de mejorar las propiedades del suelo bajo su superficie. Frecuentemente la precarga se lleva a cabo antes de la construcción de una estructura, sin embargo también puede llevarse a cabo cuando la obra está por terminarse o cuando ya finalizó su construcción.

La referencia 19 afirma que es importante considerar que mientras otros métodos de mejoramiento de suelos son aplicables a casos particulares, el método de precarga no tiene restricciones de utilización para los distintos tipos de suelos que puedan existir; siendo el único impedimento, el factor económico, que en el caso de las carreteras se ha tenido que descartar en innumerables ocasiones dada la imposibilidad económica de costear una solución como esta.

La forma más usual de aplicar la precarga es apilar el material de relleno en la zona que se desea estabilizar; posteriormente el material se retira y se desplanta la estructura en el sitio. Otra forma de precargar es utilizar la estructura final como medio de aplicación de la carga, es decir; que el peso propio de la obra contrarreste las fuerzas que hacen inestable al suelo. En el caso de los pavimentos sobre suelos expansivos, las capas superiores de estos, deberán ser lo suficientemente gruesas para que su peso ejerza una presión mayor o igual que la presión de expansión máxima que el suelo es capaz de ejercer hacia arriba en contacto con el agua. Resulta por lo tanto necesaria la combinación de este método con otro tipo de solución como el subdrenaje o los geosintéticos, ya que el costo de la superficie de rodamiento (que es la capa cuyo peso debe ser bastante grande), superaría por mucho el costo que ofrecen otras soluciones de gran calidad.

El Ingeniero Luis Ramos Jiménez, quien dirige la supervisión de proyectos carreteros en el Departamento de Geotecnia y Pavimentos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México, ha exhibido la realización de una intensa búsqueda de soluciones a la problemática planteada por suelos expansivos, cuyo costo sea mínimo y su eficacia máxima. Razón que ha despertado diferentes planteamientos tendientes a optimizar las características antes anotadas, y se han obtenido resultados muy satisfactorios, pero aplicados a situaciones particulares. En ese sentido, el Ingeniero afirma que la estabilización mecánica desde el punto de vista técnico resultaría excelente para neutralizar la presión de expansión de un suelo; sin embargo no es económicamente adecuada en pavimentos, por lo que su utilización queda sujeta al análisis de la combinación de éste con otro tipo de métodos para lograr la viabilidad económica.

Otro tipo de precarga es el que se realiza en suelos altamente deformables (arcillas de alta plasticidad, expansivas o no), en el cual se aplica la carga necesaria para ejecutar la estabilización, mediante el empleo de fragmentos de roca triturada que se colocan apilados y se distribuyen sobre el área de cimentación del camino formando capas. Debido a la acción del peso propio, los fragmentos de roca se hundirán en el estrato deformable hasta llegar a una profundidad en la que dejarán de penetrar el suelo. Por encima de la primera capa se colocarán las subsecuentes en la cantidad que sea necesaria para formar una estructura cuya forma en el fondo es irregular, pero muy estable en conjunto, la cual recibe el nombre de *pedraplén* (fig. 3.18).

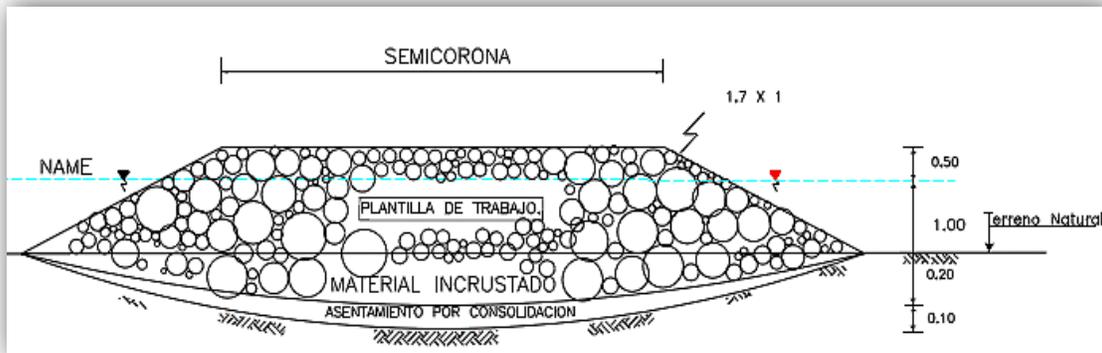


Fig. 3.18. Pedraplén diseñado para mitigar los efectos de expansión de un suelo.

Los pedraplenes funcionan como mitigantes de los efectos negativos posibles que los suelos altamente plásticos podrían ocasionar en los pavimentos; esto es, si se trata de una arcilla expansiva se realiza una excavación (se abre caja) con una profundidad determinada, y se vacía directamente el material granular (fragmentos de roca y algunas gravas). En este caso el pedraplén funcionará bajo el principio de que en el momento que tenga lugar el aumento de volumen del suelo que yace por debajo, los espacios vacíos (que son relativamente grandes) serán ocupados por el material en expansión y con ello no habrá cambio alguno en las capas superiores del camino. En cambio si el material es una arcilla altamente deformable en la que el riesgo de expansión es muy bajo, se vaciará directamente el material granular en el sitio de construcción hasta que no se detecten hundimientos en la estructura.

Se pueden ejecutar trabajos de excavación completa o excavación parcial (caja) dependiendo de las características del estrato de suelo; así, la excavación completa se realiza cuando los espesores del material expansivo poco resistente son pequeños. Una posibilidad es tirar el desperdicio inmediatamente al lado de la excavación de modo que se eviten costos por concepto de acarreos. La profundidad a que deba considerarse la remoción total del terreno de cimentación de un camino es variable y depende del proyecto; se ha hecho hasta 10 metros de espesor de suelo.

La excavación parcial es un procedimiento recomendable si la resistencia del suelo crece con la profundidad. También se usa como ayuda para el empleo de otros métodos constructivos como el de desplazamiento, el cual consiste en tirar el material que constituirá al terraplén sobre el suelo poco resistente. Debido a los pesos volumétricos de cada uno de ellos, el material de relleno

desplazará al suelo fino y se irá acomodando de manera gradual en todo el ancho permitido por el material blando. Llegará un momento en el que la zona de contacto entre los dos materiales impedirá que siga existiendo desplazamiento. Es cuando se dice que se ha logrado conseguir la estabilidad del terreno de cimentación por desplazamiento (también conocido como método de punta-flecha, figura 3.19). El material de relleno que mejor ha funcionado es el granular.

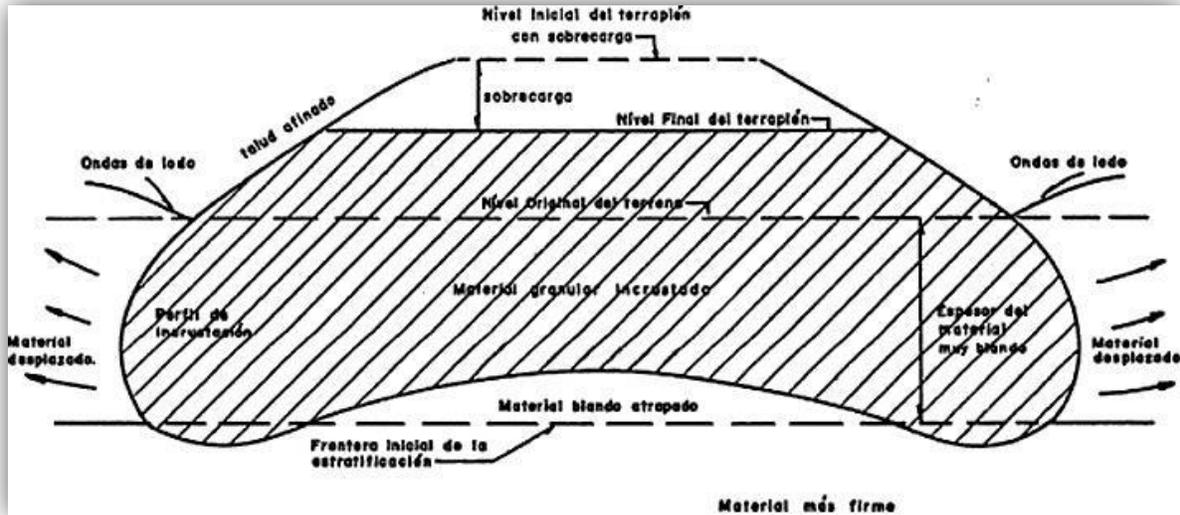


Fig. 3.19. Empleo de un sistema compuesto por geomembranas para evitar el contacto entre dos materiales cuya interacción podría perjudicar la estructura de pavimento que se pretende construir (ref. 9).

Cuando los suelos blandos (muy compresibles) se consolidan bajo precarga, se incrementa su densidad, razón por la que a este proceso también se le conoce como densificación del suelo. La consolidación se manifiesta como ya se ha expresado por el asentamiento de la superficie original del terreno. Durante la densificación el contenido de agua, la relación de vacíos y el coeficiente de permeabilidad disminuyen. En contraparte se incrementan la resistencia al esfuerzo cortante (s), el módulo de compresibilidad (m_v) y la resistencia a la penetración (VRS). Otros de los efectos producidos son:

- Aumento de los esfuerzos laterales del suelo.
- La consolidación secundaria se reduce.
- El suelo se convierte en una estructura considerablemente más estable.

4. Estabilización con geosintéticos

Se designa con el nombre genérico de geosintético a aquel producto manufacturado destinado a mejorar las propiedades del suelo de construcción; o bien al remplazo del mismo (ref. 20). Los geosintéticos se caracterizan por ser productos en los que, por lo menos uno de sus componentes está basado en polímero sintético o natural, y se presenta en forma de filtro, manto, lámina o estructura tridimensional, usada en contacto con el suelo o con otros materiales dentro del campo de la geotecnia o de la Ingeniería Civil.

Existen varios campos de aplicación de los geosintéticos en el mundo de la construcción y la edificación como son: obras viales, obras hidráulicas, sistemas de control de erosión, aplicaciones en obras de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, entre otras. La fabricación de los geosintéticos comprende procedimientos principalmente de extrusión, tecnología textil o ambas tecnologías: textil y plástica.

Los geosintéticos se derivan de fibras artificiales, compuestas básicamente de polímeros como polipropileno, poliéster, poliamida y polietileno, siendo los 2 primeros los de mayor utilización en la actualidad. En ese sentido los tipos de geosintéticos más comunes utilizados en el campo de la ingeniería son los geotextiles, las geomallas, las geomembranas, las georedes, los geocompuestos y los mantos para control de erosión; los cuales se derivan de la unión de las características y cualidades de cada uno de los anteriores (ref. 21).

En los mercados actuales cada vez se introducen más novedades en cuanto a tipos de geosintéticos, por lo que actualmente se cuenta con una amplia gama de productos destinados a cumplir funciones específicas; dichos productos en combinación con elementos naturales del suelo, dan origen a sistemas donde el resultado final es mayor que la suma de las características individuales de cada componente. Esta sinergia es aprovechada en cada diseño para permitir la utilización racional y conservación de los recursos naturales.

Son diversos los problemas que pretenden resolverse con la ayuda de geosintéticos, pues van desde aquellos donde se desea aumentar el factor de seguridad de un talud, hasta los que aíslan una parte de suelo para no verse afectado éste por agentes externos como la humedad. En el caso de las carreteras sobre suelos expansivos, puede recurrirse al empleo de una geomembrana con la que sea posible cubrir por completo la sub base y la base para que no se produzcan los cambios en el contenido de agua de éstas, cuyos efectos ya se han descrito con anterioridad.

Emplear una geomembrana para aislar el material expansivo resulta ser una solución brillante a la problemática que plantean este tipo de suelos en los caminos, sin embargo, pudiera no ser la más adecuada económicamente hablando, ya que la fabricación de los geosintéticos es generalmente costosa, debido a las características que deben poseer para ser una solución adecuada al problema que pretende ser resuelto. Esta razón es la causa de que se vuelva a insistir en la importancia que posee el realizar detalladamente la evaluación del proyecto.



Fig. 3.20. Empleo de un sistema compuesto por geomembranas para evitar el contacto entre dos materiales cuya interacción podría perjudicar la estructura de pavimento que se pretende construir (referencia 24).

C. Estabilización química

Cuando se realiza la estabilización de un suelo se deben tener presentes las variaciones que sufrirá dicho suelo en cuanto a estabilidad volumétrica, a resistencia mecánica, a permeabilidad, a durabilidad y a compresibilidad.

El diseño de estabilizaciones con agentes que cambian las propiedades del suelo, consiste en llevar a cabo una adecuada clasificación del suelo con la finalidad de determinar el tipo y la cantidad de agente estabilizante; así como el procedimiento para efectuar dicha estabilización. El método de diseño obviamente depende del uso que se pretenda dar al suelo. En la tabla 3.6 se presenta la respuesta de los principales tipos de suelos a la estabilización con diversos aditivos.

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

TABLA 3.6 RESPUESTA A LA ESTABILIZACIÓN DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS (REF. 13)

Componente dominante	Estabilizante recomendado	Objetivos
Arenas	Arcilla de baja plasticidad	Para estabilización mecánica.
	Cemento Portland	Incrementar el peso volumétrico y la cohesión.
	Asfaltos	Incrementar la cohesión.
Limos	Dependerá del tipo de minerales que contenga.	-----
Alófanos	Cal	Acción puzolánica e incremento en el peso volumétrico.
Caolín	Arena	Para estabilización mecánica.
	Cemento	Para resistencias tempranas.
	Cal	Trabajabilidad y resistencia tardía.
Ilita	Cemento	Igual que el caolín.
	Cal	Igual que el caolín.
Montmorilonita	Cal	Trabajabilidad y resistencia. Reducción de expansiones y contracciones.

En lo que sigue se presenta, en forma muy breve, lo más importante sobre el uso de algunos aditivos empleados para la estabilización de suelos expansivos.

1. Tratamiento de suelos expansivos con cal

Químicamente hablando, la cal se relaciona solamente con el óxido de calcio (CaO); sin embargo, en el uso común, el término incluye los productos de la calcinación de calizas calcíticas o dolomíticas. Las cales calcíticas (con alto contenido de calcio) se obtienen mediante la calcinación de rocas calcáreas (calcitas, calizas calcíticas, conchuelas, etc.); las cuales contienen del 95 al 99 por ciento de carbonato de calcio (CaCO_3). Las cales dolomíticas se obtienen de la calcinación de calizas dolomíticas o de dolomías que contengan de 30 a 40 por ciento de carbonato de magnesio (MgCO_3); siendo el resto carbonato de calcio.

Resulta evidente que de acuerdo con el tipo de cal utilizada se obtendrán resultados más o menos satisfactorios en cuanto a la resistencia del suelo y su estabilidad volumétrica. En la calcinación comercial de las calizas se cuenta con dos tipos de caleras: la calera vertical y la calera rotatoria. Estas se forman por cilindros metálicos recubiertos con tabique refractario, sólo que la primera se encuentra en posición vertical y la segunda tiene una inclinación de 1.00 a 1.50 %, además de que posee la capacidad de girar para brindar una calcinación más uniforme. De las caleras rotatorias se extrae un producto cuyas partículas se encuentran redondeadas; mientras que en las caleras verticales, éste queda anguloso. Ambos se muelen y se criban en una malla cuya abertura es 2". A este producto se le conoce como cal viva, la cual, aún no está lista para ponerse a la venta. Para ello se le agrega agua suficiente, cuyo objetivo es satisfacer la afinidad química que tiene la cal viva hacia la humedad bajo condiciones de hidratación. Al producto se le conoce como cal seca o cal hidratada, pues el óxido de calcio se transforma en hidróxido de calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$, que en el caso

de las cales dolomíticas va acompañado de hidróxido de magnesio $Mg(OH)_2$. Dado que al hidratarse la cal se produce calor, el tipo de reacción que ocurre es exotérmico, lo cual; ocasiona un incremento de volumen por lo que los grumos de cal se transforman en polvo durante ese proceso. Luego se almacena el producto durante 48 horas en tanques especiales para permitir la evaporación de la humedad excesiva, luego de ese lapso de tiempo ya está lista para ser envasada y comercializarse.

En el tratamiento de suelos arcillosos mediante la cal permite observar alguno o varios de los efectos que a continuación se enlistan.

- Se reduce el índice plástico en forma considerable, lo cual, se debe generalmente a un pequeño incremento en el límite plástico y una reducción considerable en el límite líquido.
- El agua y la cal colaboran para acelerar la disgregación de los grumos de arcilla durante la operación de pulverización, lo que facilita la trabajabilidad.
- Se reducen los efectos aglomerantes.
- En áreas pantanosas o en donde los suelos tienen humedades superiores a la óptima, la aplicación de la cal facilita el disgregado del suelo, lo que a su vez propicia un secado más rápido.
- Las contracciones y expansiones debidas a cambios de humedad se reducen considerablemente.
- La resistencia del suelo a la compresión se incrementa. Asimismo también el valor relativo de soporte (VRS) aumenta.
- La capa estabilizada proporciona una excelente plataforma de trabajo para la construcción de las capas superiores de la sección estructural de un camino.

La cal al modificar la composición mineralógica de la arcilla, cambia sus respuestas al agua, reduciéndose la plasticidad y teniéndose menores cambios volumétricos con las variaciones de humedad del suelo. También se ha observado que el incremento en la temperatura acelera en mucho la reacción de la cal y permite una cristalización más rápida de las nuevas partículas sólidas de suelo formadas.

Debe tenerse presente que es indispensable la presencia de agua para tener éxito en el tratamiento, y que la presencia de carbonatos y materia orgánica en el suelo, inhiben la acción de la cal. Asimismo hay que considerar la necesidad de utilizar cales de buena calidad, es decir; que contengan un alto porcentaje de cal libre (hidróxido de calcio), y que además la cal se presente como un polvo muy fino y no carbonatado. Con ello se evitan respuestas mediocres en la estabilización.

Para ejemplificar se presenta un estudio realizado por el "Laboratorio Central des Ponts et Chaussés", francés. Se eligieron para la investigación de los efectos de la estabilización de arcillas con cal, tres muestras representativas de los suelos arcillosos de Francia y tres arcillas de uso común en ingeniería (ref. 13) véase tabla 3.7.

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

TABLA 3.7. CONTENIDO APROXIMADO DE MINERALES ARCILLOSOS EN SUELOS ESTUDIADOS, DETERMINADO CON DIAGRAMAS DE RAYOS X, ANÁLISIS QUÍMICO, ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO Y CAPACIDAD DE INTERCAMBIO CATIONICO (REF. 13).

Mineral arcilloso Muestra	Caolinita [%]	Ilita [%]	Montmorilonita [%]
Arcilla Barremiana	30 — 35	5 — 10	0
Arcilla Albiana	5 — 7	45 — 50	0
Arcilla de Valentigny	5 — 7	15	15
Caolín	95 — 100	0	0
Montmorilonita	0	0	> 90
Bentonita	0	0	> 90

TABLA 3.8. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES ARCILLOSOS EMPLEADOS (REF.13).

	Arcilla Barremiana	Arcilla Albiana	Arcilla de Valentigny	Caolinita	Montmorilonita	Bentonita
% < 80 μ	83	100	100	100	100	98
% < 2 μ	43	68	50	70	55	65
% CO ₂ Ca (Carbonato de calcio)	0	< 5	47	0	0	0
Límite líquido [%]	41	45	46	71	165	450
Límite plástico [%]	16	20	23	36	42	36
Índice plástico [%]	25	25	23	35	123	414

En la Tabla 3.9 se muestra un resumen de la variación en los límites de consistencia para diferentes porcentajes de cal en los diferentes periodos de reposo y minerales arcillosos distintos. Ahí se puede observar que para las arcillas tratadas con 3 % de Ca (OH)₂, el límite líquido presenta aumentos sustanciales después de 24 horas de contacto. Si se incrementan los porcentajes de cal, el límite líquido decrece. Los valores obtenidos con 7 % de cal no son más que ligeramente superiores a los encontrados para el material no tratado. En la caolinita para un 20 % de cal, el valor del límite líquido aumenta ligeramente, mientras que en las montmorilonitas este valor disminuye prácticamente a la mitad. Es importante notar que para 90 días de reposo el valor del límite líquido prácticamente es nulo. El límite plástico aumenta en todos los suelos en las primeras

24 horas, sin importar el porcentaje de cal agregada. Este aumento es más sustancial que el encontrado para el límite líquido. Se tiene en consecuencia una reducción en el índice plástico sobre todo en periodos largos.

Lo anotado con anterioridad se debe a que la arcilla y la cal, al ser mezcladas, reaccionan entre sí y con el agua existente dando lugar a la formación de un "material artificial" poseedor de un límite líquido menor y un límite plástico mayor respecto a los que tenía el suelo original, disminuyendo consecuentemente el índice plástico (figura 3.21).

Los cambios en el límite líquido y el límite plástico son mucho más notorios en el caso de arcillas montmoriloníticas tratadas con el 20 % de $\text{Ca}(\text{OH})_2$. El índice de plasticidad pasa en efecto de 123 % a 15 % después de 24 horas de contacto. También es menester observar que la adición de cal no afecta más que moderadamente al material de Valentigny. Es posible que esto se deba a la presencia en cantidad abundante de carbonatos y materia orgánica lo que modifica desfavorablemente a la acción de la cal. Ello exhibe con gran notoriedad la variabilidad que presentan las arcillas en cuanto a comportamiento se refiere. En este caso se trata de seis tipos de material que difícilmente serán hallados en campo con las mismas características que acá se presentan, pues dependiendo de la zona en la que se encuentren tendrán componentes diversos de acuerdo con su historia geológica, mineralogía, contenido de agua y clima; por lo que nuevamente se recomienda atender la problemática de manera local y no depender de ciertas recomendaciones generales que pueden ser no aplicables al caso que se pretenda resolver.

En lo que respecta a los pesos volumétricos se nota que con la adición de cal se obtienen pesos volumétricos menores; pero mientras más alto sea el porcentaje de cal adicionada, el suelo se vuelve menos sensible al agua, es decir, que se tiene prácticamente el mismo peso volumétrico para variaciones amplias en la humedad. Ahora, si hablamos de compresión simple, se tuvo que solamente se presentaron diferencias notables al adicionar cal en el caso de la arcilla Barremiana, en la que por cierto, el mineral predominante es la caolinita.

Fundamentalmente la alteración de los minerales arcillosos mediante la cal y consecuentemente, la cristalización de nuevas especies de ellos, es el origen de las profundas diferencias exhibidas en el comportamiento de los materiales tratados, por un lado, y los naturales por el otro. Desde luego que la composición química de las arcillas ha influido tremendamente en los resultados obtenidos en el estudio al que se hace referencia y para el mineral con las características más expansivas, siendo el análisis el que sigue.

Montmorilonita. Las montmorilonitas se presentan como fuertemente reactivas con la cal, sufriendo profundas modificaciones al quedar en contacto con ella. Al sustituir un ion trivalente (Al^{+++}) por un ion divalente (Mg^{++}), a través del proceso conocido como sustitución isomorfa; se provoca una compensación mediante la entrada de iones positivos entre las láminas de sílice (SiO_2) y alúmina (Al_2O_3) del mineral, produciéndose entre estas, ligas relativamente débiles. La circulación de la solución de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, entre las láminas referidas, se lleva a cabo en una forma

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

rápida, de tal manera que la superficie en contacto con la solución agresiva sufre cambios prácticamente inmediatos, del tipo de intercambio catiónico, y una lenta acción puzolánica

TABLA 3.9. LÍMITES DE ATTERBERG OBTENIDOS EN MUESTRAS TRATADAS CON DIFERENTES PORCENTAJES DE CAL DESPUÉS DE 24 HORAS, 29 DÍAS Y 90 DÍAS DE CONTACTO (REF. 13).

Muestras tratadas con diferentes porcentajes	Cal adicionada en [%]	Límite líquido			Límite plástico			Índice plástico		
		24 h	28 d	90 d	24 h	28 d	90 d	24 h	28 d	90 d
Arcilla Barremiana	0	41			16			25		
	3	55	54		28	30		27	24	
	5	51	56		29	30		22	26	
	7	45	53	41	29	31	31	16	22	10
Arcilla Albina	0	45			20			25		
	3	55	56		34	34		21	22	
	5	49	57		31	38		18	19	
	7	48	50	46	32	38	38	16	12	8
Arcilla de Valentigny	0	46			23			23		
	3	53	49		30	32		23	17	
	5	51	55		29	35		22	20	
	7	50	50	46	32	34	35	18	16	11
Caolinita	0	71			36			35		
	20	87	82	10.5	47	52	8.5	40	30	2
Montmorilonita	0	165			42			123		
	20	87	90	—	72	< 4	—	15	—	
Bentonita	0	450			36			414		
	20	203	20.5	8	138	14	< 4	65	6.5	—

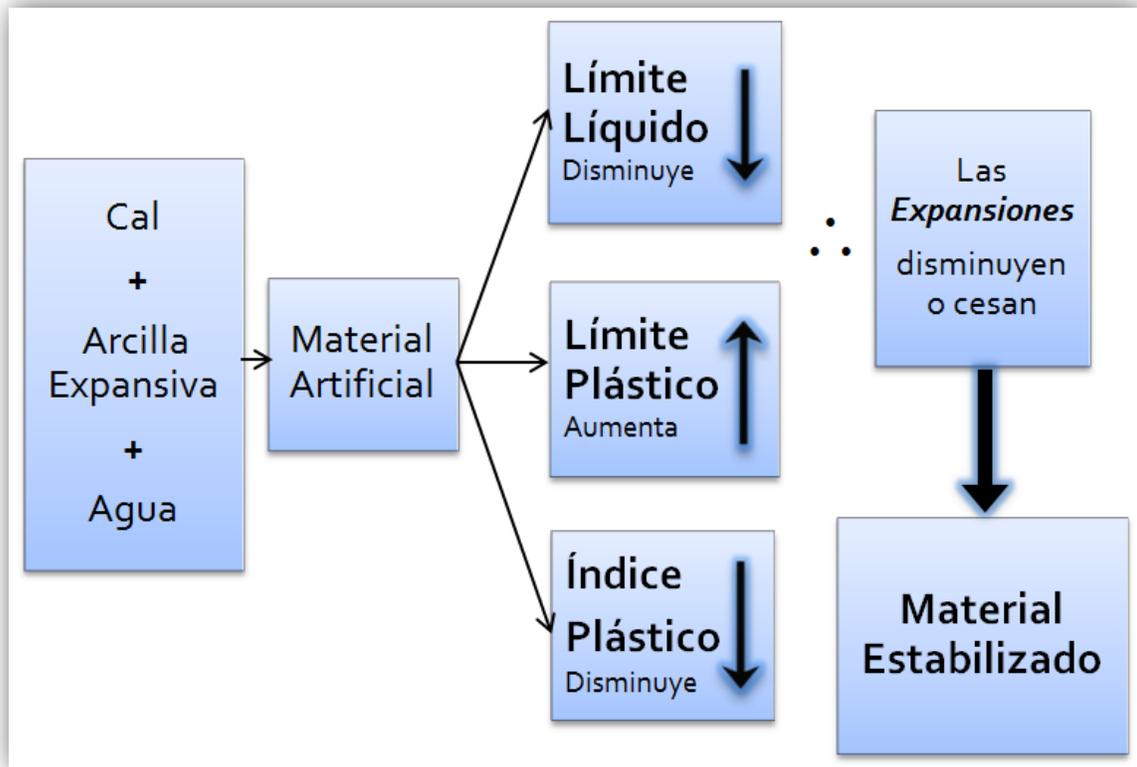


Fig. 3.21. Cuando se mezcla cal con arcillas expansivas y agua se origina un "material artificial" cuyo límite líquido decrece, su límite plástico aumenta y consecuentemente su índice plástico también disminuye. Lo anterior impacta positivamente en el suelo pues las expansiones disminuyen o cesan, con lo que se logra obtener la estabilidad volumétrica.

La acción de la cal sobre las arcillas se puede resumir en las siguientes dos fases (ref. 13).

- En la primera se tiene una reacción iónica. La adición de la cal a una arcilla corresponde a un aporte masivo de iones $(OH)^-$ y Ca^{++} . Los cationes de calcio se unen a las superficies de las láminas arcillosas por los efectos de intercambio catiónico, desarrollando fuerzas eléctricas suficientes para contribuir a la formación de puentes que unen a las partículas arcillosas. Esta acción, análoga a una floculación, ayuda en edades tempranas a modificar el material, aumentando o reduciendo el límite líquido, y aumentando en mayor escala al límite plástico; lo que resulta prácticamente en una reducción en el índice plástico. Asimismo el suelo se vuelve menos sensible al agua.
- Una segunda etapa, durante la cual, las arcillas reaccionan en forma más o menos vigorosa de acuerdo con la naturaleza del mineral arcilloso. Esta reacción se traduce por una degradación más o menos acelerada del mineral arcilloso y la aparición de especies minerales nuevas, responsables del aumento en la resistencia a la compresión simple (acción puzolánica).

El origen de la transformación de las arcillas por la cal, es la alta solubilidad del óxido de silicio o sílice (SiO_2), y del óxido de aluminio o alúmina (Al_2O_3), en un medio fuertemente básico, es decir;

en un medio en el que el pH se encuentra por encima de 12. Es durante los primeros momentos del tratamiento que se produce el ataque con el máximo de energía, (llamando ataque a la reacción que el hidróxido de calcio tiene con los minerales de arcilla) es decir, durante un mes aproximadamente. Paralelamente a dicho ataque, la sílice y el aluminio liberados se combinan con la cal para formar silicatos y aluminatos de calcio, los cuales se hidratan. Esta cristalización se prolongará durante tiempos muy largos, después del ataque, según se ha podido comprobar con pruebas de resistencia y con la difracción de rayos X.

En el caso de las estabilizaciones con cal, se puede observar que la adición de cal al suelo ocasiona una elevación instantánea en el pH del agua de remoldeo debido a la solución y disociación del hidróxido de calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Entre más alto sea el pH, mayor será la solubilidad de las capas de sílice y de alúmina, consecuentemente, los iones de calcio se combinarán con las capas anteriores y formarán gradualmente materiales cementantes.

En resumen las reacciones que se llevan a cabo entre los minerales de arcilla y la cal pueden dividirse en dos fases; se tiene una reacción rápida inicial del tipo iónico-floculación, y una segunda fase en la que se presentan reacciones de carbonatación, reacciones puzolánicas y la aparición de nuevos compuestos.

a. Diseño de La estabilización

Son diferentes los criterios para la elección del contenido óptimo de cal que se le debe adicionar a un suelo con características expansivas y en general a cualquier suelo fino que se pretenda tratar; ya que son muy diversos los factores que pueden influir en la estabilización, destacándose entre otros el contenido de materia orgánica, porcentajes de los diferentes minerales arcillosos presentes en el suelo, las características que se deseen modificar de dicho suelo, el tipo de cal a emplear, el porcentaje de finos y gruesos en el suelo, etc.

En el diseño de la estabilización de un suelo con cal, existe un elemento que se debe considerar seriamente y se llama "punto de fijación", el cual; es el punto en el contenido de cal más allá del cual, no se producen mejorías notables en el material aunque se continúe adicionando cal. En la figura 3.19 se puede observar que para aproximadamente el 5 % de cal, ya no aumenta más el límite plástico y podría estimarse a este punto como el de fijación.

Como ya se ha expuesto, el diseño de la estabilización se debe realizar buscando modificar la plasticidad de los suelos expansivos, así como su resistencia. En ese sentido, para determinar el llamado punto de fijación, se deben realizar pruebas de laboratorio en las que se relacione la variación de la resistencia a la compresión del suelo con el límite plástico, y así determinar el contenido de cal óptimo para el mejoramiento (fig. 3.23).

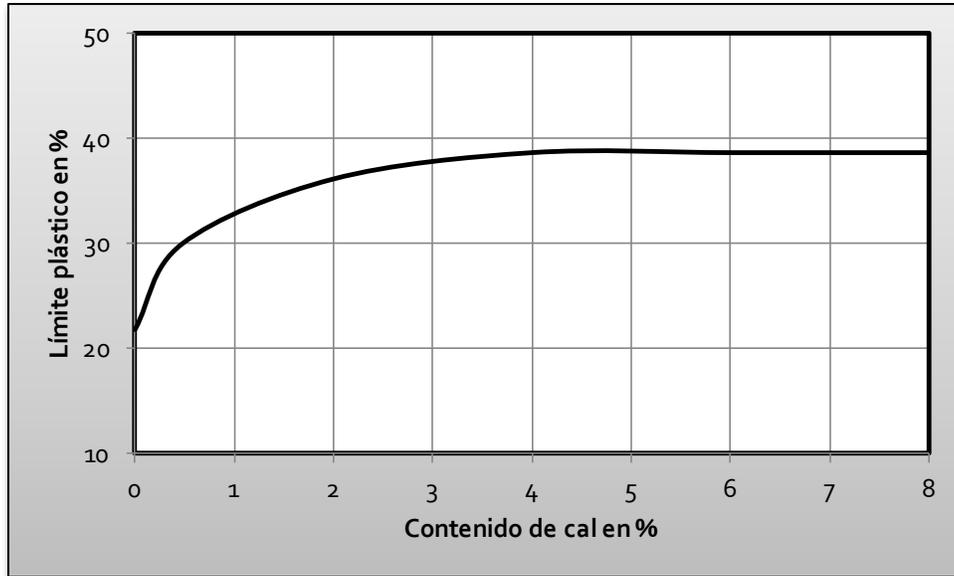


Fig. 3.22. Estimación del punto de fijación con base en el límite plástico (ref. 13).

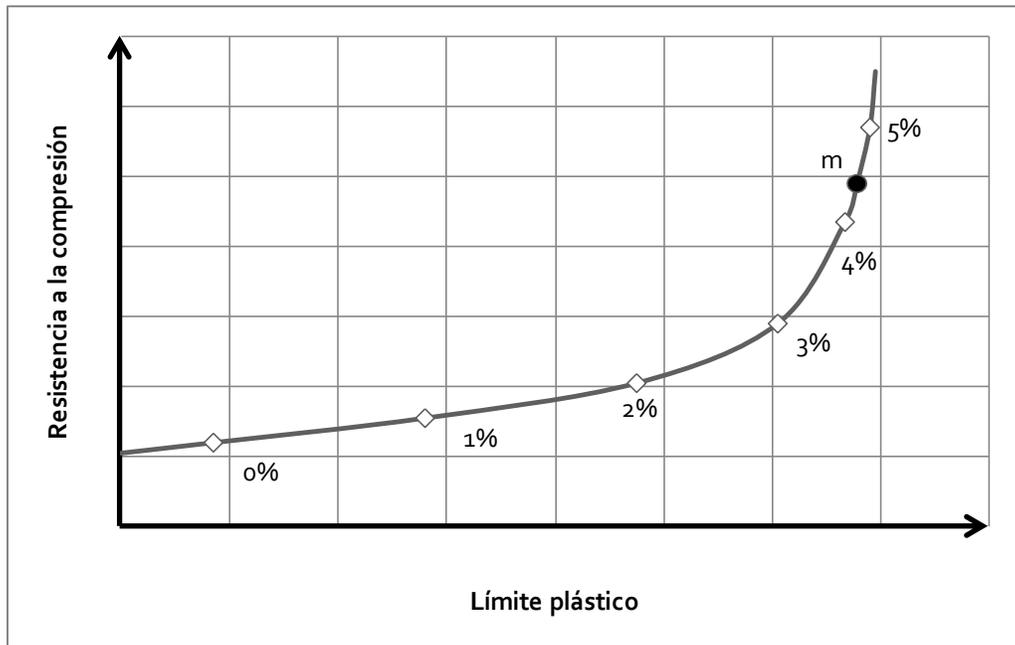


Fig. 3.23. Estimación del punto de fijación con base en pruebas de compresión simple y límite plástico (ref. 13).

Se puede observar en la figura anterior que para un contenido de cal arriba del 4 % ya no aumenta el límite plástico, sin embargo, se tienen todavía incrementos en la resistencia debido ya sea a la acción puzolánica de la cal con algunos minerales arcillosos, o bien al endurecimiento de la propia cal.

Resulta importante mencionar dos aspectos en lo referente al contenido óptimo de cal. El primero es que en algunas pruebas de laboratorio, por ejemplo límites de consistencia, se utiliza solamente material fino; mientras que en otras (por ejemplo compresión simple) se emplea a

todo el suelo muestreado. Lo anterior origina que los porcentajes de cal no sean los mismos en ambos casos, lo cual, puede tener serias consecuencias al dosificar en campo con los suelos reales; ya que son los suelos finos los que contribuyen en mayor parte a la reacción con la cal.

1) Método de California

Los ingenieros estadounidenses en el Estado de California, desarrollaron un método (Método de Hveem) en el cual se describe un procedimiento de diseño de estabilización de suelos con cal, para su empleo en la construcción de carreteras, en el cual; se llevan a cabo en las muestras de suelo varias pruebas que sirven para el diseño de la estructura del pavimento. Dichas pruebas son descritas a continuación de manera breve.

- *Determinación de la estabilidad del suelo compactado.* Se introducen especímenes de un suelo previamente compactado, en una cámara. Se aplica una carga vertical, la cual, provoca el desplazamiento lateral del suelo, deformando a la membrana y comprimiendo al líquido, que en consecuencia, produce una presión. Dicha presión se registra en el manómetro. Con los datos de la prueba se calcula el valor de "R" de estabilidad.
- *Determinación del valor de cohesiómetro.* Se coloca un espécimen de suelo compactado entre dos mordazas, una de ellas fija y la otra móvil. La mordaza móvil es accionada por un flujo de perdigones que se interrumpe automáticamente al fallar el espécimen a la tensión. Con los datos de la prueba se calcula lo que se conoce como valor de cohesiómetro.
- *Determinación de la presión de expansión.* En un molde, se coloca una muestra de suelo sobre la cual, se ponen unos dispositivos que impiden su expansión vertical. Se procede a saturar el espécimen, el cual reacciona contra una placa perforada a la que trata de levantar debido a la expansión que experimenta. Dicha placa se conecta mediante un vástago a otra placa que se encuentra calibrada y transmite de manera uniforme los esfuerzos producidos, para que al final éstos puedan leerse en un extensómetro.
- *Determinación de la presión de exudación.* Ésta se realiza mediante la medición de la carga necesaria para provocar la expulsión de agua en la muestra de suelo elegida para la prueba. Dicha medición se lleva a cabo mediante el empleo de dispositivos electrónicos.
- *Determinación de pesos volumétricos.*

Es menester recordar que el método antes anotado no es el único empleado para el diseño del mejoramiento de suelos con cal, por lo cual es muy necesario que el ingeniero proyectista de la estabilización tenga presente cuáles son los parámetros que se toman en cuenta con los diferentes procedimientos; inclusive alguien podría crear su propio método conjugando de manera inteligente y a su conveniencia claro está, los criterios siguientes.

- Durabilidad del suelo contra los agentes del intemperismo.
- Control de las expansiones del suelo.
- Obtención de resistencias altas (a la compresión y al esfuerzo cortante).

De cualquier forma resulta bastante conveniente que el ingeniero verifique mediante otros tipos de análisis (difracción de rayos X, microscopio electrónico, etc.) la efectividad de la estabilidad realizada.

2) Método de la AASHTO

La American Association of State Highway and Transportation Officials dio a conocer este método con la designación T220—66; y consiste de manera esencial en realizar pruebas de compresión simple, con la previa determinación del contenido de cal a emplear en dichas pruebas con la ayuda de una gráfica como la que se muestra en la figura 3.24. Con los datos del índice plástico y el porcentaje de suelo que pasa por la malla No.40, se entra en dicha gráfica y se determina el porcentaje de cal que deberá adicionarse al suelo, con la finalidad de fabricar tres especímenes, compactados a la humedad óptima, y se les somete a pruebas de compresión simple después de un cierto tiempo de curado.

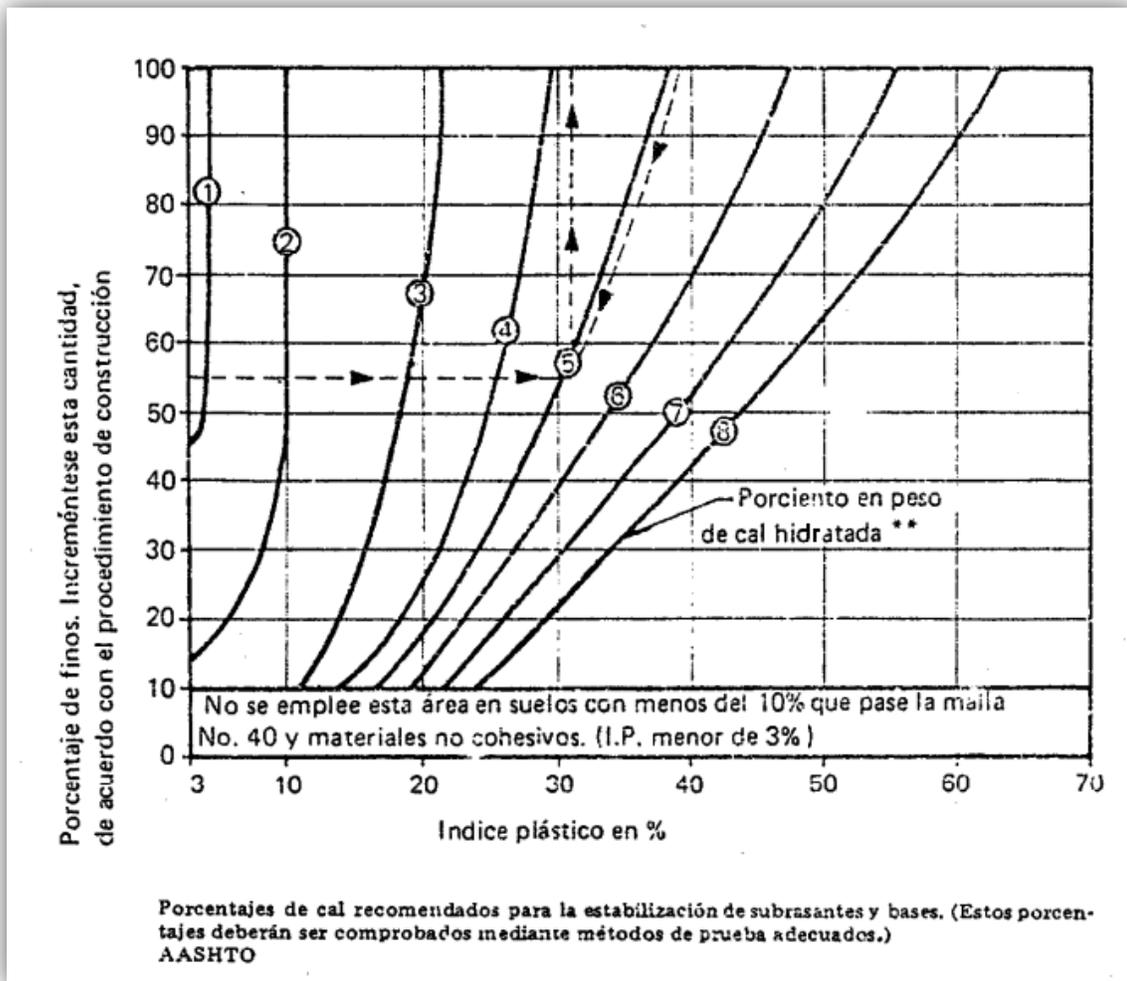


Fig. 3.24. Método de la AASHTO para estabilizaciones con cal.

Si se obtiene una resistencia de 3.5 kg/cm^2 , se considera que el suelo estabilizado es adecuado para sub-bases y si es mayor que 7 kg/cm^2 , se considera adecuado para bases, salvo que en este último caso se deben también cumplir ciertos requisitos de granulometría (ref. 13).

Es necesario observar que tanto el método de Hveem, como el de la AASHTO, no consideran toda la información que se requiere para un diseño adecuado, a que no se toma en cuenta por ejemplo la acidez del suelo, la acción puzolánica, y el tipo de minerales que lo constituyen; factores que influyen determinadamente en la respuesta a la estabilización, sobre todo a largo plazo.

b. Procedimiento de construcción

De acuerdo con la Asociación Nacional de la Cal (National Lime Association) de los Estados Unidos de Norteamérica, el procedimiento de construcción de una estabilización con cal debe sujetarse a lo que se expone a continuación (ref. 13).

- Se deberá utilizar cal hidratada de buena calidad y que cumpla con las especificaciones respectivas establecidas.
- En general, la estabilización deberá realizarse por capas cuyo espesor deberá ser menor o igual a 15 cm.
- Para obtener una completa estabilización es necesario realizar una disgregación adecuada de la fracción arcillosa. Consecuentemente para el caso de suelos expansivos es esencial realizar el mezclado en dos etapas; permitiendo entre ambas un cierto periodo de curado y empleando en cada etapa la mitad del porcentaje de cal obtenida en el diseño. Durante el periodo inicial de curado, la arcilla forma grumos pequeños, lo que facilita la pulverización en la etapa final.
- Escarificación y disgregación. Una vez que se ha descubierto al suelo hasta el nivel superior de la capa que se desea estabilizar, se conforma a dicha superficie y se escarifica hasta la profundidad deseada; y posteriormente se pulveriza en forma parcial. Se deberán tomar las medidas necesarias para no incluir raíces, turba, materia orgánica o agregados mayores de 7.5 cm en el suelo por estabilizar. El escarificado inicial podrá efectuarse con una motoconformadora y posteriormente se disgrega con arado de discos o mezcladoras móviles rotatorias.
- Adición de cal hidratada. Se adiciona la cal dosificándola con respecto al peso seco del suelo y se extiende en forma uniforme, ya sea en seco o en forma de lechada. Si el extendido se lleva a cabo en seco se pueden colocar las bolsas de cal sobre el camino, o bien; se puede colocar con el auxilio de camiones de volteo debidamente equipados. La utilización de un rociador sería lo más adecuado para lograr una distribución uniforme. Si se emplea cal seca, se le deberá rociar un poco de agua para evitar que el aire remueva a una parte de la cal. Si la cal se coloca en bolsas, deberá distribuirse a la cal depositada, con rastras antes de iniciar el mezclado. Nunca deberá utilizarse motoconformadora para distribuir la cal.
No se deberá colocar la cal cuando se tenga viento excesivo para evitar pérdidas y contaminaciones. Cuando las condiciones obliguen a trabajar con viento fuerte, o en

áreas bastante pobladas, se recomienda utilizar el procedimiento de lechada. Solo se colocará la cal que pueda ser mezclada con el suelo en el mismo día de su aplicación. Para evitar que el viento la remueva, o bien que se carbonate, deberá mezclarse la cal con el suelo antes de que transcurran 6 horas de su aplicación.

Si se utiliza el procedimiento de lechada, el equipo de preparación deberá ser revisado por el ingeniero residente. Deberá contarse con un agitador adaptado al camión de distribución para evitar el asentamiento de la cal.

La aplicación de la cal en seco puede efectuarse mediante los camiones tanque, auto descargables, que son los más eficientes para el transporte y la colocación de la cal. La descarga puede efectuarse en forma neumática o por algún otro sistema. El rociado puede efectuarse mediante rociadores mecánicos colocados en la parte posterior del camión o por algún otro sistema. Si se utilizan camiones de volteo, deberá cubrirse la cal durante el traslado a la obra y durante el rociado, para minimizar la formación de polvo. Al utilizar camiones de volteo deberá efectuarse la aplicación utilizando un rociador mecánico en la parte posterior del vehículo, no siendo recomendable la utilización de compuertas regulables ni el uso de motoconformadoras para esta distribución. Si la aplicación se realiza con cal en bolsas, éstas deberán colocarse a mano en los puntos que se seleccionen para obtener una distribución uniforme y tomando en cuenta que una vez aplicada la cal ésta deberá estar en la proporción indicada en el proyecto, respecto al peso del suelo compactado. Con un cuchillo se rasgan y se vacían formando pilas que posteriormente se nivelan y distribuyen con dispositivos manuales.

En el caso de que se aplique la cal en forma de lechada, ésta deberá prepararse en un tanque central de mezclado provisto con sistema de agitación basado en paletas integrales, aire comprimido y/o bombas de recirculación. Otro método involucra la adición de bachadas de agua y cal al carro tanque, de tal manera que el mezclado se efectúe con bombas de recirculación durante el traslado. Para tener el debido proporcionamiento deberán controlarse los pesos de cal y volúmenes de agua que se utilicen.

Para la distribución de la lechada se pueden utilizar camiones-pipa normales o camiones tanque-distribuidores de asfalto con o sin distribuidores de presión. Desde luego se prefiere que se tengan distribuidores de presión para lograr una aplicación más uniforme. Debido a que la cal aplicada en forma de lechada posee una concentración menor que en el caso de la cal seca, usualmente son necesarias dos o más pasadas para proveer la cantidad requerida de sólidos de cal.

- Mezclado y humedecimiento iniciales. Es necesario efectuar un mezclado preliminar para que la cal se distribuya uniformemente y completamente en el suelo, así como para poder disgregarlo hasta tamaños menores de 5 cm. Durante esta etapa deberá agregarse agua para elevar la humedad de la mezcla de suelo-cal, hasta un 5 % arriba de la humedad óptima. También resulta deseable efectuar el mezclado mediante máquinas rotatorias. Luego del mezclado inicial deberá conformarse a la capa tratada con cal hasta tener aproximadamente la sección deseada y deberá asimismo efectuarse una ligera compactación antes del curado inicial, con el objeto de minimizar las pérdidas por

evaporación y la carbonatación de la cal, o bien prevenir un humedecimiento excesivo debido a probables lluvias.

El equipo necesario para esta operación puede consistir en mezcladoras rotatorias o arados de disco, un carro tanque y un rodillo neumático ligero.

- Curado inicial. Para permitir que el agua y la cal rompan los grumos de arcilla, es necesario permitir un tiempo de curado de una a 48 horas, o un tiempo mayor, dependiendo del criterio del ingeniero, ya que puede ser de más de 7 días en suelos muy arcillosos.
- Mezclado final y disgregación. Deberá nuevamente efectuarse el mezclado y la disgregación hasta que todos los grumos pasen por la malla de 1", y cuando menos el 60% pase la malla No. 4 (excepto las partículas sólidas del suelo). Puede requerirse la adición de agua para alcanzar la humedad óptima de compactación antes de compactar. En esta etapa resulta muy recomendable la utilización de mezcladoras rotatorias.
- Compactación. Deberá compactarse a la mezcla de suelo-cal, de acuerdo con lo indicado en el proyecto y tomando en cuenta los resultados del estudio de laboratorio. La compactación podría iniciarse inmediatamente después del mezclado final y en ningún caso deberá permitirse un retraso mayor de una semana.
Dicha compactación deberá efectuarse en capas con espesor máximo de 15 cm utilizando rodillos neumáticos pesados, o rodillos vibratorios o una combinación de rodillo pata de cabra y rodillo ligero. En ningún caso deberá permitirse la compactación con rodillo neumático ligero, de capas iguales o mayores de 15 cm. Para compactar con los rodillos antes mencionados, el espesor de las capas deberá ser de 3 a 5 cm.
- Curado final. De acuerdo con observaciones de campo y/o pruebas de laboratorio, se fijará el tiempo de curado para que la capa estabilizada adquiera las características deseadas antes de colocar las capas superiores. Este tiempo generalmente es de 3 a 7 días. El ingeniero residente deberá decidir este lapso de tiempo, pudiendo efectuar el curado ya sea mediante la adición de agua (que consiste en mantener húmeda a la superficie mediante ligeros rociados con agua en forma periódica y re-compactando cuando sea necesario) o realizando una impermeabilización de la superficie con la aplicación de un riego asfáltico por ejemplo.

2. Tratamiento mediante la adición de cemento portland

El cemento portland es un material creado químicamente, compuesto principalmente por minerales cristalinos artificiales, siendo los más importantes los silicatos de aluminio y calcio. Se trata de un material finamente pulverizado, generalmente de color gris a café grisáceo. Una vez que los minerales constituyentes del cemento reaccionan con el agua, producen compuestos capaces de impartir propiedades semejantes a las de las rocas una vez que ha endurecido la mezcla de cemento y agua (ref. 13).

Las partículas sólidas de un cemento son muy pequeñas pues sus tamaños están comprendidos entre 1 micra y 80 micras, pasando la mayor parte por la malla No. 200 (74 micras). Los principales

compuestos químicos de un cemento son el óxido de calcio (CaO), la sílice (SiO_2), la alúmina (Al_2O_3), el óxido de hierro (Fe_2O_3), el óxido de magnesio (MgO) y el trióxido de azufre (SO_3).

Cuando se mezcla cemento portland con el agua, se libera cal de algunos de los compuestos. Esta cantidad de cal liberada parece ser del 15 al 20 % del peso total del cemento y se puede controlar mediante la adición de puzolanas.

a. Mecanismo de La estabilización

Así como en el caso de la estabilización con cal, durante el endurecimiento de una mezcla de arcilla y cemento portland, se pueden distinguir dos procesos: uno primario y otro secundario. En el primer proceso ocurre una reacción, durante la cual, se produce la hidratación del cemento, produciendo hidróxido de calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$); pero además se incrementa el pH en el agua presente en el suelo. El proceso secundario consiste en que los iones de calcio producidos durante la hidratación del cemento atacan a las partículas de arcilla, en consecuencia; existe una tendencia a intensificar la floculación, la cual se produjo como consecuencia de haber aumentado el número de iones en la solución electrolítica (agua del suelo), luego de agregar del cemento.

Debido a que las partículas de cemento son de mayor tamaño que las arcillosas, es muy posible que se forme una estructura de suelo constituida por partículas de arcilla y cemento, dentro de una matriz arcillosa. Dicha estructura o esqueleto está formada principalmente por silicatos y aluminatos de calcio hidratados, al cual se encuentran unidas algunas capas de las partículas arcillosas; se produce una alteración de la arcilla adyacente a los granos de cemento causada por la disolución de la sílice y de la alúmina, tanto de las partículas arcillosas como de los constituyentes amorfos formados en un medio con un valor alto de pH; siendo este último, resultado de la presencia de hidróxido de calcio altamente activo, luego de que el cemento se hidrató (ref. 13).

En la vecindad de los granos de cemento podría originarse un material constituido por partículas arcillosas alteradas por el cemento, las cuales, resultan de gran importancia para la ingeniería práctica pues en el caso de las montmorilonitas, dichas partículas pierden sus características expansivas, cumpliendo así con el objetivo del tratamiento.

Existe un grave inconveniente en la estabilización de arcillas utilizando cemento portland; el cual se refiere a los altos costos en el proceso de secado y disgregación (necesario) del suelo, ya que el mezclado en húmedo es prácticamente imposible porque el cemento fragua al quedar en contacto con el agua. Es por esta razón que podría pensarse en la posibilidad de realizar un tratamiento combinado con la utilización de otros productos, por ejemplo cal, con el objetivo de reducir la cohesión de la arcilla, y luego aplicar cemento.

En términos generales, el procedimiento de construcción de un suelo-cemento se puede realizar como a continuación se muestra.

1. Si la mezcla suelo-cemento se realiza en el lugar.
 - Preparación del material por estabilizar que consta de los siguientes pasos.
 - Conformación
 - Escarificación
 - Pulverización
 - Pre humedecimiento, si es necesario
 - Conformación del suelo preparado
 - El proceso de estabilización del material que consta de los siguientes pasos.
 - Aplicación del cemento
 - Aplicación del agua
 - Mezclado
 - Tendido y afinado
 - Compactación
 - Curado
2. Si la mezcla se realiza en planta
 - La preparación de la superficie sobre la que se tenderá la mezcla de suelo con cemento. Consta de las siguientes actividades.
 - Conformación
 - Compactación
 - El proceso de construcción de la capa estabilizada. Consta de las siguientes actividades.
 - Elaboración de la mezcla
 - Acarreo
 - Tendido y afinado
 - Compactación
 - Curado

Lo anterior constituye una buena guía para brindar una idea al lector sobre cómo se procede en la práctica profesional de la ingeniería, en el tratamiento de suelos con la aplicación de cemento. De acuerdo con Fernández Loaiza (1982), esta forma de estabilización se encuentra enfocada con mucho mayor énfasis hacia limos y suelos gruesos (arenas y gravas), pues es en este tipo de materiales en los que se pueden abatir considerablemente los costos. Ahora bien, resulta importante reiterar que cuando se presente un suelo con alto contenido de arcilla, se tendrán problemas tanto de pulverización, como de mezclado pues generalmente se requiere de la aplicación de grandes porcentajes de cemento para lograr los mejoramientos necesarios. Por todo esto, algunas instituciones recomiendan no realizar la estabilización con cemento en suelos arcillosos.

3. Estabilización con sales

Se conoce como sal a aquel producto que se forma a partir de la neutralización de un ácido con una base. Las sales normales como el cloruro de sodio (NaCl), cloruro de calcio (CaCl₂) o cloruro de potasio (KCl); son sales completamente neutralizadas, es decir, que no contiene exceso de

iones ácidos de hidrógeno (H^+) ni básicos de hidroxilo (OH^-). Se designan como sales ácidas a las que contienen exceso de iones de hidrógeno, como el bicarbonato de sodio ($NaHCO_3$); y a las que contienen exceso de iones hidroxilo se les llama sales básicas (ref. 13).

En el laboratorio se han estudiado las propiedades de un gran número de sales con la finalidad de aplicarlas como posibles productos de mejoramiento de suelos. Sin embargo tanto la economía como la disponibilidad, han marcado las tendencias de utilización de éstas, siendo el cloruro de sodio y el cloruro de calcio las más comunes. Estas sales se han empleado con mucho éxito en carreteras desde hace unos 70 años.

a. Tratamiento con cloruro de calcio ($CaCl_2$)

El cloruro de calcio se obtiene como un subproducto en forma de salmuera en algunos procesos industriales, aunque también se puede obtener de algunos arroyos y pozos naturales siendo la fuente más común el obtenido en la elaboración de carbonato de sodio mediante procedimientos químicos.

La solubilidad del cloruro de calcio es de 60 g aproximadamente, por cada 100 c.c. (centímetros cúbicos) de agua destilada a cero grados centígrados; o de 159 g aproximadamente, por cada 100 c.c. de agua destilada a 100° C.

Se ha demostrado que con la adición de cloruro de calcio disminuyen las fuerzas de repulsión entre las partículas sólidas de arcilla, pero hay autores que inclusive aseguran que la película de agua que rodea a las partículas se ve eléctricamente reforzada con la adición del cloruro de calcio, a tal grado que se incrementa notablemente la cohesión aparente. Como en el intercambio catiónico se sustituye un ion Ca^{++} por dos iones Na^+ , la doble capa difusa definida en el capítulo anterior, se ve reducida en su espesor, lo que hace que se reduzca el potencial eléctrico y en consecuencia se reduzcan las fuerzas de repulsión entre las partículas.

Se ha encontrado un incremento en los pesos volumétricos hasta en un 11% con la adición de 0.5 a 3% de cloruro de calcio, según el tipo de suelo. Sin embargo, existen casos excepcionales en los que se reportan disminuciones en el peso volumétrico luego de adicionar esta sal, con respecto a un suelo arcilloso que no contenga cloruro de calcio.

Así también se tiene que el cloruro de calcio ayuda a mantener constante la humedad en un suelo pero desafortunadamente esta sal es muy fácilmente lavable. Se reduce la evaporación y es capaz de absorber hasta 10 veces su propio peso cuando las condiciones de humedad son altas en el medio ambiente, pudiéndose mantener dicha humedad en sus dos terceras partes durante un día de calor seco, lo que hace de esta sal un producto muy eficaz cuando se trata de evitar la formación de polvo en terracerías, lo cual es aceptable para el caso de caminos con tránsito muy ligero.

Se puede percibir la relativa estabilidad que esta sal puede proporcionarle a un suelo expansivo pues controla fundamentalmente el mecanismo de expansión físico-químico, al ocurrir un

intercambio de cationes entre el cloruro de calcio y la arcilla; lo cual impide posteriores cambios de volumen. Sin embargo existen limitaciones para el empleo del cloruro de calcio, entre las más importantes se tienen las que a continuación se muestran.

- Que en el medio ambiente se tenga una humedad relativa superior al 30 %.
- Que se tengan minerales que pasen la malla 200 y que estos reaccionen favorablemente con la sal.
- Que el nivel freático no se encuentre a distancias que provoquen la emigración de la sal.

b. Tratamiento con cloruro de sodio (NaCl)

En la actualidad existe una controversia en la utilización de este tipo de sal para estabilizar suelos arcillosos especialmente respecto a las variaciones que ocasiona en el peso volumétrico, pues mientras algunos investigadores aseguran un incremento, otros no han encontrado tal cosa. En lo que sí parece existir un común acuerdo es en que la adición de esta sal, hace que se disminuya la humedad óptima de compactación. También se ha visto que el cloruro de sodio ayuda a reducir los cambios de humedad en el suelo, lo cual minimizaría los problemas típicos de arcillas expansivas. Sin embargo los diferentes experimentos exhiben resultados muy variables que llegan a confundir inclusive; pues se tiene la noticia de que la aplicación de la sal ha evitado los efectos expansivos de algunas arcillas; pero en el caso de otras, dichos efectos lejos de disminuir, han aumentado.

En el año 2002 el Instituto Mexicano del Transporte a través de Paul Garnica y sus colaboradores, dio a conocer una investigación en la que dos muestras de arcilla con características expansivas fueron sometidas a diversas pruebas con distintos contenidos de cloruro de sodio. Los resultados de los estudios indican que a mayor contenido de sal en el suelo, disminuyen las siguientes características: plasticidad, pH, módulo de resiliencia y resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Por otro lado, se observó que en las características de compactación de los suelos, el peso volumétrico seco aumentó y disminuyó el contenido de agua óptimo, con el incremento de la sal. Pero en lo que respecta a expansibilidad, ésta disminuyó sólo en una de las muestras; mientras que la otra mostró incrementos en el porcentaje de expansión del suelo a medida que se incrementaba la concentración de NaCl (ref. 16).

Luego de las observaciones realizadas por los investigadores mexicanos, es pertinente anotar que la estabilización de suelos con cloruro de sodio, produce diferentes resultados en los suelos así tratados, llegando incluso a producir propiedades más desfavorables en suelos utilizados en la construcción de vías terrestres. Por lo anterior, es importante realizar análisis previos de la influencia del producto estabilizante, sobre las propiedades de interés del suelo que se quiera mejorar.

No obstante, en caso de intentar la estabilización de un suelo expansivo mediante la utilización de cloruro de sodio, deberán tenerse presentes las siguientes limitaciones.

- El cloruro de sodio es muy útil para estabilizar suelos en climas con problemas de congelamiento.

- Se pueden esperar mejores resultados si el suelo contiene grandes cantidades de material fino que reaccione con la sal.
- La materia orgánica inhibe la acción de la sal.
- El rodillo pata de cabra no ha dado buenos resultados en la compactación de suelos con sal adicionada. Considérese emplear rodillos neumáticos seguidos por una compactación con rodillos lisos.
- Es indispensable la intervención de un técnico especializado en todo estudio de estabilización con sal, incluyendo las pruebas correspondientes.

Por consiguiente resulta necesario realizar más estudios acerca de la utilización del cloruro de sodio, particularmente en la permanencia de la sal en los suelos y la probable característica de retención de humedad en el tiempo.

4. Tratamiento con enzimas orgánicas

Como antes se anotó, la cal y el cemento han sido empleados de manera tradicional para solucionar los problemas de estabilidad en suelos finos compuestos por arcillas, arcillas limosas o limos arcillosos; sin embargo se puede optar por un tratamiento alternativo e innovador como el que se describirá a continuación.

Una enzima es un catalizador orgánico que activa y acelera una reacción química, sin que ésta se convierta en parte del producto final. En ese sentido las enzimas orgánicas son formulaciones líquidas altamente concentradas, las cuales modifican las propiedades de los suelos arcillosos. Con ello se obtiene una mejor compactación y un aumento considerable tanto en su resistencia al esfuerzo cortante como en su estabilidad (ref. 19).

Para comprender de mejor forma lo que sucede cuando se realiza una estabilización con enzimas, se puede establecer una comparación con el proceso de compactación natural que ocurre con las arcillas y limos, cuyo resultado final es la formación de macizos rocosos de esquistos, pizarras o lutitas. En este caso la materia orgánica presente reduce la cantidad de hierro presente y oscurece el color. Se ha comprobado que las moléculas de agua rodean a las partículas de arcilla y producen un cubrimiento que impide reacciones posteriores. El resultado es que las arcillas pierden su tendencia a expandirse en presencia de agua.

Cuando se utiliza como aditivo una enzima orgánica en el suelo arcilloso que se pretende mejorar, ocurre un proceso similar sólo que la velocidad es muy superior, así; lo procesos que de manera natural tardan muchos años en realizarse, se pueden reducir a algunos meses, incluso días. La enzima conecta las grandes moléculas orgánicas a la estructura de la arcilla y causa el efecto de recubrimiento que impide cualquier absorción adicional de agua y como consecuencia no hay expansión. La superficie resultante tiene muchas de las características de un esquisto sólido y durable que ha sido producido en una mínima fracción del tiempo requerido por la naturaleza (referencia 19).

En esa misma referencia se hace mención de las ventajas que existen al efectuar la estabilización de arcillas expansivas con enzimas orgánicas.

VENTAJAS.

- Es un tratamiento seguro para el ambiente puesto que no presenta características de toxicidad ni de corrosión.
- No es dañino para los seres humanos, ni para la fauna restante; tampoco lo es para la vegetación.
- El tratamiento funciona en un amplio rango de condiciones climáticas: desde frío intenso hasta altas temperaturas ambientales; en época de lluvias o en temporada de estiaje; así como en cualquier altitud.
- Su aplicación es relativamente sencilla, pues sólo es cuestión de mezclar las enzimas con el agua que se le adicionará al suelo al momento de compactar.

La enzima orgánica aplicada a suelos finos arcillosos altera el comportamiento de estos en forma progresiva. Las variaciones no se pueden observar antes de quince (15) días de aplicado el tratamiento, con excepción de la manejabilidad del suelo, la cual se modifica de manera inmediata.

De acuerdo con observaciones, los resultados de la estabilización son mejores para los materiales constituidos en su mayoría por suelos finos de alta plasticidad (arcillas o limos), pues es en este tipo de suelos en los que actúan las enzimas.

5. Tratamiento con resinas o polímeros

Los polímeros son materiales de alto peso molecular consistentes en prolongadas cadenas de moléculas simples, en tanto que las resinas son sustancias sólidas o de consistencia pastosa, insolubles en el agua, solubles en el alcohol y en los aceites esenciales, y capaz de arder en contacto con el aire, obtenida naturalmente como producto que fluye de varias plantas (referencia 22). El uso de estos materiales en la estabilización de suelos ha tenido por objeto principal formar una estructura impermeable al agua, dado que ciertas resinas tanto sintéticas (sistema anilina) como de naturaleza orgánica, aumentan la resistencia del suelo mejorando su cohesión (referencia 13). Las resinas y polímeros empleados de manera común buscando un mejoramiento del suelo son los que a continuación se enlistan.

RESINAS

- La anilina, que es el derivado líquido del alquitrán de hulla.
- La lignina, que proviene de la fabricación del papel de sulfito.

POLÍMEROS

- Etino
- Butanotrieno
- SOLIDROAD 510

El último polímero enlistado se ha venido empleando en los 15 años más recientes para estabilizar materiales cuyo comportamiento en cuanto a expansión (Exp.) y a resistencia al esfuerzo cortante

(VRS), no es el adecuado según la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México para ser empleados en la construcción del terraplén y de la capa subyacente (tabla 3.10). Después de la estabilización dichos materiales se pueden utilizar en la construcción de capas de mayor calidad (subrasante o sub-base, incluso la base). Durante el proceso de mejoramiento del material se forma una "estructura integrada" entre todos sus componentes, incluyendo al agua, la cual se solidifica y se forma un material muy sólido. Para perder el agua integrada a esta estructura se requiere alcanzar temperaturas superiores a los 400 grados centígrados (ref. 23).

TABLA 3.10. REQUISITOS DE CALIDAD QUE TIENEN QUE CUMPLIR LOS MATERIALES PARA PODER SER UTILIZADOS EN CADA UNA DE LAS CAPAS QUE CONFORMAN LAS TERRACERÍAS (REFS. 33, 34 y 35).

Capa de Terracería Característica	Terraplén	Subyacente	Subrasante
Límite Líquido Máx. [%]	50	50	40
Índice Plástico Máx. [%]			12
Valor Relativo de Soporte (VRS) Mín. [%]	10	15	20
Expansión Máx. [%]	3	3	3
Grado de Compactación [%]	90 ± 2	95 ± 2	100 ± 2
Tamaño Máximo [mm]	Material Bandeable	Que sea Compactable	76

La innovación en este caso reside en la sustitución del procedimiento convencional de construcción de estructuras de pavimento para todo tipo de vialidades. Esta tecnología propone la utilización de los materiales del lugar. La Universidad Autónoma de Nuevo León con el apoyo de su Instituto de Ingeniería Civil realizó estudios en diferentes vías terrestres en las que se empleó SOLIDROAD 510. Los resultados obtenidos superaron las expectativas pues se obtuvieron VRS hasta de 177 %, en comparación al 100 % que una base convencional proporciona (fig. 3.25).

Para el caso de encontrar suelos expansivos en el sitio de construcción, la Normativa SCT establece la no utilización del material ni siquiera para terracerías. Con el empleo de un polímero como el aquí descrito la situación podría cambiar. Si bien al utilizar SOLIDROAD 510 en arcillas expansivas no se obtendrá un material que cumpla con los estándares de calidad para capas de pavimento, al menos cumplirá con los requerimientos para formar parte de las terracerías, ya sea del cuerpo de terraplén o de la capa subyacente.

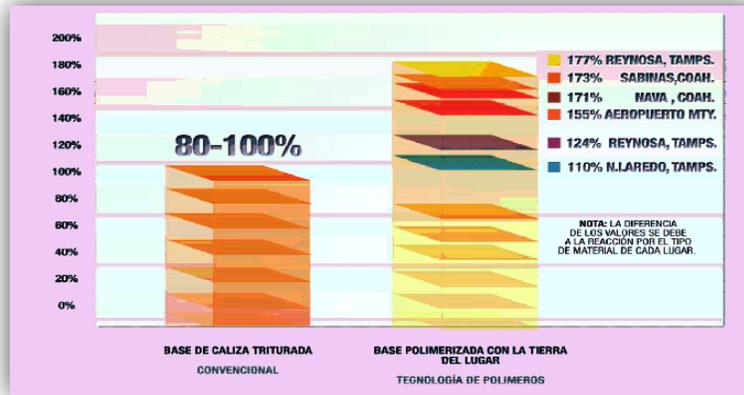


Fig. 3.25 Comparación entre los resultados de pruebas de VRS realizadas a bases polimerizadas utilizando el suelo del lugar y bases de roca caliza triturada (referencia 23).

6. Estabilización con otros productos químicos

Históricamente se han empleado un gran número de productos químicos con la finalidad de mejorar las propiedades de los suelos, y en la mayoría de los casos, se han obtenido resultados satisfactorios. Aunque es poco común, la estabilización con productos ácidos está adquiriendo en la actualidad bastante difusión y experimentación. De los ácidos que han demostrado ser efectivos para modificar favorablemente a suelos arcillosos, algunos son económicamente competitivos contra otros productos más comunes; sin embargo, se debe contar con la asesoría de especialistas en la materia, durante la etapa de diseño de la estabilización, pero también en la construcción, pues el manejo de este tipo de sustancias origina riesgos tanto para las personas como para los equipos empleados. Se han realizado estabilizaciones de suelos finos, particularmente de arcillas expansivas, empleando ácido fosfórico (H_3PO_4) y ácido fluorhídrico (HF); logrando con esto reducir los cambios volumétricos que a causa de la presencia del agua, ocurren.

En la actualidad se encuentran en el mercado productos químicos cuya efectividad es muy alta y su aplicación resulta ser bastante sencilla, por lo que se vuelven interesantes para el ingeniero. Dichos productos tienen un gran potencial de intercambio iónico, lo cual es indicativo de la facilidad que tienen para permutar sus iones con partículas de arcilla, obligando al agua adherida a romper su enlace electroquímico convirtiéndola a su vez en agua libre. Este proceso de pérdida de agua es irreversible.

La actividad eléctrica desarrollada por el producto obliga a las partículas arcillosas a reorientarse de manera tal que se atraen entre sí logrando una mayor densificación y consolidación del terreno, aumentando la resistencia del suelo. Estos incrementos no se producen inmediatamente pues los cambios empiezan a manifestarse durante los primeros treinta días y continúa en forma acelerada durante los siguientes tres meses (ref. 19).

La aplicación de agentes estabilizadores en suelos arcillosos controla de manera permanente y eficiente los problemas de variaciones volumétricas, es decir, su potencial de expansión y de

contracción. Con ello se disminuye la humedad óptima de compactación, incrementándose la resistencia, en consecuencia se obtiene una mayor capacidad de carga, por lo que se logran disminuir los espesores de las capas que conforman las terracerías de un camino.

Para incorporar el agente estabilizador a la masa de suelo se puede proceder de dos formas. La primera es un tratamiento superficial que consiste en un riego del producto sobre la superficie a estabilizar con su mezclado posterior. Se recomienda proceder de la forma antes descrita cuando se construyen vías de baja intensidad de tránsito y cuando se realice el mantenimiento de caminos con problemas de expansión

La alternativa número dos es la *inoculación*. Este sistema se emplea cuando el manto arcilloso es profundo o cuando la capa que se pretende tratar se encuentra en niveles inferiores a la capa superficial en vías terrestres ya construidas. La inoculación consiste en realizar una serie de perforaciones en el suelo, usualmente de 30 cm de diámetro, separadas cada 3 metros y con una profundidad de aproximadamente 1 metro dentro del manto arcilloso. Estas perforaciones se llenan con el producto estabilizador y luego se rellenan con material compactándolo lo mejor posible.

Luego de aplicar el tratamiento se deja transcurrir un tiempo, generalmente de 60 a 90 días, periodo en el cual es factible que se presenten hundimientos diferenciales por efecto de la acción densificadora del producto. Es aconsejable que en dicho proceso se efectúe una adecuada compactación para permitir el reacomodo de las partículas sólidas del suelo.

Como ya se ha expuesto, los productos químicos modificarán las propiedades del suelo en cuestión, por lo que resulta indispensable mencionar que el criterio empleado para la estabilización, definirá el tipo de producto y consecuentemente, las características de dicho suelo al final del tratamiento. En ese sentido resulta muy conveniente realizar un balance en el que se analicen las ganancias que se obtienen al aplicar un producto químico en un suelo expansivo, en cuanto a resistencia y en cuanto a estabilidad volumétrica, pues; de qué serviría evitar la expansión de una arcilla, si el producto agregado reduce la resistencia del suelo, limitando con ello la vida útil del camino proyectado.

En la práctica profesional existe una gran diversidad de fabricantes de químicos estabilizadores, que ofrecen sus productos haciendo gala de los atributos que poseen, los cuales varían de un producto a otro dependiendo de las sustancias que contengan. Resulta conveniente realizar un balance entre los diferentes productos tomando en cuenta el sitio de la construcción, el clima predominante, los recursos económicos que se tienen, los materiales que se utilizarán y la calidad con la que se puedan realizar los trabajos.

De manera general, los productos químicos han demostrado estar a la altura de los problemas planteados no solamente por los suelos expansivos, sino también por los colapsables, dispersivos, licuables, orgánicos, etcétera; sin embargo hasta ahora su aplicación es restringida puesto que no se encuentran contemplados de manera oficial en la normativa mexicana (ref. 14). El más utilizado es la zeolita, compuesto fundamental del RoadCem, el cual es un producto químico

desarrollado por la empresa transnacional PowerCem, cuya ventaja principal es que permite emplear los materiales existentes en el lugar de la obra, sean los que sean; lo cual automáticamente elimina la necesidad de traer de banco materiales con características mejores para el camino en cuestión, logrando así ahorros significativos por concepto de acarreo.

Estrictamente el RoadCem es una mezcla inorgánica formulada a partir de *zeolitas sintéticas*, las cuales son compuestos alcalinos y activadores que al combinarse con el suelo y con el cemento portland, modifican el proceso de hidratación al desarrollarse y amplificarse la formación de cristales en la estructura del material. Como consecuencia, se genera un entramado multidireccional, (ramificaciones) envolvente y denso, que da origen a la formación de un material con una estructura interna estable, más resistente al esfuerzo cortante y menor sensibilidad al entrar en contacto con el agua, lo que se traduce en estabilidad volumétrica. Al utilizar esta tecnología, el producto final no es un material granular que pueda compactarse en una capa, sino una losa de Concreto Zeolítico RoadCem (CZR) la cual es semi-rígida; es por ello que muy frecuentemente suele manejarse como una base.

Algunas características de RoadCem.

- Uso de cualquier tipo de suelo que se encuentre en el lugar.
- Se reducen los costos de mantenimiento y construcción.
- Se obtiene un incremento en el módulo elástico de los materiales, por lo que la vida útil también aumenta.
- Homogeneidad en la distribución de esfuerzos y deformaciones.
- Reducción en los espesores de las capas de la estructura del pavimento.
- Se reducen la permeabilidad y la relación de Poisson.
- Los tiempos de ejecución se reducen.
- Se obtiene un incremento en la resistencia del material a temperaturas extremas (expansiones y contracciones). Se puede aplicar con lluvia.
- El proceso constructivo es sencillo.
- Ecológico y sustentable: se usan materiales del lugar y se evita la explotación de bancos, así como la quema de combustibles producto de los acarreo, se disminuye el uso de solventes.

TIPO DE BASE	APLICACIONES DE CARGA PARA FALLA POR FATIGA	RANGOS	
		MÓDULO ELÁSTICO (kg/cm ²)	RELACIÓN DE POISSON
Base convencional Granular (con material de banco)	6.74E+05	1,000 a 1,500	0.30 a 0.40
Base Estabilizada (con estabilizadores convencionales)	3.80E+06	2,000 a 5,000	0.30 a 0.35
Base Bituminosa (con material de banco)	8.70E+17	8,000 a 15,000	0.25 a 0.35
Base Hidráulica (con material de banco)	4.25E+23	16,000 a 23,000	0.25 a 0.30
Base de Concreto Zeolítico (con material de sitio)	5.10E+36	45,000 a 65,000	0.18 a 0.20
Base de Concreto Zeolítico (con material de banco/rehabilitaciones)	4.43E+57	70,000 a 150,000	0.16 a 0.17

Fig. 3.26. Comparación entre resultados de módulos elásticos de bases de distintos materiales con su respectiva relación de Poisson.

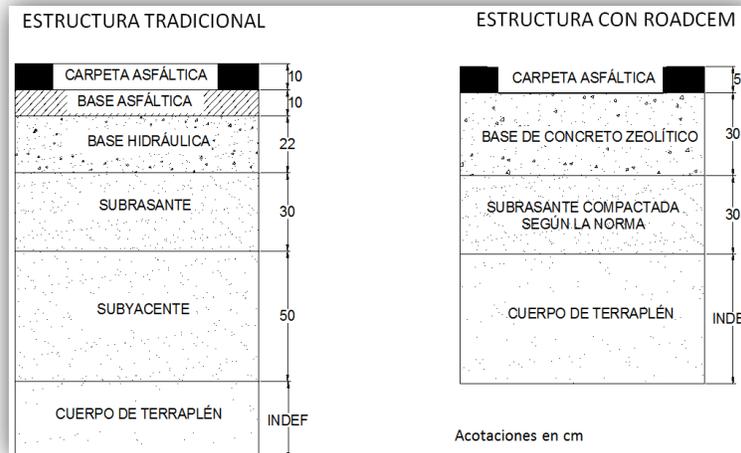


Fig. 3.27. Al construir un pavimento con las capas tradicionales se requiere mayor volumen de material traído de banco, lo cual no sucede al emplear los suelos expansivos existentes en el sitio y tratarlos con RoadCem (formando la Base de Concreto Zeolítico).

Procedimiento constructivo.

1. Los trabajos se iniciarán con el desmonte, desenraice y limpieza general del área en donde quedará alojado el cuerpo del camino, de acuerdo con lo indicado en el proyecto.
2. El despalme se realizará hasta la profundidad indicada en la tabla de datos para el cálculo de la curva masa y de la manera conveniente para eliminar el material correspondiente al primer estrato.
3. El material expansivo se afloja y se voltea con la cuchilla de la motoconformadora sobre el carril vecino, con el objetivo de re compactar la superficie descubierta.

4. Se ajusta el contenido agua si se requiere y se re compacta la capa inferior descubierta en el ala por estabilizar.
5. Una vez alcanzada la compactación de proyecto en la subrasante, se reincorpora el material que había sido removido, al ala por estabilizar.
6. Se aplica luego un tratamiento de compactación somera, para armar la capa y efectuar las compensaciones volumétricas de material necesarias.
7. Se afloja nuevamente el material con las puntas de una recicladora de pavimentos para provocar un subsoleo y facilitar la penetración del RoadCem®.
8. Se distribuyen los bultos a lo largo del tramo de acuerdo con la proporción de diseño y se esparce el RoadCem® de forma que cubra el ala por tratar.
9. Se incorpora el RoadCem® con el uso de recicladoras punta de paleta hasta lograr una apariencia uniforme en todo el espesor de la capa por estabilizar.
10. Se abre una caja con la cuchilla de la motoconformadora en la mezcla suelo–RoadCem®, para bombear cemento portland.
11. Se uniformiza el espesor de la capa de cemento en toda el ala por estabilizar, mediante rastreo lento con la cuchilla de la motoconformadora.
12. Se realiza la integración del suelo expansivo–RoadCem®–cemento. Un tren de construcción formado por las recicladoras de punta y de paleta y la motoconformadora, hace la mezcla de los compuestos de estabilización.
13. Durante el proceso de mezclado del cemento con el compuesto suelo-RoadCem, se aplican riegos de agua paulatinamente según se requiera hasta obtener la humedad óptima, la cual, deberá estar distribuida uniformemente en toda la superficie de la capa para lograr una reacción adecuada del RoadCem® con el cemento.
14. Con una cuadrilla equipada con los instrumentos topográficos necesarios, y situada en el lugar, se lleva a cabo el control de líneas y niveles de la obra.
15. Después de lograr la incorporación de la humedad óptima en el espesor total de la capa, se tiende y se conforma dentro de líneas y niveles del proyecto.
16. Una vez conformada la capa, se procede a la aplicación de compactación con rodillo y llanteo de taludes con la motoconformadora.
17. Inmediatamente después de alcanzar el porcentaje de compactación de proyecto, se aplica el primer riego de agua de curado en forma abundante.
18. Se continúan aplicando riegos de agua para el curado de la capa, por espacio mínimo de 48 horas, con la frecuencia y cantidad que el clima requiera.
19. Transcurrido el tiempo de fraguado de los componentes de estabilización con RoadCem® (7 días como mínimo) se realiza el muestreo para verificación de calidad.
20. Se coloca una liga (emulsión) sobre la superficie del concreto zeolítico para posteriormente la colocación de la carpeta asfáltica.
21. Finalmente se coloca la carpeta asfáltica como capa de rodamiento.



Fig. 3.28. Distribución de los sacos que contienen la zeolita sintética RoadCem®

Análisis Económico.

Se efectuó la comparación por un kilómetro del costo que implica la construcción de un camino sobre suelos expansivos utilizando concreto zeolítico RoadCem® o estabilizando de manera tradicional. Para ello se propuso la estructura del pavimento con una Carpeta de Concreto Asfáltico de 5 cm de espesor, con una Base de Concreto Zeolítico Sintético RoadCem® (CZR) de 25 cm, y un terraplén para dar los niveles de proyecto. La vida útil del camino es de 40 años por tanto por fatiga como por deformación.

- Ahorros tanto en construcción como en mantenimientos.
- Gran reducción en los tiempos de ejecución.
- Eliminación de sobrecostos por concepto de penalizaciones por retrasos a la terminación de obra.
- Eliminación de acarreo por retiros de materiales producto de excavaciones.
- Reducción de acarreo de materiales de banco.
- Mayor impacto social positivo, por ser una solución más eficiente, durable y que no generará contratiempos debido a cierres por mantenimientos.
- Menor impacto al medio ambiente, al reducirse las emisiones contaminantes por concepto de menor uso de maquinaria, acarreo y extracción de materiales de banco.
- Mayor relación beneficio-costo.

- Incremento en la vida útil y en la calidad de la obra sin incrementar los costos.

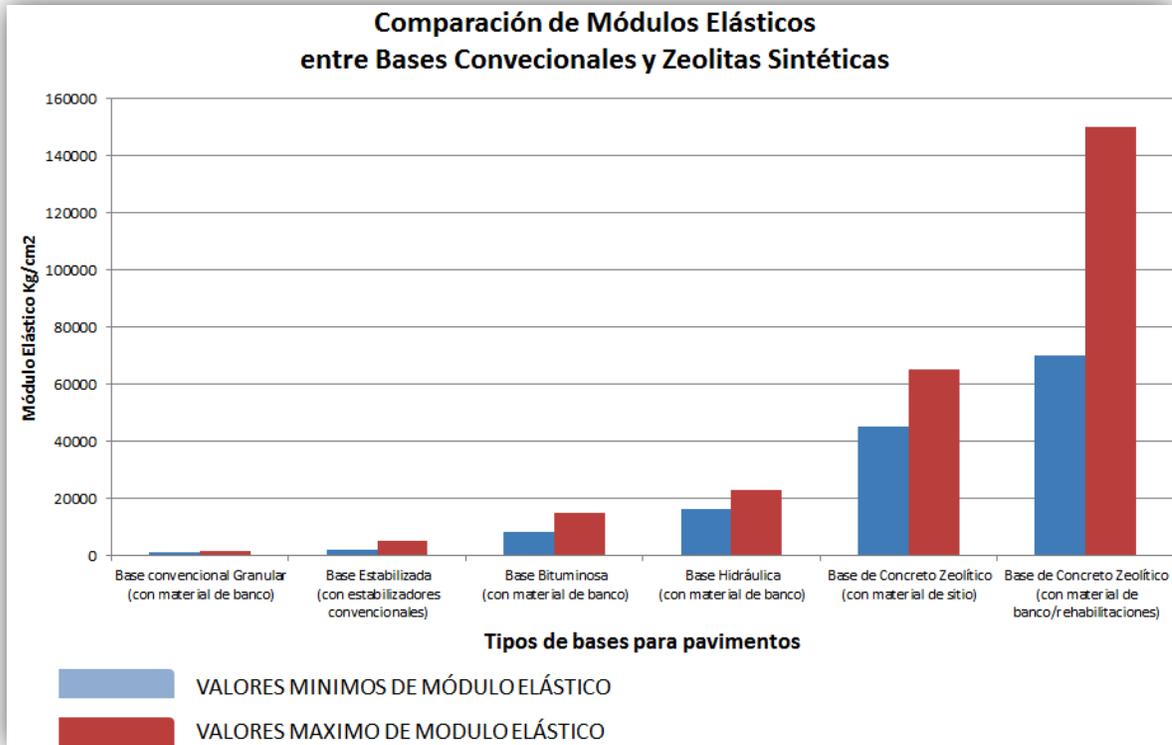
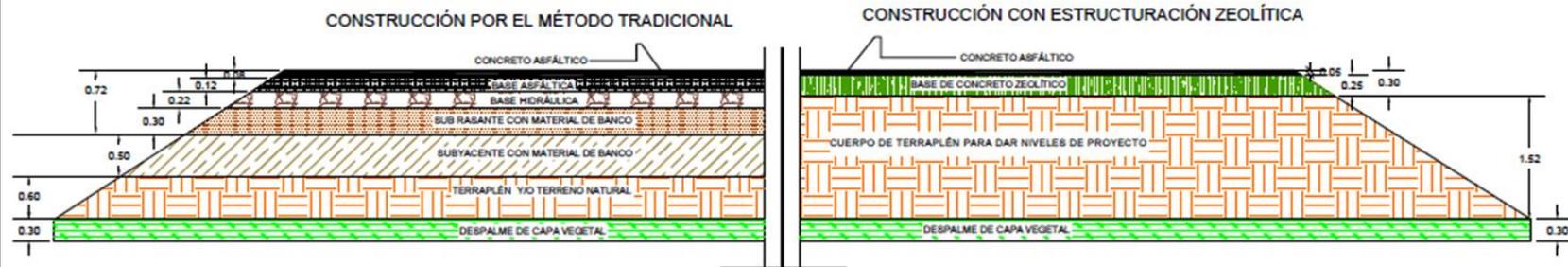
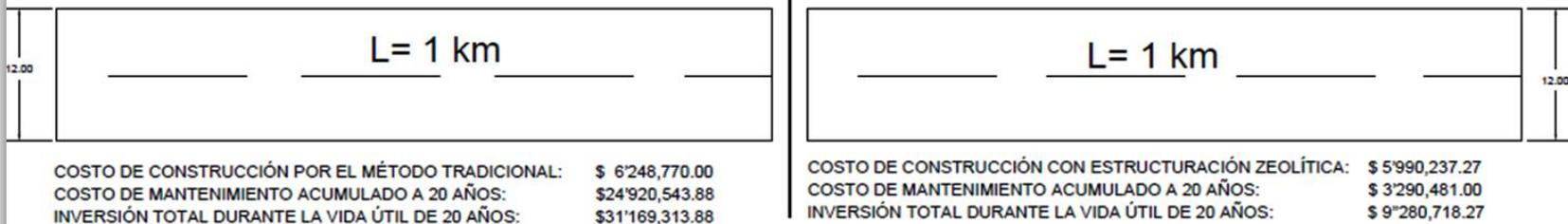


Fig. 3.29. Comparación de módulos elásticos entre bases construidas con diferentes materiales y bases en las que se utilizó concreto zeolítico RoadCem® (Ref. 35).

COMPARATIVO ESTRUCTURAL SECCIÓN TIPO EN TERRAPLÉN RODAMIENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO



COMPARATIVO FINANCIERO LONGITUD UNITARIA 1 km



BALANCE FINANCIERO

LA CONSTRUCCIÓN CON ESTRUCTURACIÓN ZEOLÍTICA ARROJA UNA ECONOMÍA ACUMULADA A 20 AÑOS DE \$21'888,595.61/km (\$31'169,313.88 - \$9'280,718.27) CON RESPECTO A LA INVERSIÓN TOTAL REQUERIDA PARA LA PAVIMENTACIÓN POR EL MÉTODO TRADICIONAL, LO QUE REPRESENTA UN AHORRO ANUAL DE \$1'094,429.78/km (\$21'888,595.61/20 AÑOS), CANTIDAD SUFICIENTE PARA LA CONSTRUCCIÓN DE 0.183 km NUEVOS ANUALES (3.654 km NUEVOS DE PAVIMENTO DURANTE LA VIDA ÚTIL DE 20 AÑOS DE CADA km CONSTRUIDO) CON ESTRUCTURACIÓN ZEOLÍTICA DE LA MISMA SECCIÓN ANALIZADA.

Fig. 3.30. Al tener mayores módulos elásticos, un procedimiento constructivo sencillo y un amplio margen de aplicación, una estructura con RoadCem® es más económica que una tradicional cuando se trata de efectuar estabilizaciones de suelos expansivos (Ref. 35).

**Capítulo IV. CASOS REALES RESUELTOS POR
LA INGENIERÍA MEXICANA**

A. Circuito Exterior de Culiacán

1. Descripción general del proyecto

Contemplada dentro de los programas de construcción de la red carretera, el Gobierno Federal a través de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, llevó a cabo los estudios y proyectos correspondientes a la construcción del tramo carretero denominado Circuito Exterior de Culiacán. Ello con la finalidad de evitar el paso por la zona urbana de Culiacán Sinaloa, de los vehículos de largo itinerario; así como de dar impulso a las actividades agrícolas y ganaderas de la zona; también para brindar mayor seguridad y un concepto de modernidad y confort a quienes transitan por esta vía.

En lo que sigue se presentarán los estudios efectuados en dicho tramo carretero, que permiten determinar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales existentes en el terreno natural a todo lo largo del eje de trazo proyectado en 10.246 kilómetros. Dichos estudios denotan la presencia de arcillas expansivas en gran parte de la zona.

El camino proyectado se encuentra 100 % dentro de tierras que hasta 2009 se utilizaban para cultivar. El terreno natural está integrado por una gran variedad de materiales que se han identificado: arenas, gravas arcillosas, arcillas de baja deformabilidad, arcillas expansivas, tobas ácidas y fragmentos de roca chicos, medianos y grandes.

En la tabla 4.1 se muestran los datos generales que permiten identificar a esta obra de otras posibles. El proyecto comprende en una primera etapa la construcción de una carretera de dos carriles de circulación con ancho de calzada de 12.0 m y acotamientos en ambos lados de 2.5 m cada uno.

TABLA 4.1. DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

CARRETERA	Circuito Exterior de Culiacán
TRAMO	Entronque Carretera a Novolato-Entronque Carretera México 15
SUBTRAMO	Del km 0+000 al km 10+246
ORIGEN	Entronque Carretera a Novolato

2. Características de la zona donde se aloja el proyecto

a. Localización geográfica

El Estado de Sinaloa se localiza en la región Noroeste de la República Mexicana, el tramo en estudio se encuentra en la parte central de dicha entidad, la cual; colinda al norte con los Estados de Sonora y Chihuahua, al este con Durango y al sur con Nayarit. El subtramo en estudio, objeto de este trabajo, se localiza al norte de Culiacán, Sinaloa, tiene una longitud de 10.246 kilómetros, del km 0+000 al km 10+246; se localiza entre los paralelos $24^{\circ} 46' 46''$ y $24^{\circ} 51' 58''$ de latitud Norte y entre los meridianos $107^{\circ} 29' 36''$ y $107^{\circ} 27' 54''$ de longitud Oeste (ver figuras 4.1 y 4.2).



Fig. 4.1. Ubicación geográfica del Circuito Exterior de Culiacán

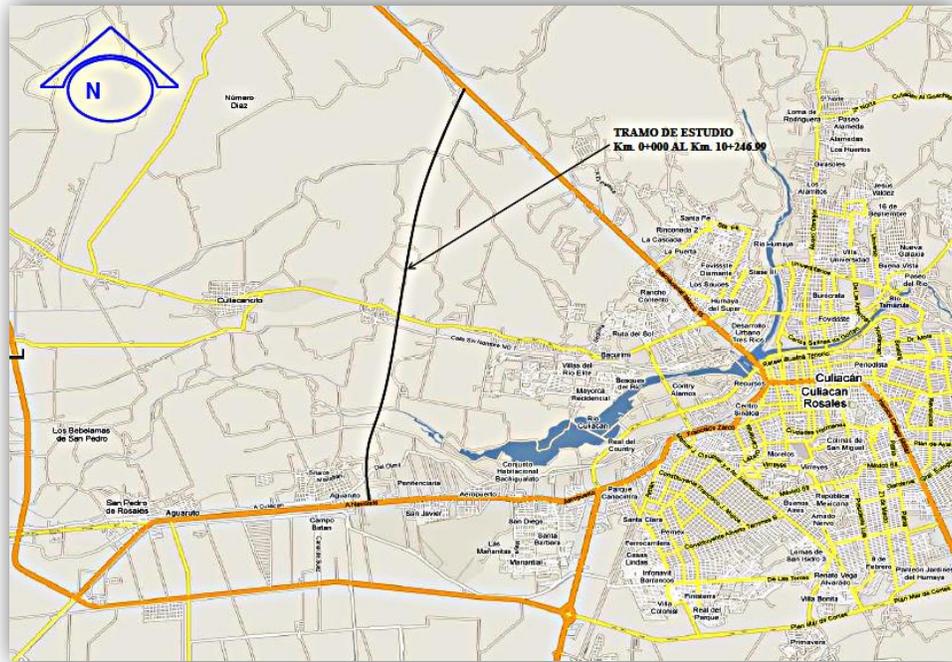


Fig. 4.2. Vista aérea de la carretera proyectada para librar el área metropolitana de Culiacán Sinaloa.

b. Geología y topografía

La topografía de la zona donde se aloja el tramo estudiado, corresponde a un terreno sensiblemente plano con una elevación media aproximada de 50 metros sobre el nivel del mar. No se trata como en otras ocasiones de una zona accidentada; esto se puede constatar en el perfil topográfico de la figura 4.3.

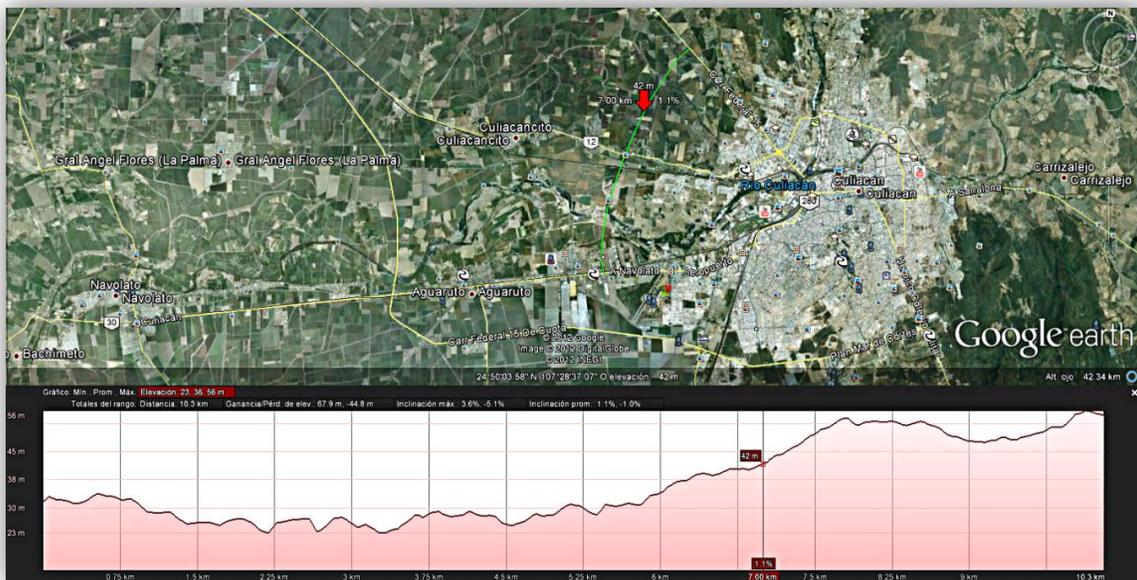


Fig. 4.3 Perfil topográfico de la zona de estudio.

La geología residual corresponde a depósitos cuaternarios del pleistoceno, constituidos por arenas, limos y arcillas, depósitos en deltas de antiguos ríos; existen también afloramientos de rocas.

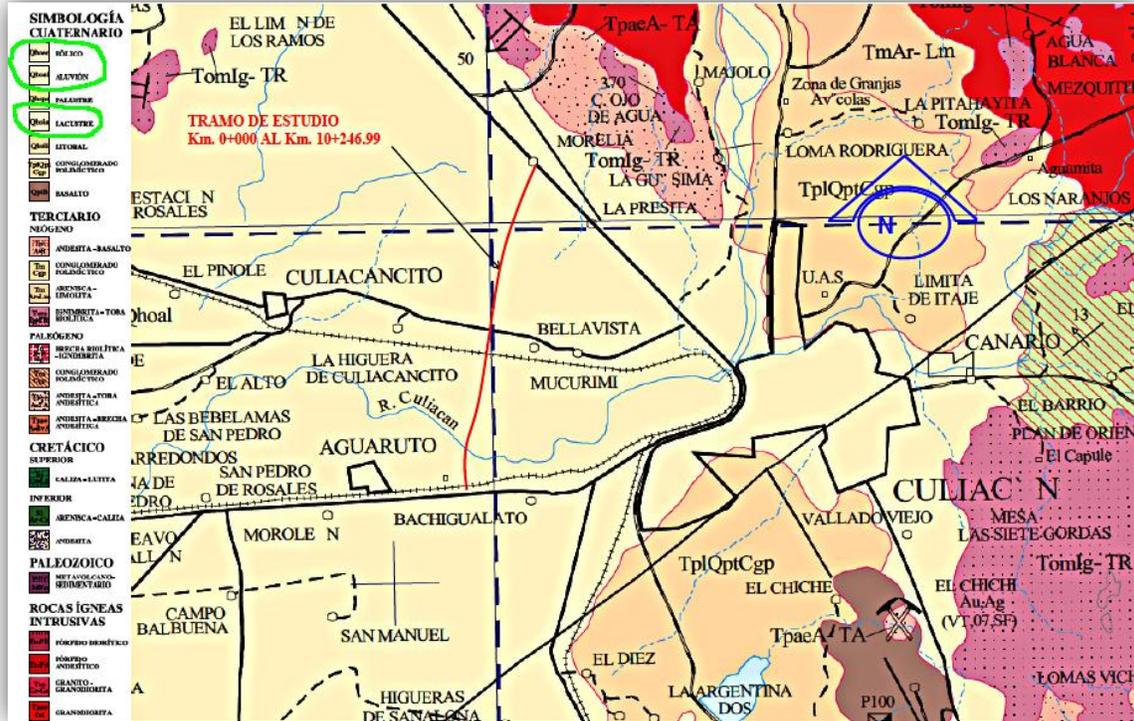


Fig. 4.4. La línea de trazo de la carretera proyectada muestra que su zona de influencia está compuesta fundamentalmente por suelos de origen eólico, lacustres y por aluviones.

c. Clima

Según la carta de climas editada por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), el tramo objeto del presente estudio, se encuentra localizado dentro de una región con clima semicálido. La temperatura media anual es de 26° centígrados; las temperaturas más altas ocurren en el periodo de marzo a agosto, siendo éstas del orden de los 45 °C y las más bajas en la temporada invernal donde se registran temperaturas bajo cero.

La época de lluvias suele ser en verano, la precipitación media anual es de 350 mm, los meses de mayor humedad son los de verano, en especial agosto; los meses más secos suelen ser marzo y noviembre.

3. Muestreo del terreno natural y de los bancos de materiales

Con el propósito de conocer la naturaleza y las propiedades físicas de los suelos existentes a lo largo del eje de trazo de la carretera, se efectuó la exploración directa mediante veintinueve sondeos (21), los cuales consistieron en pozos a cielo abierto realizados con pico, pala y retroexcavadora, ubicados sobre el ya mencionado eje. Estos sondeos fueron localizados con el criterio de que la

información que proporcionan sea representativa de todo el tramo en que se ubican así dichos pozos se excavaron a cada quinientos metros en promedio, sin omitir sondear alguno de los subtramos donde cambiaron las características del terreno natural. Se obtuvieron muestras alteradas representativas del terreno de apoyo de la carretera para la descripción de los suelos existentes en todo lo largo del eje de proyecto. Cabe mencionar que durante la exploración realizada para el Circuito Exterior de Culiacán, no se detectó la existencia de nivel freático.

En los sitios donde se exhibió la presencia de rocas, se efectuó inspección visual de detalle. Como parte del trabajo de campo, se realizaron recorridos a lo largo del eje proyectado con objeto de localizar los bancos de materiales más apropiados y proponer los de mejor calidad y más cercanos a la obra; los bancos seleccionados fueron muestreados y luego se trasladaron las muestras al laboratorio para efectuarles los análisis de calidad correspondientes.

Las muestras alteradas representativas obtenidas de cada uno de los pozos a cielo abierto (PCA) fueron sometidas a diversas pruebas, lo cual permitió obtener lo que a continuación se enlista.

- Granulometría completa (desde la malla de 4" hasta la #200)
- Límites de Plasticidad
- Contenido natural de agua
- Clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)
- Peso Volumétrico Seco Máximo
- Peso Volumétrico Seco Suelto
- Peso Volumétrico Natural
- Humedad Óptima
- Valor Relativo de Soporte (VRS) estándar saturado
- Expansión Libre

Para la formación de las diversas capas que integrarán la estructura del pavimento y las terracerías, se proponen los siguientes sitios como bancos de materiales:

- Banco "AGUARUTO" km 1+700 con desviación derecha a 100 m
- Banco "LA HIGUERITA" km 4+500 con desviación izquierda a 2,000 m
- Banco "SIN NOMBRE" km 10+240 con desviación derecha a 7,100 m

En ese sentido, se realizó el muestreo de los materiales en los sitios elegidos como probables bancos de materiales, se programaron y ejecutaron los ensayos que siguen.

- Granulometría Completa (desde la malla de 4" a la número 200)
- Límites de Plasticidad
- Peso Específico Seco Máximo
- Peso Volumétrico Seco Suelto
- Humedad Óptima
- Valor Relativo de Soporte estándar saturado
- Expansión libre

- Absorción
- Densidad
- Equivalente de Arena
- Contracción lineal
- Clasificación SUCS

a. Resultados de Las pruebas de Laboratorio

Para el caso de las muestras pertenecientes al terreno natural, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.2, la cual concentra la información de todos los reportes de laboratorio efectuados; con base en esto se definió la correcta descripción de los suelos existentes en el tramo estudiado, con lo cual se llevó a cabo el llenado de los datos de la curva masa (ver tabla 4.3).

Puede observarse que la prueba de expansión ejecutada con las 21 muestras de suelo provenientes de los pozos a cielo abierto, arroja resultados muy variados que van desde 0.0 hasta 9.7 por ciento de expansión, de acuerdo con la norma dispuesta por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes M-MMP-1-11/08. En la tabla 4.2 además de la expansión, se concentran los datos del sondeo, el espesor del estrato (ESP), los límites de plasticidad de la muestra, su composición granulométrica, su humedad natural (HUM. NAT.), su peso volumétrico natural (PVN), su peso volumétrico seco suelto (PVSS), su peso volumétrico seco máximo (PVSM), su humedad óptima de compactación (HUM. OPT.), su valor relativo de soporte (VRS) y su clasificación de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS). Con todos estos datos se procedió a elaborar un perfil estratigráfico del terreno natural a lo largo de la línea de trazo de la carretera (ver figura 4.5).

Con respecto a los bancos, los resultados obtenidos indican que están formados por rocas sedimentarias alteradas muy fracturadas, gravas y arenas mal graduadas. Su Valor Relativo de Soporte varía de 23 % a 94 % para las muestras correspondientes; ello significa que los bancos de materiales cumplen con la Normativa SCT y se podrán utilizar con el fin de proporcionar materiales de calidad para las diferentes capas estructurales de la carretera. Para los bancos La Higuera y Sin Nombre, los resultados de las pruebas permiten concluir que los dos son poseedores de material de buenas características para emplearse en el cuerpo de terracerías, específicamente en las capas: subyacente y subrasante.

Por otra parte el banco denominado Aguaruto será utilizado exclusivamente para formar las capas del pavimento, ya que el material analizado cumple con las normas dispuestas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes: N-CMT-4-02-002/04, N-CMT-2-02-002/02, N-CMT-4-04/08. Ello con el fin de que pueda ser utilizado en la formación de la base hidráulica, la base asfáltica y la carpeta de rodamiento; además de que cumple con los requerimientos para fungir como agregado para concreto hidráulico, siempre y cuando se realice un adecuado tratamiento que consiste fundamentalmente en triturar y cribar el material por las mallas correspondientes.

TABLA 4.2. RESUMEN DEL INFORME DE TERRACERÍAS QUE EXHIBE LAS CALIDADES DEL TERRENO NATURAL. LOS CADENAMIENTOS PRESENTES EN LA PRIMERA COLUMNA CORRESPONDEN A LA UBICACIÓN DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO, DE LOS CUALES SE OBTUVO CADA MUESTRA PROBADA.

KM	ESTRATO	ESP. (cm)	LÍMITE LÍQUIDO (%)	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICO	COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA (%)				HUM. NAT. (%)	PVN (kg/m ³)	PVSS (kg/m ³)	PVSM (kg/m ³)	HUM. OPT. (%)	VRS (%)	EXPANSIÓN	CLASIF. SUCS
						Boleos	Gravas	Arenas	Finos								
0+120	UNICO	2	62.77	19.89	42.88	0	2	45	53	18.9	1545	1200	1700	19.4	3.0	5.0	CH
0+500	1	0-1	47.12	20.32	26.80	0	0	43	57	16.1	1454	1167	1620	20.6	5.0	4.8	CL
	2	1-1.8	34.77	20.80	13.98	0	0	52	48	13.3		1200			12.0	0.0	SC
0+880	UNICO	1.9	36.27	24.24	12.03	0	3	73	24	14.5	1485	1180	1483	25.6	48.0	0.8	SC
1+500	UNICO	1.9	22.90	N.P.	N.P.	0	59	35	6	6.2	1870	1660	2080	6.6	94.0	0.0	GP
2+000	UNICO	2.0	28.40	N.P.	N.P.	0	0	69	31	13.1		1220			36.0	0.3	SM
2+360	UNICO	1.9	29.74	N.P.	N.P.	0	1	59	40	6.7		1100			42.0	0.0	SM
3+080	UNICO	1.9	28.21	24.11	4.10	0	0	56	44	11.8	1379	1180	1650	19.1	26.0	0.8	SM
3+500	UNICO	1.8	28.58	21.47	7.11	0	4	33	63	14.7	1346	1120	1500	23.4	7.0	3.6	CL
4+060	UNICO	1.7	30.14	15.63	14.51	0	0	29	71	10.3	1368	1100	1500	23.4	9.0	7.7	CL
4+480	1	0-0.5	76.40	33.38	43.02	0	3	15	82	7.1		1090			2.0	6.4	CH
	2	0.5-1.8	39.53	24.41	15.12	0	44	40	16	12.4		1440		16.1	34.0	0.9	GC
5+000	1	2	88.47	36.24	52.23	0	2	18	80	12.1	1355	1133	1600		4.0	6.8	CH
5+500	1	1.8	72.6	32.57	40.03	0	2	21	77	12.2		1120			3.0	6.1	CH
5+880	1	0-0.8	83.27	33.40	49.87	0	1	46	53	15.4		1150			5.0	2.9	CH
	2	0.8-1.8	34.09	23.94	10.14	0	12	68	20	12.8		1333			20.0	1.0	SC
6+500	1	2	78.60	33.90	44.70	0	1	32	67	13.9		1220			4.0	8.1	CH
7+020	1	0-0.7	80.56	34.56	46.00	0	9	25	66	24.7	1520	1166	1620	25.2	3.0	8.0	CH
	2	0.7-1.9	36.67	21.39	15.28	0	32	53	15	13.2		1300			16.0	5.0	SC
7+540	1	0-0.8	78.21	34.14	44.07	0	2	33	65	22.8	1550	1233	1650	23.6	3.0	7.4	CH
	2	0.8-1.9	34.16	21.38	12.78	0	25	59	16	12.8		1366			13.0	5.5	SC
7+980	1	0-1.7	79.83	27.13	52.69	0	1	24	75	21.9	1557	1166	1650	23.6	2.0	8.2	CH
	2	1.7-2	36.98	24.48	12.50	0	44	34	22	12.8		1350			47.0	2.1	GC
8+440	1	0-0.7	82.58	31.67	50.90	0	14	29	57	24.1		1166			4.0	9.7	CH
	2	0.7-1.8	34.40	23.40	11.00	0	49	41	10	11.4		1492			62.0	1.3	GC
9+000	1	0-0.5	89.75	33.33	56.42	0	0	16	84	23.0	1493	1133	1650	23.6	1.0	7.0	CH
	2	0.5-1.9	38.96	23.42	15.54	0	25	64	11	11.5		1366			58.0	0.6	SC
9+460	UNICO	0-1.8	78.69	33.44	45.25	0	14	26	60	19.1	1500	1133	1700	19.8	4.0	7.5	CH
10+000	UNICO	0-1.9	81.60	33.48	48.12	0	2	16	82	16.9	1499	1100	1700	19.8	2.0	8.2	CH

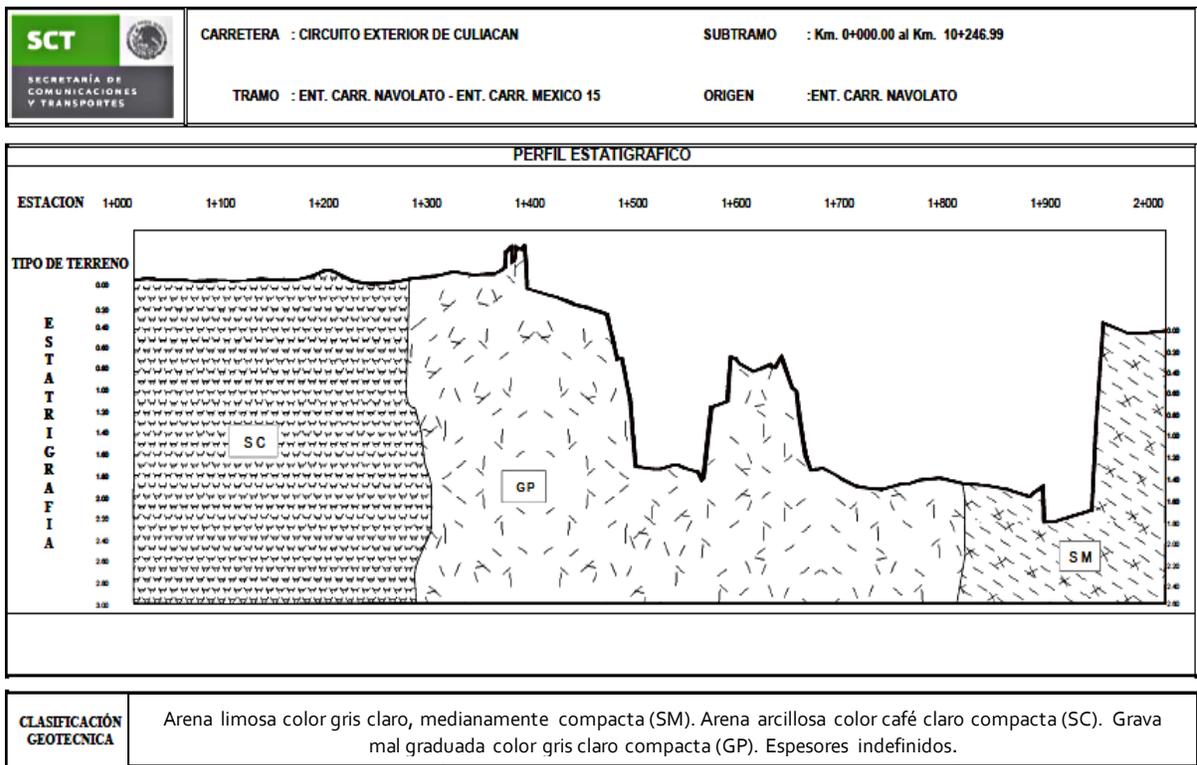
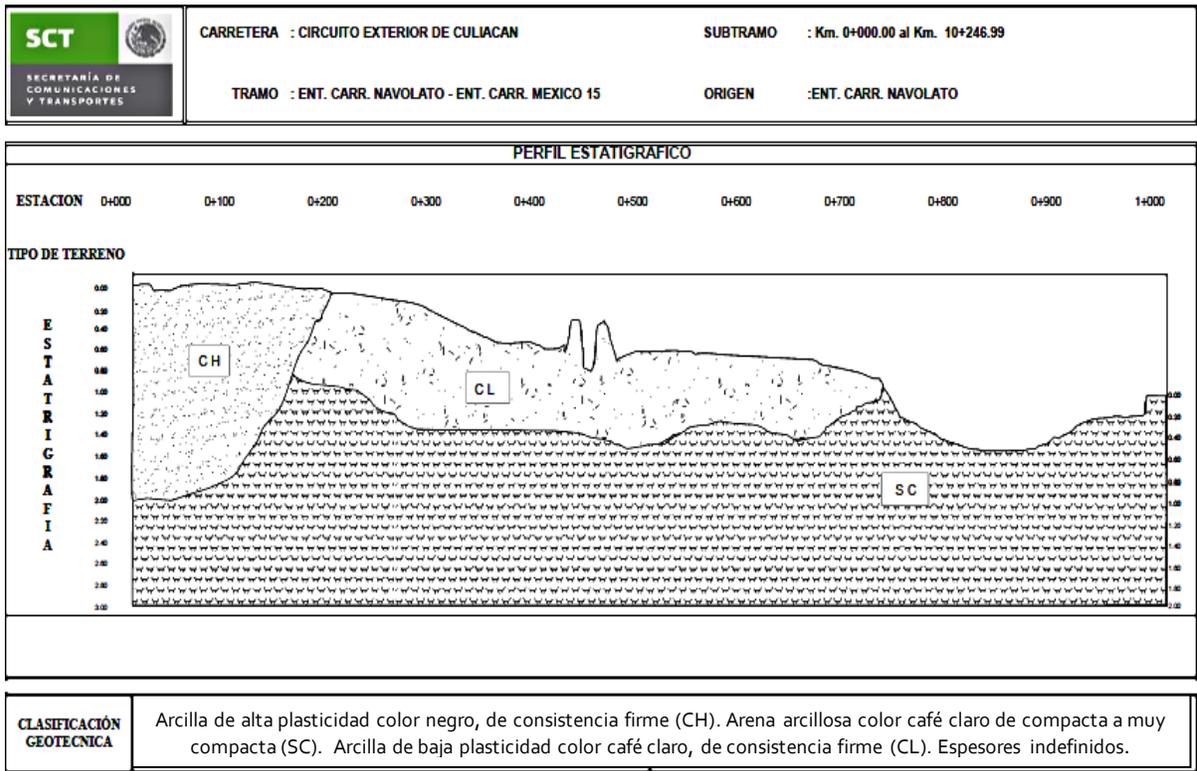
TABLA 4.3. DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA CURVA MASA DEL PROYECTO. CON BASE EN LOS RESULTADOS DE LABORATORIO DE LOS PCA SE REALIZA UNA CARACTERIZACIÓN DE TODO EL TRAMO CARRETERO Y SE DEFINE EL TIPO DE MATERIAL PRESENTE EN CADA CADENAMIENTO, CON ELLO SE IDENTIFICAN SUBTRAMOS EN LOS QUE PREDOMINA CIERTO MATERIAL; LUEGO SE EFECTÚAN LAS OBSERVACIONES COMPETENTES A LA CONSTRUCCIÓN DE DICHO SUBTRAMO (VER ANEXO).

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES				CARRETERA : CIRCUITO EXTERIOR DE CULIACÁN										
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS				TRAMO : ENT. CARRETERA A NAVOLATO - ENT. CARRETERA MÉXICO 15										
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PAVIMENTOS				SUBTRAMO : DEL KM 0+000 AL KM 10+246										
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA Y PAVIMENTOS				ORIGEN : ENTRONQUE CARRETERA A NAVOLATO										
TABLA DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA CURVA MASA														
KM A KM	ESTRATO		CLASIFICACIÓN S.C.T.	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA				CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO A B C	TERRAPLÉN		CORTE		OBSERVA- CIONES
	No.	ESPESOR M			90%	95%	100%	BANDEADO		ALTURA MÁXIMA	TALUD	ALTURA MÁXIMA	TALUD	
0+000 A 0+500	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	D<H<1	3.0:1.0			
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, HÚMEDA COLOR NEGRO DE CONSISTENCIA FIRME (CH).	COMPACTADO	1.00	0.96	0.91		50-50-00	1<H<2	2.5:1.0			A B C J
										H>2	1.7:1.0			
0+500 A 1+400	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	D<H<1	3.0:1.0			
	2	INDEF.	ARENA ARCILLOSA COLOR CAFÉ CLARO, POCO HÚMEDA, DE MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA (SC).	COMPACTADO	1.00	0.95	0.90		50-50-00	1<H<2	2.5:1.0			A B F G M
										H>2	1.7:1.0			
1+400 A 1+800	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	D<H<1	3.0:1.0			
	2	INDEF.	ARENA MAL GRADUADA COLOR CAFÉ CLARO, POCO HÚMEDA, CON POCOS FINOS, DE MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA (SP).	COMPACTADO	1.00	0.95	0.90		50-50-00	1<H<2	2.5:1.0			A B F G M
										H>2	1.7:1.0			
1+800 A 3+200	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	D<H<1	3.0:1.0			
	2	INDEF.	ARENA LIMOSA COLOR CAFÉ CLARO, MEDIANAMENTE HÚMEDA DE SUELTA A MEDIANAMENTE COMPACTA (SM).	COMPACTADO	0.94	0.89	0.84		60-40-00	1<H<2	2.5:1.0			A B F G M
										H>2	1.7:1.0			
3+200 A 4+300	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	D<H<1	3.0:1.0			
	2	INDEF.	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ CLARO, MEDIANAMENTE HÚMEDA, DE CONSISTENCIA FIRME (CL).	COMPACTADO	0.99	0.95	0.90		50-50-00	1<H<2	2.5:1.0			A B C J
										H>2	1.7:1.0			
4+300 A 4+900	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	D<H<1	3.0:1.0			
	2	0.70	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO, POCO HÚMEDA, DE CONSISTENCIA MEDIA (CH).	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85		70-30-00	1<H<2	2.5:1.0			A B C J
	3	INDEF.	GRAVA ARCILLOSA COLOR GRIS OSCURO, MEDIANAMENTE HÚMEDA, MEDIANAMENTE COMPACTA (GC).	COMPACTADO	0.96	0.91	0.86		60-40-00	H>2	1.7:1.0			A B F G M

TABLA 4.3. (CONTINUACIÓN) ENTRE LOS DISTINTOS TIPOS DE SUELOS Y ROCA ENCONTRADOS A LO LARGO DEL TRAMO DE ESTUDIO SE PUEDE PERCIBIR LA PRESENCIA PREDOMINANTE DE ARCILLAS DE ALTA DEFORMABILIDAD, EXPANSIVAS LA MAYORÍA DE ELLAS.

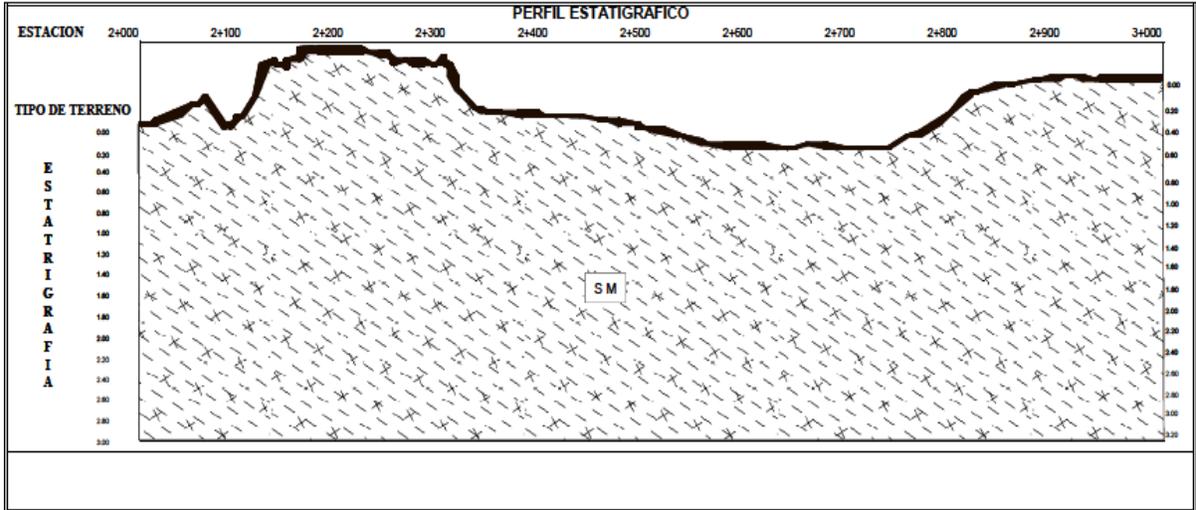
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES				CARRETERA : CIRCUITO EXTERIOR DE CULIACÁN										
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS				TRAMO : ENT. CARRETERA A NAVOLATO - ENT. CARRETERA MÉXICO 15										
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PAVIMENTOS				SUBTRAMO : DEL KM 0+000 AL KM 10+246										
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA Y PAVIMENTOS				ORIGEN : ENTRONQUE CARRETERA A NAVOLATO										
TABLA DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA CURVA MASA														
KM A KM	ESTRATO		CLASIFICACIÓN S.C.T.	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA				CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO A B C	TERRAPLÉN		CORTE		OBSERVA- CIONES
	No.	ESPESOR M			90%	95%	100%	BANDEADO		ALTURA MÁXIMA	TALUD	ALTURA MÁXIMA	TALUD	
4+900 A 6+500	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:1.0			
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO, POCO HÚMEDA DE CONSISTENCIA MEDIA (CH).	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85		70-30-00	1<H<2	2.5:1.0			A B C J
										H>2	1.7:1.0			
6+500 A 7+900	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:1.0			
	2	0.70	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO, POCO HÚMEDA DE CONSISTENCIA FIRME A MUY FIRME (CH).	COMPACTADO	1.03	0.99	0.94		30-70-00	1<H<2	2.5:1.0			A B C J
	3	INDEF.	ARENA ARCILLOSA COLOR GRIS, MEDIANAMENTE HÚMEDA, MUY COMPACTA (SC).	COMPACTADO	1.11	1.05	1.00		20-80-00	H>2	1.7:1.0			A B E G I
7+900 A 8+500	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:1.0			
	2	0.70	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO, MEDIANAMENTE HÚMEDA, DE CONSISTENCIA FIRME (CH).	COMPACTADO	0.99	0.95	0.90		50-50-00	1<H<2	2.5:1.0			A B C J
	3	INDEF.	GRAVA ARCILLOSA COLOR CAFÉ OSCURO, POCO HÚMEDA, DE COMPACTA A MUY COMPACTA (GC).	COMPACTADO	1.08	1.02	0.97		30-70-00	H>2	1.7:1.0			A B F G M
8+500 A 9+400	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:1.0			
	2	0.70	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO, MEDIANAMENTE HÚMEDA, DE CONSISTENCIA MEDIA A FIRME (CH).	COMPACTADO	0.98	0.93	0.88		60-40-00	1<H<2	2.5:1.0			A B C J
	3	INDEF.	ARENA ARCILLOSA COLOR CAFÉ CLARO, MEDIANAMENTE HÚMEDA, MEDIANAMENTE COMPACTA (SC).	COMPACTADO	0.96	0.91	0.86		60-40-00	H>2	1.7:1.0			A B F G M
9+400 A 10+246	1		SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:1.0			
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO, MEDIANAMENTE HÚMEDA, DE CONSISTENCIA MEDIA A FIRME (CH).	COMPACTADO	0.98	0.93	0.88		60-40-00	1<H<2	2.5:1.0			A B C J
										H>2	1.7:1.0			

Fig. 4.5. Perfil estratigráfico donde se proyectó el Circuito Exterior de Culiacán



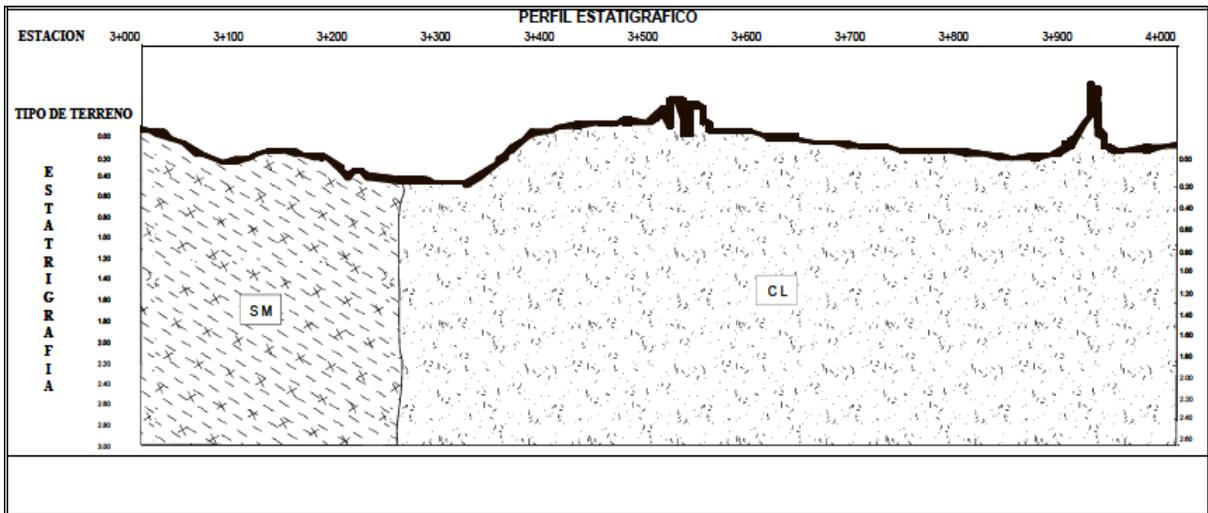
CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA

	CARRETERA : CIRCUITO EXTERIOR DE CULIACAN	SUBTRAMO : Km. 0+000.00 al Km. 10+246.99
	TRAMO : ENT. CARR. NAVOLATO - ENT. CARR. MEXICO 15	ORIGEN : ENT. CARR. NAVOLATO



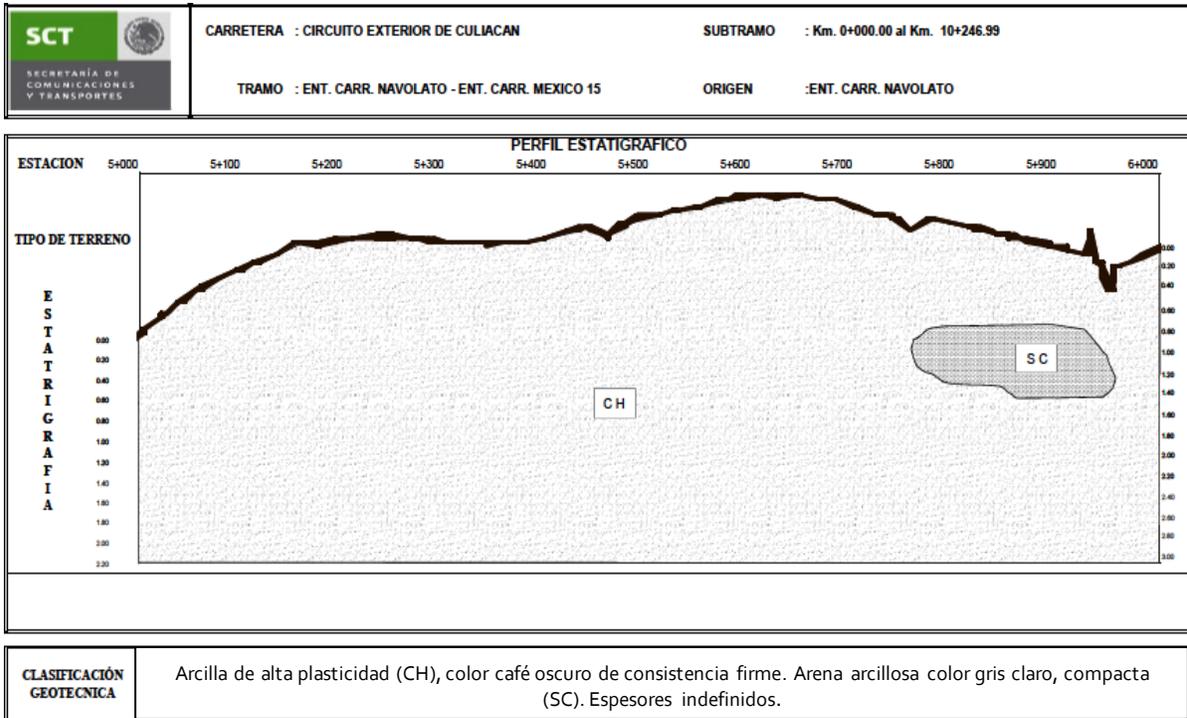
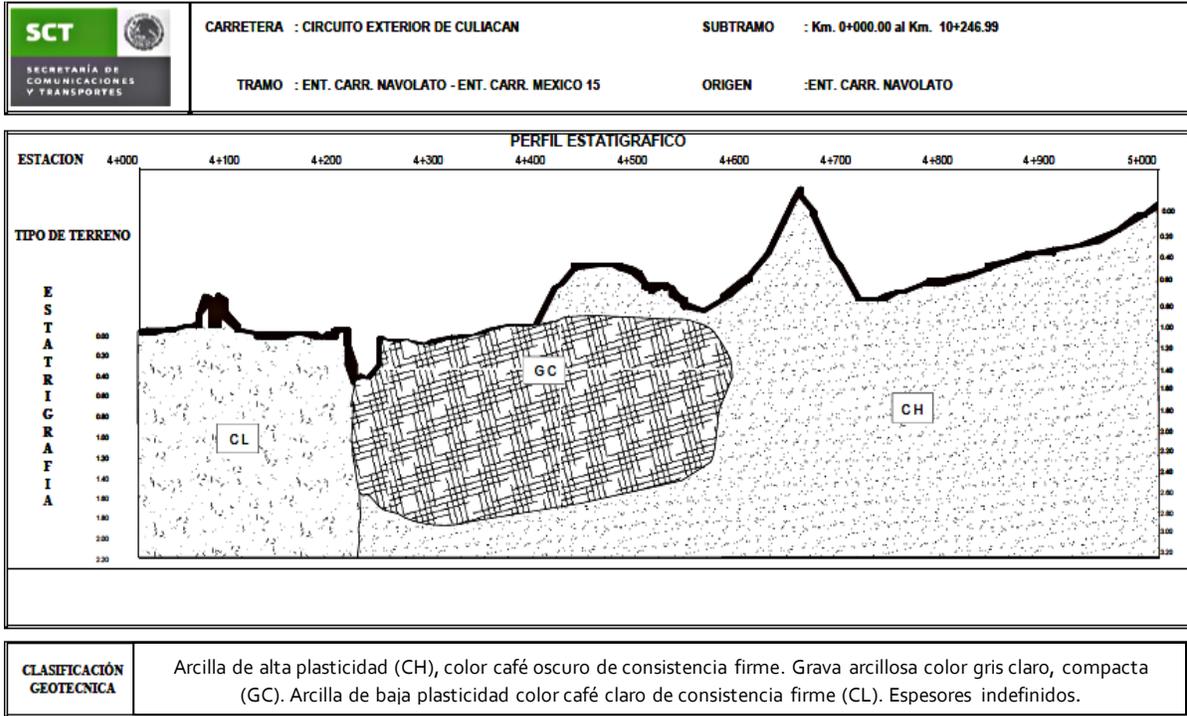
CLASIFICACIÓN GEOTECNICA	Arena limosa color gris claro, compacta (SM). Espesor indefinido.
--------------------------	---

	CARRETERA : CIRCUITO EXTERIOR DE CULIACAN	SUBTRAMO : Km. 0+000.00 al Km. 10+246.99
	TRAMO : ENT. CARR. NAVOLATO - ENT. CARR. MEXICO 15	ORIGEN : ENT. CARR. NAVOLATO



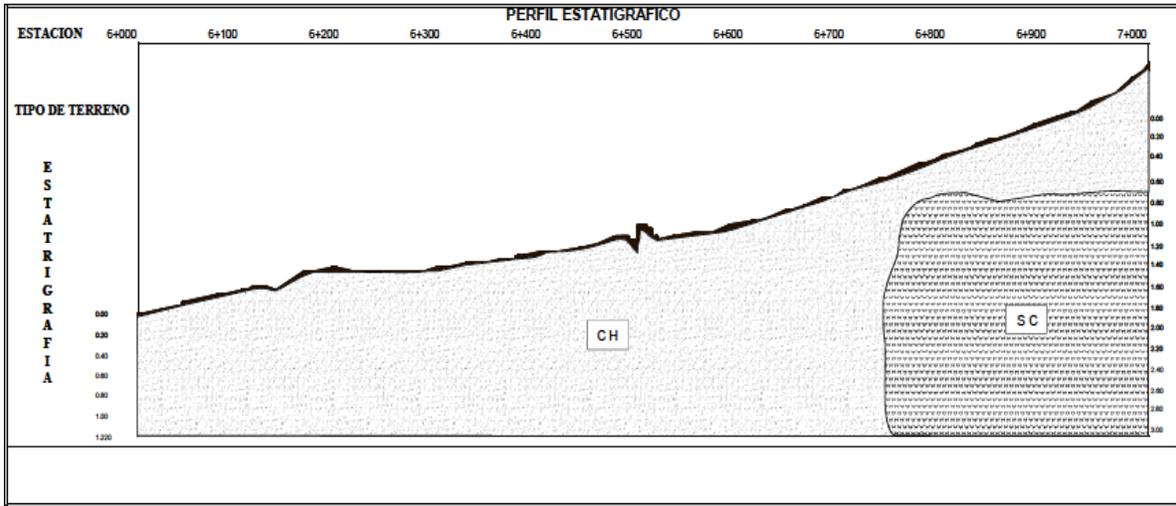
CLASIFICACIÓN GEOTECNICA	Arena limosa color gris claro, compacta (SM). Arcilla de baja plasticidad color café claro de consistencia firme (CL). Espesores indefinidos.
--------------------------	---

CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA



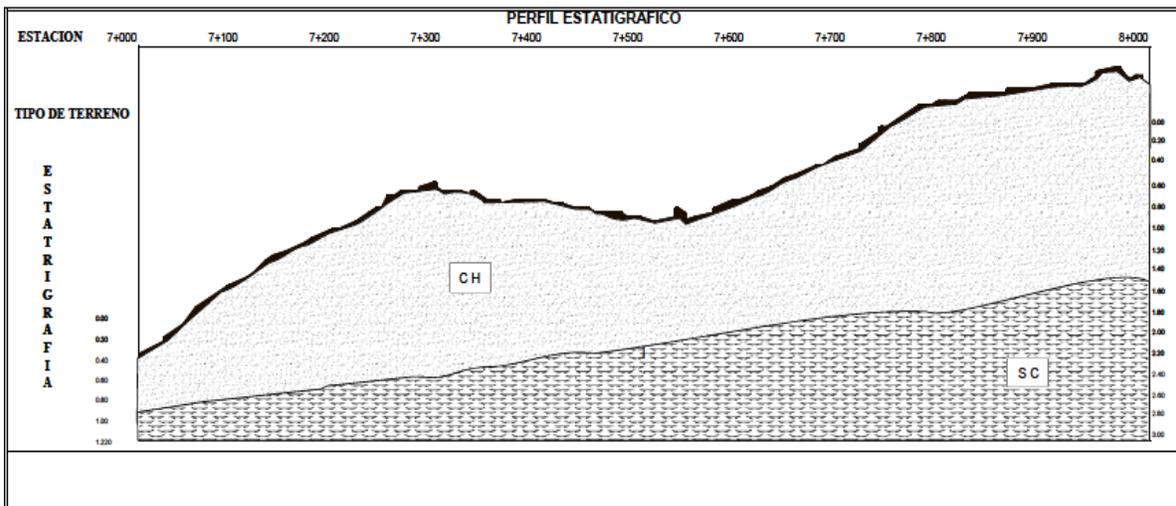
CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA

	CARRETERA : CIRCUITO EXTERIOR DE CULIACAN	SUBTRAMO : Km. 0+000.00 al Km. 10+246.99
	TRAMO : ENT. CARR. NAVOLATO - ENT. CARR. MEXICO 15	ORIGEN : ENT. CARR. NAVOLATO



CLASIFICACIÓN GEOTECNICA	Arcilla de alta plasticidad (CH), color café oscuro de consistencia firme. Arena arcillosa color gris claro, muy compacta (SC). Espesores indefinidos.
--------------------------	--

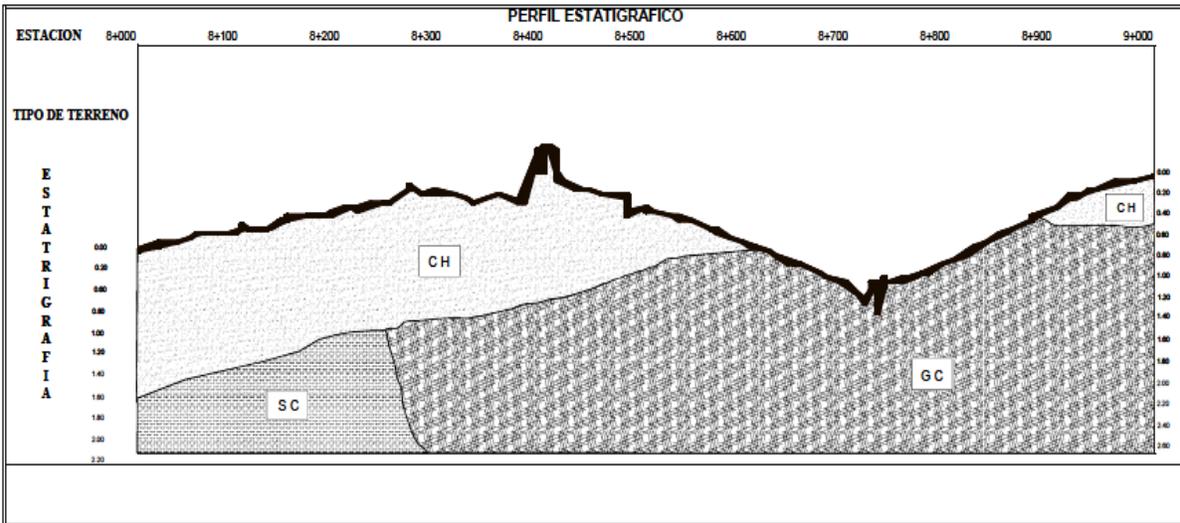
	CARRETERA : CIRCUITO EXTERIOR DE CULIACAN	SUBTRAMO : Km. 0+000.00 al Km. 10+246.99
	TRAMO : ENT. CARR. NAVOLATO - ENT. CARR. MEXICO 15	ORIGEN : ENT. CARR. NAVOLATO



CLASIFICACIÓN GEOTECNICA	Arcilla de alta plasticidad (CH), color café oscuro de consistencia firme. Arena arcillosa color gris claro, muy compacta (SC). Espesores indefinidos.
--------------------------	--

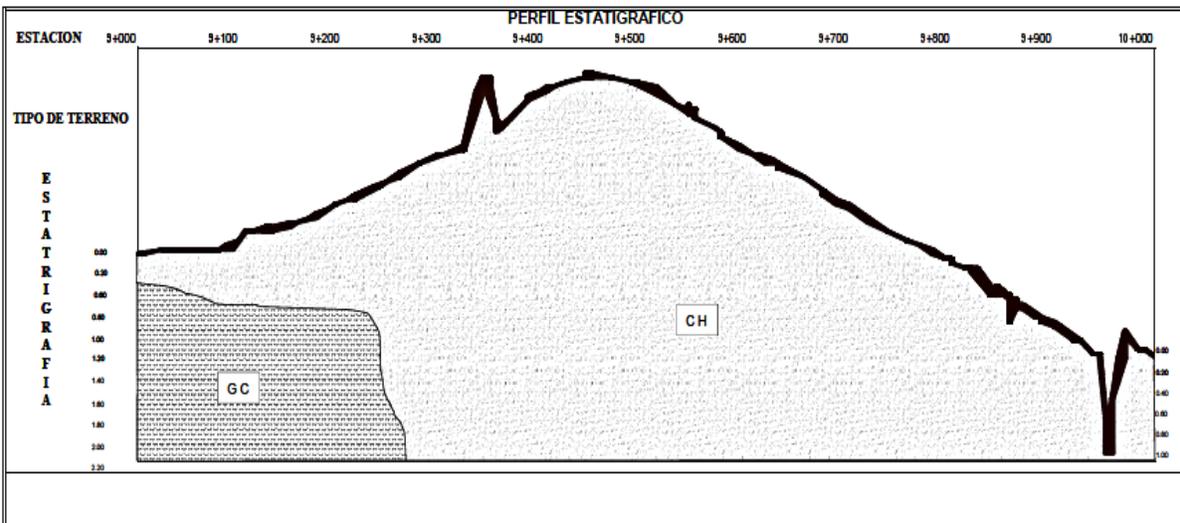
CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA

	CARRETERA : CIRCUITO EXTERIOR DE CULIACAN	SUBTRAMO : Km. 0+000.00 al Km. 10+246.99
	TRAMO : ENT. CARR. NAVOLATO - ENT. CARR. MEXICO 15	ORIGEN : ENT. CARR. NAVOLATO



CLASIFICACIÓN GEOTECNICA	Arcilla de alta plasticidad (CH), color café oscuro de consistencia firme a muy firme. Arena arcillosa color gris claro, muy compacta (SC). Grava arcillosa color gris claro, muy compacta (GC). Espesores indefinidos.
---------------------------------	---

	CARRETERA : CIRCUITO EXTERIOR DE CULIACAN	SUBTRAMO : Km. 0+000.00 al Km. 10+246.99
	TRAMO : ENT. CARR. NAVOLATO - ENT. CARR. MEXICO 15	ORIGEN : ENT. CARR. NAVOLATO



CLASIFICACIÓN GEOTECNICA	Arcilla de alta plasticidad (CH), color café oscuro de consistencia firme a muy firme. Grava arcillosa color gris claro, muy compacta (GC). Espesores indefinidos.
---------------------------------	--

4. Solución aplicada

Con base en las tablas antes mostradas, que contienen los datos para calcular la curva masa, y de acuerdo con el perfil del terreno natural se efectuó la caracterización del tramo carretero proyectado y de acuerdo con lo observado, se detectó la presencia de arcillas expansivas en los subtramos mostrados en la tabla 4.4.

TABLA 4.4. SUBTRAMOS QUE NECESITAN TRATAMIENTO POR LA EXISTENCIA DE ARCILLAS EXPANSIVAS EN LA LÍNEA DE TRAZO Y CRITERIOS MEDIANTE LOS CUALES SE CALIFICA LA EXPANSIBILIDAD (VER TABLA 2.1).

No.	Cadena- miento [km]	Profundidad [m]	Descripción	Finos [%]	Límite Líquido [%]	Exp. Libre [%]	Expansibi- lidad
1	0+000 A 0+500	0 — 0.20	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.20 — indefinida	Arcilla expansiva	55	60	5	De Media a Alta
2	4+300 A 4+900	0 — 0.20	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.20 — 0.70	Arcilla expansiva	82	76	6.5	Alta
		0.70 — indefinida	Grava arcillosa	-	-	-	-
3	6+500 A 7+900	0 — 0.20	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.20 — 0.70	Arcilla expansiva	65	81	8	Alta
		0.70 — indefinida	Arena arcillosa	-	-	-	-
4	7+900 A 8+500	0 — 0.20	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.20 — 0.70	Arcilla expansiva	57	83	9.7	De Alta a Muy Alta
		0.70 — indefinida	Grava arcillosa	-	-	-	-
5	8+500 A 9+400	0 — 0.20	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.20 — 0.70	Arcilla expansiva	84	90	7	De Alta a Muy Alta
		0.70 — indefinida	Arena arcillosa	-	-	-	-
6	9+400 A 10+246	0 — 0.20	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.20 — indefinida	Arcilla expansiva	82	82	8.2	De Alta a Muy Alta

De los seis subtramos que requieren tratamiento es posible distinguir dos de ellos: el primero y el sexto, en los cuales no se encontró otro material que no fuera arcilla expansiva en la profundidad del sondeo establecida por la Normativa SCT, la cual es de 2.50 m para el caso de realizar pozos a cielo abierto. Para los restantes cuatro subtramos se puede apreciar que después del estrato

arcilloso existe un estrato conformado ya sea por grava arcillosa o por arena arcillosa, a una profundidad no mayor que 2.50 m. De acuerdo con la Normativa SCT, las arcillas expansivas son un material que por sus características, no debe utilizarse ni en la formación del cuerpo del terraplén; por ello mismo la solución más conveniente para este problema fue realizar la sustitución de dicho material.

La situación antes descrita nos lleva a visualizar dos alternativas de solución.

1. En los subtramos en los que por debajo de la arcilla expansiva se haya detectado la presencia de grava arcillosa o de arena arcillosa, se extraerá todo el material arcilloso, es decir; se abrirá caja con la profundidad requerida hasta llegar a los estratos de grava y de arena, los cuales; deberán compactarse al 90 % de su peso volumétrico seco máximo en una profundidad de 0.20 metros. En seguida se construirá el cuerpo del terraplén con material procedente de banco, y tendrá altura variable hasta llegar al nivel de rasante del proyecto.
2. En los subtramos en los cuales el espesor del estrato arcilloso sea indefinido, se abrirá caja hasta una profundidad de 0.5 m y se vaciarán fragmentos de roca los cuales serán bandeados posteriormente. Luego sobre la capa de fragmentos de roca se desplantará el terraplén con material procedente de banco de préstamo más cercano. El objetivo del "pedraplén" constituido es permitir las expansiones del material que subyace de él, pues cuando ocurran los incrementos de volumen los espacios entre los fragmentos de roca, (los cuales están vacíos) serán ocupados por la arcilla expansiva, sin afectar en lo más mínimo al terraplén y al camino en general.

En síntesis la solución para este problema consiste en la no utilización del material expansivo como material de apoyo para las capas estructurales del camino; en la mayoría de los subtramos la remoción de la arcilla expansiva fue posible debido a la presencia a poca profundidad de gravas y arenas. Para dos subtramos fue necesario excavar una caja de 0.5 metros de profundidad y posteriormente se llenó de fragmentos de roca, sobre los cuales se desplantó el terraplén.

El diseño del pavimento se llevó a cabo por parte del contratista por el método de la AASHTO y utilizando el programa DISPAV 5 del Instituto de Ingeniería de la UNAM; los resultados obtenidos fueron analizados y se concretaron a los siguientes espesores.

CAPA	ESPESOR (cm)
Carpeta de concreto asfáltico	8
Base asfáltica	20
Base hidráulica	25
Subrasante	30

Es pertinente mencionar que los métodos hasta ahora empleados para el diseño sólo brindan los espesores de las capas que corresponden al pavimento (carpeta de rodamiento, base asfáltica y base hidráulica) y el de una capa de las terracerías: la subrasante. El espesor de la capa de transición o subyacente es elegido bajo el criterio del ingeniero y generalmente es 0.50 m; el

terraplén por su parte siempre variará su espesor pues depende de las condiciones topográficas y de la línea de trazo del proyecto.

Los procedimientos de construcción tanto para terracerías como para pavimentos especificados por el proyectista, son los que a continuación se muestran.

TERRACERÍAS

- Los trabajos de desmonte, despalme y limpieza general del área por construir, se realizarán siguiendo los lineamientos indicados en el proyecto de terracerías correspondiente.
- En el caso de cortes en cajón, una vez efectuado el despalme se abrirá caja cuyas dimensiones deberán estar debidamente indicadas en el proyecto, el piso de corte o caja deberá compactarse al 90 % de su PVSM de la prueba AASHTO estándar en una profundidad de 0.20 m o bandearse según sea el caso.
- Para el caso de terraplenes se construirá el cuerpo de terraplén con altura variable dependiendo de la rasante de proyecto y se compactará al 90 % de su PVSM de la Prueba AASHTO estándar.
- La capa de transición se construirá dependiendo de la altura del cuerpo de terraplén, debiendo construirse 0.50 m y deberá compactarse el material que constituya dicha capa al 95 % de su PVSM de la prueba AASHTO estándar.
- Finalmente la capa subrasante se construirá con un espesor de 0.40 m, debiéndose compactar el material que constituya dicha capa al 100% de su PVSM de la prueba AASHTO estándar.

PAVIMENTO

- Base hidráulica

Sobre la capa subrasante debidamente terminada se construirá una capa de Base hidráulica de 0.25 m de espesor, utilizando el material procedente del banco de préstamo indicado para este fin. El material que conforme esta capa se deberá compactar al 100 % de su peso volumétrico seco máximo (PVSM) de la prueba AASHTO modificada.

- Riego de impregnación

Sobre la superficie de la capa de base hidráulica debidamente terminada, superficialmente seca y barrida, se aplicará en todo el ancho de la sección así como en dichos taludes que formen el pavimento, un riego de impregnación con emulsión asfáltica catiónica a razón de 1.01 l/m^2 .

- Riego de liga para Base Asfáltica

Sobre la superficie de la capa de base hidráulica debidamente terminada, se aplicará en todo el ancho de la sección un riego de liga con emulsión asfáltica catiónica, a razón de 0.6 l/m^2 .

- Base Asfáltica

Sobre la superficie de la capa de base hidráulica debidamente terminada, después de aplicar un riego de liga, se colocará una capa de base estabilizada con asfalto de 0.20 m de espesor, dicha capa se elaborará en planta y en caliente con materiales procedentes de los bancos indicados para este fin y cemento asfáltico AC — 20 con una proporción de 130 litros por cada metro cúbico de material pétreo seco y suelto de tamaño máximo de 38.1 mm (1 ½").

El tendido se realizará con máquina terminadora en una sola capa, dicha capa se compactará al 95% de su peso volumétrico determinado con la Prueba Marshall. El equipo de trituración y cribado deberá contar por lo menos con un dispositivo para el despolve, procurando que el material fino pase por la malla 200, resulte menor del 5 %; adicionalmente cuando se trate de materiales triturados parcialmente se deberá garantizar que dichos materiales tengan por lo menos del orden del 30 % de trituración, por lo que es recomendable en su caso contar con un primario, un secundario y dos tolvas dosificadoras, de manera que se proporcione una buena granulometría.

- Riego de liga para la carpeta

Sobre la superficie de la capa de base estabilizada con asfalto debidamente terminada, se aplicará en todo el ancho de la sección un riego de liga con emulsión asfáltica catiónica, a razón de 0.6 l/m^2 .

- Carpeta de concreto asfáltico

Sobre la capa de base hidráulica debidamente terminada y después de la aplicación del riego de liga, se construirá una carpeta de concreto asfáltico de 0.08 m de espesor, utilizando material procedente del banco de préstamo indicado para este fin y cemento asfáltico AC-20 con una dosificación aproximada de 125 litros por cada metro cúbico de material pétreo seco y suelto, la mezcla será elaborada en planta y en caliente y el tendido se efectuará compactándola al 95 % de su peso volumétrico determinado en la Prueba Marshall.

- Riego de sello

En todo el ancho de corona se aplicará un riego de sello empleando material pétreo tipo 3-E procedente del banco indicado para este fin, a razón de 12 l/m^2 y producto asfáltico a base de emulsión catiónica a razón de 1.6 l/m^2 aproximadamente.

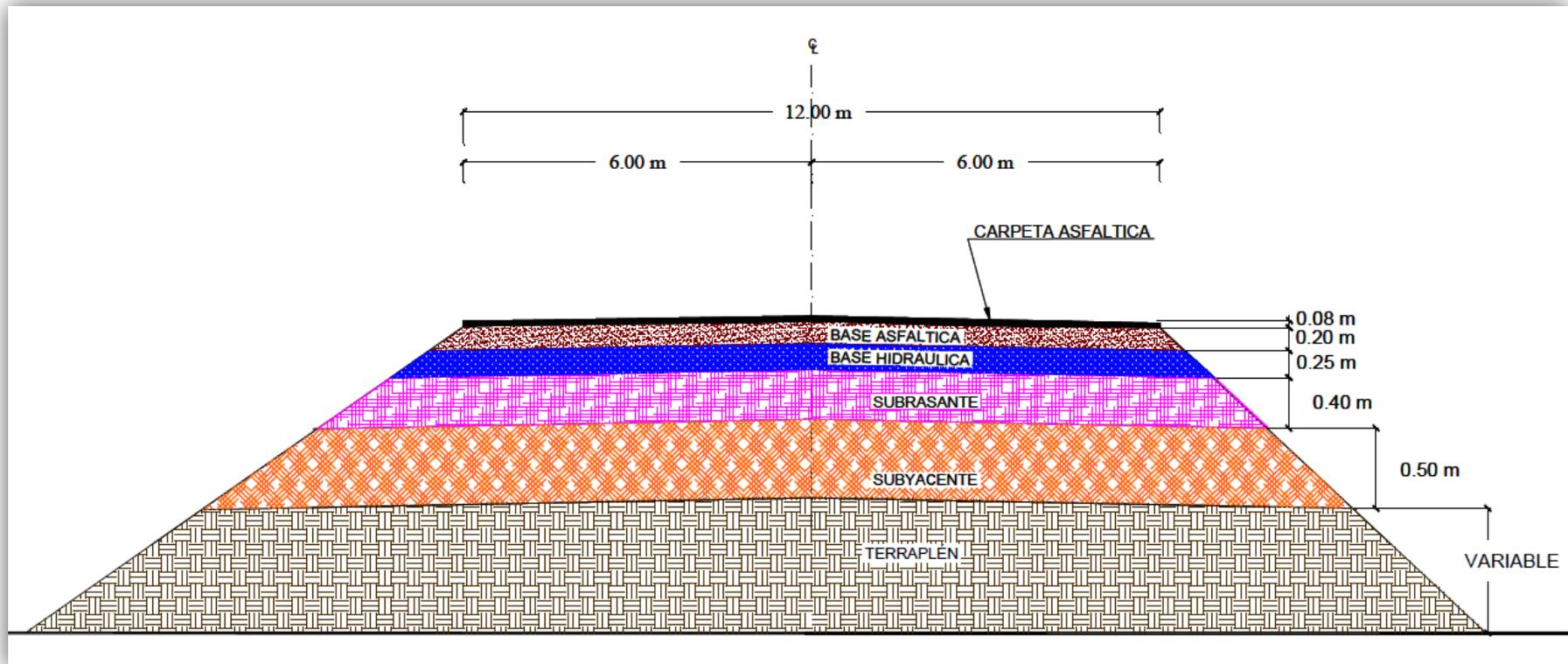


Fig. 4.6. Estructura de pavimento para el Circuito Exterior de Culiacán

B. Entronque Canoas II, en la Carretera Ciudad Valles-Tampico

1. Descripción general del proyecto

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México, mediante la Dirección General de Carreteras tiene contemplada la modernización de la carretera Ciudad Valles – Tampico, en el tramo Tamuín – Tampico, Entronque Canoas II km 605+355.25. La finalidad de este proyecto es dar fluidez al tránsito de paso y al local sin provocar congestión en el sitio; cumpliendo con las características geométricas en cuanto al alineamiento horizontal y vertical y así cumplir con lo establecido en las normas.

El proyecto contempla la construcción de un entronque a desnivel, donde los anchos de corona son variables; el entronque se proyectará para que cumpla con el alineamiento horizontal y vertical correspondiente con las normas y especificaciones actuales de la SCT.

TABLA 4.5. DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

CARRETERA	Ciudad Valles-Tampico
TRAMO	Tamuín-Tampico
SUBTRAMO	Entronque Canoas II, km 605+355.25
ORIGEN	Ciudad Valles, San Luis Potosí

2. Características de la zona donde se aloja el proyecto

a. Localización geográfica

El entronque en estudio, se localiza en la porción Sureste del estado de San Luis Potosí y Noroeste del estado de Veracruz, entre los meridianos $98^{\circ} 11'$ y $98^{\circ} 34'$ de longitud Oeste y los paralelos $22^{\circ} 06'$ y $22^{\circ} 08'$ de latitud Norte. El tramo en cuestión se encuentra comunicado por la carretera Federal No. 70 y la No. 105.

b. Geología y topografía

La superficie del Estado de San Luis Potosí forma parte de las provincias: Llanura Costera del Golfo Norte, La Mesa del Centro y La Sierra Madre Oriental. Tiene varias altitudes, también tiene planicies y montañas en forma de escalón: el más bajo en la zona de la huasteca; el segundo la línea montañosa que forman las sierras del Rosal, Tapona, Venado o Moctezuma, Ahualulco y San Luis o San Miguelito; el siguiente peldaño lo forma una planicie entre las sierras de San Miguelito al oeste y la de Álvarez al este y en el extremo norte, el desierto de El Salado. Al noreste de la ciudad de San Luis Potosí está ubicado un conjunto de sierras formadas por rocas sedimentarias y continentales.

La mayor elevación es Cerro Grande con una altitud de 3 180 metros sobre el nivel del mar (msnm), Sierra de Catorce con 3 110 msnm y la Sierra El Mastrante con 2 590 msnm. Casi la totalidad de área restante está integrada por bajadas que tienen altitudes aproximadas a los 2 000 msnm.

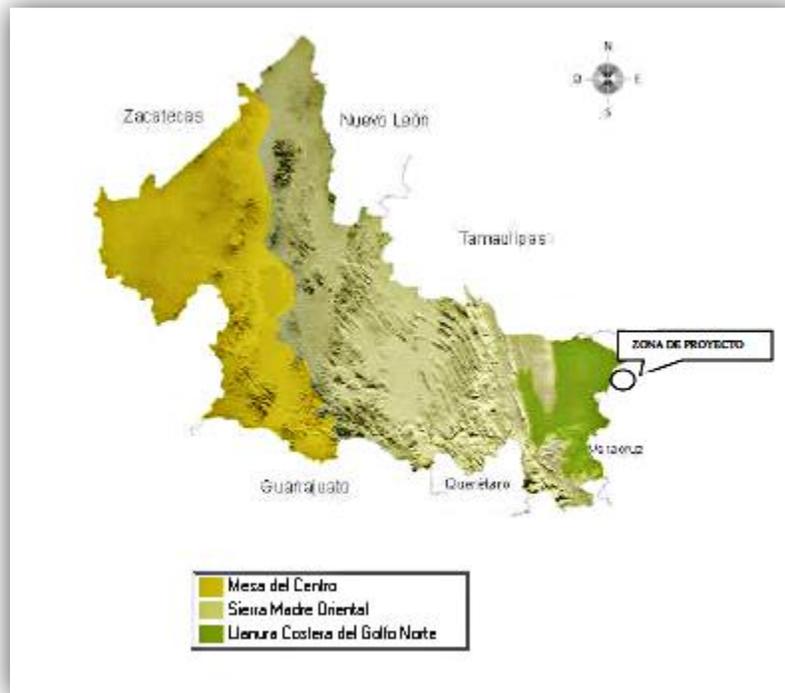


Fig. 4.7. Relieves característicos de San Luis Potosí.

En lo que corresponde a la geología regional, el material litológico en el sitio corresponde a cuatro periodos cuya composición es la siguiente: Paleógeno (77.7 %), Cuaternario (11.1 %), Cretácico (4.6 %) y Neógeno (0.3 %). Cabe destacar que los afloramientos más importantes son de rocas ígneas extrusivas, fundamentalmente basalto (0.3 %); rocas sedimentarias, como lutitas que conforman el 82 %; el resto se forma por suelos aluviales en un 10.8 % y suelos lacustres en un 0.6%. El sitio donde se aloja nuestro proyecto está conformado por este último rubro, que son los suelos.

En cuanto a la topografía, en general, la zona donde queda alojado el proyecto de modernización de la carretera, corresponde a terreno plano en su totalidad.

c. Clima

El clima que predomina es el seco y semi seco ya que se presenta en el 71 % de la superficie del Estado de San Luis Potosí; dicho clima se localiza en la región conocida como El Salado. El 15 % del total está representado por el clima cálido subhúmedo, localizado en la parte este de la Sierra Madre Oriental; el 10 % está representado por clima cálido húmedo, el cual se localiza hacia la Llanura Costera del Golfo, cerca del 2.5 % es clima muy seco localizado en la Mesa del Centro. Finalmente el 1.5 % es clima templado subhúmedo y se localiza en las llanuras que se encuentran entre las sierras, también se presenta clima templado húmedo en un porcentaje muy pequeño (0.2 %) hacia el Sureste del estado.

La temperatura media anual del estado es de 21 °C, la temperatura mínima promedio es de 8.4°C que se presenta en el mes de enero y la máxima promedio es alrededor de 32 °C se presenta en el mes de mayo. Las lluvias se generan durante el verano en los meses de junio a septiembre, la precipitación media del estado es alrededor de 950 mm anuales. La zona donde se ubicará el camino presenta un clima cálido subhúmedo con lluvias en verano, que de acuerdo con el Sistema de Köppen Geiger, es del grupo Estepario tipo Cenagales con una temperatura media anual de 24.9 °C con una precipitación media anual de 1,200 mm.

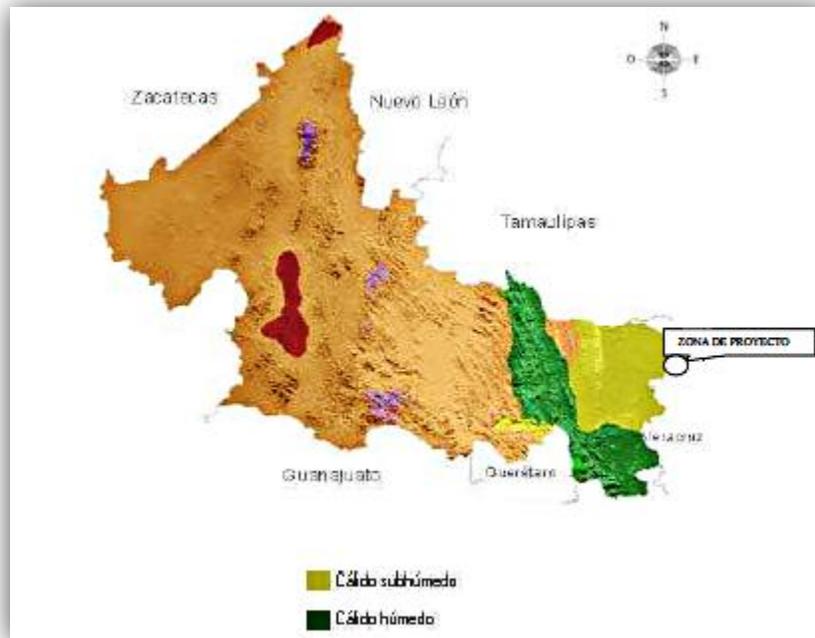


Fig. 4.8. El clima que predomina en la zona del entronque es cálido subhúmedo (seco).

La actividad agrícola se realiza principalmente en la zona de la huasteca, donde se presentan los climas cálidos húmedos y subhúmedos, con cultivos como el maíz, cártamo, frijol, cebada, caña de azúcar, naranja, café, limón agrio, tuna y mango.

3. Muestreo del terreno natural y de los bancos de materiales

Se realizó un recorrido sobre la línea de trazo con la finalidad de verificar las unidades geotécnicas a lo largo de ésta; se programaron y realizaron sondeos de tipo pozo a cielo abierto (4) en el terreno natural y en la zona del banco de materiales propuesto para construir las terracerías. Se tomaron muestras en cada uno de los pozos, se seleccionaron los bancos de materiales que se proponen para formar las terracerías y la estructura del pavimento; todo ello atendiendo a los volúmenes que se requieren y a las menores distancias de acarreo de los mismos. Las muestras tomadas de cada uno de los sondeos, fueron llevadas al laboratorio, para realizarles las pruebas de calidad que se enlistan a continuación.

- Granulometría
- Límites de Plasticidad
- Contenido natural de agua
- Clasificación según el Sistema Unificado de clasificación de Suelos (SUCS)
- Peso Volumétrico Seco Máximo
- Peso Volumétrico Seco Suelto
- Peso Volumétrico Natural
- Humedad Óptima
- Valor Relativo de Soporte (VRS) estándar saturado
- Expansión libre

Para la formación de las diversas capas que integrarán la estructura del pavimento y las terracerías, se proponen los siguientes sitios como bancos de materiales:

- Banco "PICHONES" km 103+000 desviación derecha a 5,800 m
- Banco "TOSCANA" km 100+820 desviación derecha a 1,400 m
- Banco "MANGUITOS" km 103+000 desviación derecha a 38,000 m del proyecto, o km 145+700 desviación derecha a 3,100 m sobre la carretera Pánuco – Tantoyuca.

En ese sentido, se realizó el muestreo de los materiales en los sitios elegidos como probables bancos de materiales, se programaron y ejecutaron los ensayos que siguen.

- Granulometría
- Límites de Plasticidad
- Peso Volumétrico Seco Máximo
- Peso Volumétrico Seco Suelto
- Humedad Óptima
- Valor Relativo de Soporte estándar saturado
- Expansión libre
- Absorción
- Densidad
- Equivalente de Arena
- Contracción lineal
- Clasificación SUCS

a. Resultados de Las pruebas de Laboratorio

A los materiales del terreno natural y de los bancos propuestos para formar las terracerías y la estructura del pavimento se les practicaron las pruebas de calidad para cada caso. Los resultados se muestran en las tablas 4.6 y 4.7.

TABLA 4.6. CUADRO RESUMEN DONDE SE EXHIBEN LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO QUE INDICAN LA PRESENCIA DE ARCILLAS DE MUY ALTA PLASTICIDAD EXPANSIVAS.

CARACTERISTICAS	SONDEO 1		SONDEO 2		SONDEO 3 LADO DERECHO		SONDEO 4 LADO IZQUIERDO	
	DESPALME	T.N.	DESPALME	T.N.	DESPALME	T.N.	DESPALME	T.N.
Ensaye N°	S/M	405	S/M	406	S/M	407	S/M	408
Profundidad, m	0.00-0.30	0.30-INDEF.	0.00-0.30	0.30-INDEF.	0.00-0.30	0.30-INDEF.	0.00-0.30	0.30-INDEF.
Tamaño máximo, mm.	D E S P A L M E	2	D E S P A L M E	4.76	D E S P A L M E	2	D E S P A L M E	2
Retenido en malla 76.2 mm, %		0		0		0		0
Pasa malla de 4.75 mm, %		100		99		100		100
Pasa malla de 0.425 mm, %		94		98		92		94
Pasa malla de 0.075 mm, %		94		97		92		94
Humedad del lugar, %		23.1		18.9		18.4		18.1
Humedad del óptima, %		18.5		16.1		14.8		14.6
Límite líquido, %		78.2		102.4		81.0		87.2
Índice plástico, %		56.2		73.8		54.2		58.6
Contracción lineal, %		18.5		23.8		22.0		22.8
Peso volumétrico seco máx., kg/m ³		2,207		1,835		2227		2125
Peso volumétrico seco suelto, kg/m ³		1198		1064		1180		1209
Valor relativo de soporte, %		5.4		6.0		4.1		4.3
Expansión, %		10.1		8.7		7.3		12.5
Grava, %		0		1		0		0
Arena, %		6		2		8		6
Finos, %	94	97	92	94				
Clasificación S.U.C.S	CH	CH	CH	CH				

TABLA 4.7. LA CALIDAD DE LOS TRES BANCOS DE MATERIALES ES LA ADECUADA PARA QUE SE UTILICEN EN LA FORMACIÓN DE TERRACERÍAS.

CARACTERÍSTICAS	BANCO "TOSCANA" PARA TERRACERÍAS			BANCO "PICHONES" PARA TERRACERÍAS			BANCO "MANGUITOS" PARA TERRACERÍAS		
Ensaye N°	315	315-2	315-3	313	313-2	313-3	313	313-2	313-3
Tamaño máximo, mm.	4.75	4.75	4.75	50	50	50	50	37.5	50
Retenido en malla 76.2 mm, %	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pasa malla de 4.75 mm, %	100	100	100	63	57	60	53	57	50
Pasa malla de 0.425 mm, %	72	70	75	16	20	21	26	28	22
Pasa malla de 0.075 mm, %	40	42	38	7	9	6	8	10	12
Humedad del óptima, %	21.2	23.5	19.5	10.2	9.6	9.3	9	9.5	8.8
Límite líquido, %	27.6	30.0	28.0	23.0	24.0	25.2	20.5	22.0	19.5
Índice plástico, %	INAP.	INAP.	INAP.	INAP.	INAP.	INAP.	INAP.	INAP.	INAP.
Contracción lineal, %	2.3	2.5	1.8	1.1	0.9	0.4	0.6	0.9	1.2
Peso volumétrico seco máx., kg/m ³	1,650	1,600	1,625	1,960	1,975	1,980	2,030	2,010	2,000
Peso volumétrico seco suelto, kg/m ³	1,134	1,157	1,168	1724	1700	1717	1799	1780	1750
Valor relativo de soporte, %	28.0	30.2	33.1	35.9	41.5	38.0	84.4	84.0	80.3
Expansión, %	0.2	0.4	0.3	0.4	0.5	0.6	0.1	0.3	0.2
Grava, %	0	0	0	37	43	40	47	43	50
Arena, %	60	58	62	55	48	54	45	47	38
Finos, %	40	42	38	7	9	6	8	10	12
Clasificación S.U.C.S	SM	SM	SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM	GP-GM	GP-GM	GP-GM

TABLA DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE CURVA MASA

<i>INFORME DE ESTUDIO GEOTECNICO</i>														
KM A KM	ESTRATO		CLASIFICACION (SUCS)	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA				CLASIF.	TERRAPLEN		CORTE		OBSERVACIONES
	No.	ESPESOR			90%	95%	100%	BANDEADO	PRESUP. A - B - C	ALT. MAX.	TALUD	ALT. MAX.	TALUD	
10+000.00 A 11+159.521	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00					C
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS VERDOSA DE CONSISTENCIA FIRME POCO HUMEDA (CH)	COMPACTADO	1.01	0.96	0.91		40 - 60 - 00		1.7x1			A,B,C,J
ZONA DE INUNDACION: VER PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA ZONAS BAJAS.														
20+000.00 AL 20+518.125	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00					C
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS VERDOSA DE CONSISTENCIA FIRME POCO HUMEDA (CH)	COMPACTADO	1.01	0.96	0.91		40 - 60 - 00		1.7x1			A,B,C,J
ZONA DE INUNDACION: VER PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA ZONAS BAJAS.														

<i>INFORME DE ESTUDIO GEOTECNICO</i>														
KM A KM	ESTRATO		CLASIFICACION (SUCS)	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA				CLASIF.	TERRAPLEN		CORTE		OBSERVACIONES
	No.	ESPESOR			90%	95%	100%	BANDEADO	PRESUP. A - B - C	ALT. MAX.	TALUD	ALT. MAX.	TALUD	
605+100 A 606+177.80	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00					C
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS VERDOSA DE CONSISTENCIA FIRME POCO HUMEDA (CH)	COMPACTADO	1.01	0.96	0.91		40 - 60 - 00		1.7x1			A,B,C,J
ZONA DE INUNDACION VER PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA ZONAS BAJAS.														

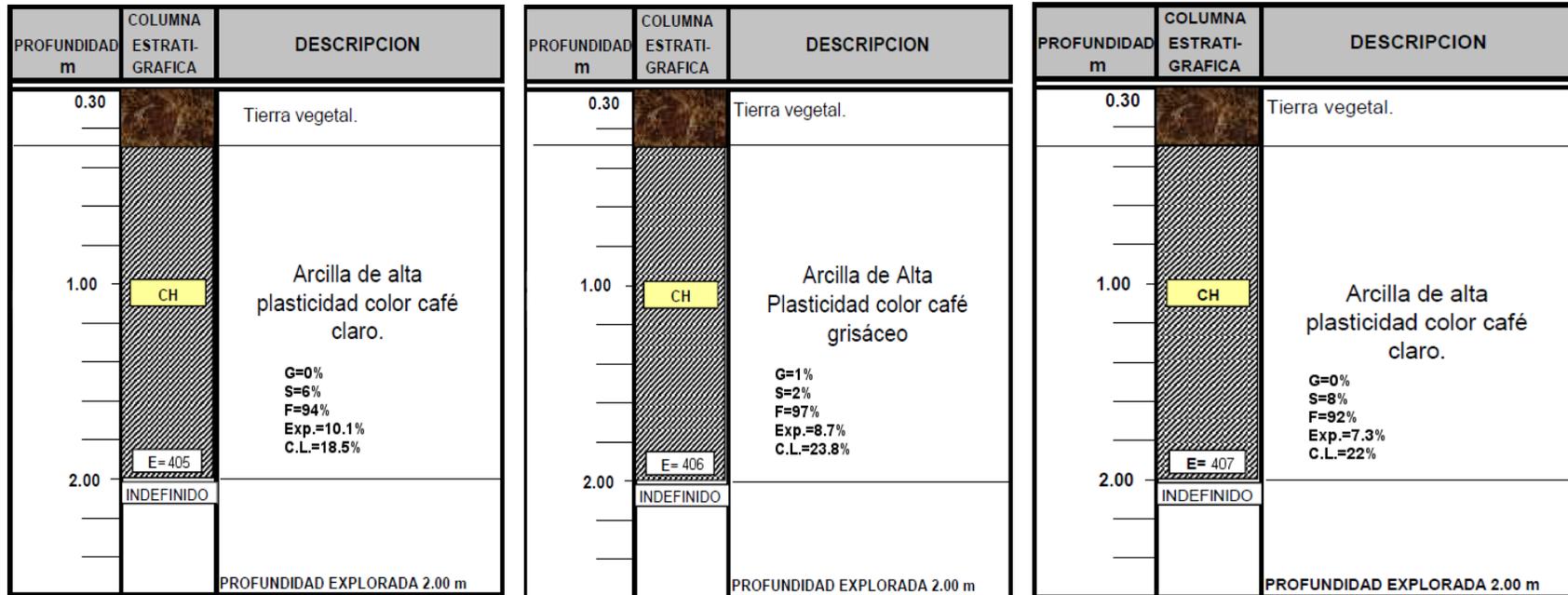


Fig. 4.9. Estratigrafía de los sondeos 1, 2 y 3 en orden ascendente. Se muestra en cada caso la composición del suelo en porcentaje de gravas (G), porcentaje de arenas (S) y los finos (F) que son la gran mayoría. Se observa que la expansión (Exp.) es menor en magnitud que la contracción lineal (C.L.), lo cual es atribuible a la naturaleza de las pruebas.

ANÁLISIS DE INVERSIÓN DE OPCIONES DE TERRACERÍAS Y PAVIMENTOS								
Carretera: Ciudad Valles-Tampico. Tramo: Tamuín-Tampico. Subtramo: Entronque Canoas II Km 605+355. Origen: Ciudad Valles, San Luis Potosí.	Long=	4,468 m	ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA 2		ALTERNATIVA 3	
			Estabilizar el terreno natural (TN) con un pedraplén formado con fragmentos chicos y medianos de roca (Método Tradicional).		Estabilizar el terreno natural y las terracerías incorporando un 5% de cemento portland, así como la base hidráulica con un 3% del mismo.		Estabilizar el terreno natural y las terracerías incorporando RoadCem [®] combinado con cemento portland, (PowerCem).	
CONCEPTO	UNIDAD	P. U.	CANTIDAD	IMPORTE	CANTIDAD	IMPORTE	CANTIDAD	IMPORTE
Cuerpo de terraplén de espesor variable compactado al 90% del PVSM del material.	m ³	\$92.30	2,400	\$221,520.00	-	-	2,400	\$221,520.00
Capa subyacente de 50 cm de espesor compactada al 95% del PVSM del material.	m ³	\$100.50	7,000	\$703,500.00	-	-	7,000	\$703,500.00
Capa subrasante de 30 cm de espesor compactada al 100% del PVSM del material.	m ³	\$111.20	4,200	\$467,040.00	-	-	4,200	\$467,040.00
Terraplén estabilizado con 5% de cemento portland.	m ³	\$310.50	-	-	14,000	\$4,347,000.00	-	-
Subyacente estabilizada con 5% de cemento portland.	m ³	\$324.50	-	-	7,000	\$2,271,500.00	-	-
Subrasante estabilizada con 5% de cemento portland.	m ³	\$341.20	-	-	4,200	\$1,433,040.00	-	-
Construcción de pedraplén con material de banco (P.U.O.T.)	m ³	\$450.50	14,000	\$6,307,000.00	-	-	14,000	\$6,307,000.00
Arrope de talud de terraplenes con material producto de despalme del terreno natural (P.U.O.T.)	m ³	\$17.65	4,200	\$74,130.00	-	-	4,200	\$74,130.00
Suministro e instalación de hidrosiembra con Hydro Mulch 1000 (25%) y Flexterra (75%). Incluye todo lo necesario para su correcta ejecución, así como geomanta de fibra de yute.	m ²	\$67.50	5,000	\$337,500.00	-	-	5,000	\$337,500.00
Suministro, tendido y compactación de base hidráulica de 25 cm de espesor, con TMA de 38 mm (P.U.O.T.)	m ³	\$642.00	6,560	\$4,211,520.00	-	-	-	-
Suministro, tendido y compactación de base hidráulica con TMA de 38 mm. Estabilizada con el 3% de cemento portland puzolánico (CPP) (P.U.O.T.)	m ³	\$833.70	-	-	6,400	\$5,335,680.00	-	-
Base asfáltica de 12 cm de espesor, incluye cemento asfáltico AC-20 (P.U.O.T.)	m ³	\$2,394.21	4,000	\$9,576,840.00	-	-	-	-
Carpeta de concreto asfáltico de 8 cm de espesor, con TMA de 19 mm, incluye cemento asfáltico AC-20 (P.U.O.T.)	m ³	\$2,567.20	3,200	\$8,215,040.00	2,720	\$6,982,784.00	2,240	\$5,750,528.00
Riego de impregnación en taludes y superficie de base hidráulica con emulsión asfáltica catiónica en proporción de 1.0 l/m ² .	m ²	\$12.66	32,000	\$405,120.00	32,000	\$405,120.00	-	-
Riego de liga en superficie de la base hidráulica y base asfáltica, con emulsión asfáltica en proporción de 0.6 l/m ² ; y de 1.2 l/m ² en carpeta para recibir la capa de sello.	l	\$8.76	38,400	\$336,384.00	34,600	\$303,096.00	15,200	\$133,152.00
Estabilización, mezclado y extendido de suelo expansivo con RoadCem [®] , cemento portland compuesto-40 o similar, y agua. Se formará una capa de 30 cm de espesor, proporción: 1.6kg de RoadCem [®] + 160kg de CPC-40 + 1m ³ de suelo expansivo. Incluye materiales, maquinaria, equipo, mano de obra, herramienta y todo lo necesario para su correcta ejecución.	m ²	\$373.99	-	-	-	-	32,000	\$11,967,680.00
			Total=	\$30,855,594.00		\$21,078,220.00		\$25,962,050.00

4. Solución aplicada

Como puede apreciarse en la tabla de datos para el cálculo de curva masa, en todos los subtramos se detectó la presencia de arcillas expansivas, las cuales son materiales que por sus características no deben utilizarse ni en la construcción del terraplén; sin embargo el problema debe ser solucionado pues se pretende construir un entronque en el sitio. Al tratarse de una zona baja se construirán solamente terraplenes, es decir, no habrá cortes de ningún tipo. Cabe mencionar que las arcillas presentes en el sitio son también muy compresibles y en temporada de lluvias al recibir las primeras precipitaciones aumentan su volumen en la misma medida en que se contrajeron en época de estiaje.

En la tabla anterior se presenta un análisis de inversión comparando tres alternativas de solución que se dieron para mitigar los efectos nocivos de los suelos expansivos presentes en el sitio de construcción del entronque; puede observarse que en cuanto a economía la alternativa 2 sería la más conveniente, pero hay cuestiones técnicas de importancia las cuales se describen a continuación.

TABLA 4.6. DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN DEL PROYECTO.

ALTERNATIVA		VENTAJAS	DESVENTAJAS
1	Estabilizar el terreno natural (TN) con un pedraplén formado con fragmentos chicos y medianos de roca (Método Tradicional).	<ul style="list-style-type: none"> ○ Al construir un pedraplén, éste funcionará como capa rompedora de capilaridad. ○ También se considera a dicho pedraplén como una estructura que cuyo peso anulará la presión de expansión del terreno. ○ El procedimiento constructivo es bien conocido, rápido y sobre todo, garantizado. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ El costo es muy alto debido a la implicación que tiene la trituración parcial y el acarreo de los fragmentos de roca para el pedraplén.
2	Estabilizar el terreno natural y las terracerías incorporando un 5% de cemento portland, así como la base hidráulica con un 3% del mismo.	<ul style="list-style-type: none"> ○ Al estabilizar la base y las terracerías no hay necesidad de emplear una base asfáltica, por lo que se suprime. ○ Al rigidizar la base hidráulica y las terracerías se evitan probables grietas en la carpeta asfáltica. ○ Disminuye la plasticidad de los materiales empleados en cada capa y aumenta su resistencia. ○ El costo se abate de manera considerable porque se emplean materiales cercanos al sitio de construcción. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ El tiempo de ejecución es muy largo debido a los periodos que se debe esperar para alcanzar la resistencia del concreto. ○ No se puede aplicar este método de estabilización en época de lluvias. ○ Se debe ser muy cuidadoso en cuanto a la supervisión de la obra pues hay muchos factores que es importante controlar.
3	Estabilizar el terreno natural y las terracerías incorporando RoadCem® combinado con cemento portland, (PowerCem).	<ul style="list-style-type: none"> ○ Al incluir un pedraplén, éste funcionará como una capa rompedora de capilaridad que evitará la contaminación de las capas superiores del camino con las arcillas expansivas. ○ El costo disminuye considerablemente al sustituir a la base hidráulica y a la base asfáltica por una capa de concreto zeolítico. ○ Se adquiere mayor resistencia del terreno natural y las expansiones se suprimen. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ No se tienen las garantías suficientes de que al incluir RoadCem® se solucione el problema de una posible inundación.

Tomando en cuenta lo anterior se concluye que la solución más conveniente es construir un pedraplén antes de desplantar el terraplén proyectado; el cual, mitigará las presiones de expansión con una precarga impuesta por el material rocoso de dicho pedraplén, cuyos procedimientos de construcción se especifican en seguida.

TERRACERÍAS

En este subtramo se presenta una zona baja inundable, en la cual el NAME es superficial (1.00 m. aproximadamente), y cuyo nivel se presenta durante temporada de lluvias, debido a esto se deberá seguir el procedimiento que se indica a continuación correspondiente a la formación de las terracerías.

- Se procederá a realizar la limpieza general de la zona por construir, mediante el desmonte y despalle, de preferencia en época de estiaje (Octubre-Mayo) y donde el terreno lo permita.

La parte que quedará como "plantilla de trabajo", se construirá de espesor variable, a volteo siguiendo el procedimiento conocido como "Punta de Flecha", hasta abarcar todo el ancho de la sección extendiéndose simétricamente desde el centro hacia los lados y el material que constituya dicha plantilla estará formado por fragmentos medianos y chicos de roca y gravas, procedentes del banco "Trivasa" localizado en el km 9+300 de la carretera Ciudad Valles- Tampico, desviación izquierda a 0.6 km.

Dicho material deberá bandearse para su acomodo con 4 pasadas por punto de su superficie con tractor D-8 o similar; el tránsito de camiones sobre la plantilla en construcción se permitirá hasta que esta última haya sido bandeada. Durante la construcción en general, se presentarán asentamientos los cuales darían origen a deformaciones en el pavimento si no se toman las precauciones necesarias; por ello, se deberá acomodar, redistribuir y renivelar en forma constante el material que se depositó en la "plantilla de trabajo", hasta que ésta quede a 1.50 metros arriba del nivel del terreno natural (FIGURA (1)). Esta condición incluye el asentamiento primario (incrustación, la cual se considera que será del orden de 1.50 m), y la consolidación del terreno natural.

El pedraplén que se muestra en la figura referida anteriormente se construirá con material producto de préstamo del banco Trivasa.

- Una vez concluida la formación de la plantilla de trabajo, se construirá el cuerpo del terraplén cuyo espesor será variable dependiendo de la rasante del proyecto, y el material que constituya dicha capa se formará con material producto de préstamo del banco propuesto para este fin. Para su construcción se le deberá dar el tratamiento de compactación al material al 90% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM) de la prueba AASHTO estándar (FIGURA (2)).
- Construido el cuerpo del terraplén hasta su nivel de proyecto, se continuará con la formación de la capa de transición, cuyo espesor será de 0.50 m y posteriormente se procederá a la formación de la capa subrasante de 0.30 m de espesor, dándole a dichas capas una compactación del 95 % y 100 % respectivamente de su PVSM de la Prueba AASHTO estándar (FIGURA (3)).

Cabe resaltar que en todos los casos se empleará material producto de préstamo de banco propuesto para este fin, ya que el material existente en la línea de trazo al ser arcilla expansiva, no puede utilizarse ni siquiera para la formación del cuerpo del terraplén

- Los asentamientos que se presenten durante la etapa de construcción de las terracerías, se corregirán de inmediato con material de banco; se compactará al mismo grado de la capa construida, hasta que el terraplén quede al nivel señalado por el proyecto.
- Las obras menores de drenaje se deberán construir en forma posterior a las terracerías y cuando éstas hayan alcanzado el 80% del asentamiento previsto, el cual estará sujeto y a juicio de la SCT tomando en cuenta el comportamiento observado.

PAVIMENTO

- Base hidráulica

Sobre la capa subrasante debidamente terminada se construirá una capa de Base hidráulica de 0.25 m de espesor, utilizando material procedente del banco de préstamo indicado para este fin. El material que conforme esta capa se deberá compactar al 100% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM) de la prueba AASHTO modificada.

- Riego de impregnación

Sobre la superficie de la capa de base hidráulica debidamente terminada, superficialmente seca y barrida, se aplicará en todo el ancho de la sección así como en dichos taludes que formen el pavimento, un riego de impregnación con emulsión asfáltica catiónica a razón de 1.0 l/m^2 .

- Riego de liga para Base Asfáltica

Sobre la superficie de la capa de base hidráulica debidamente terminada, se aplicará en todo el ancho de la sección un riego de liga con emulsión asfáltica catiónica, a razón de 0.6 l/m^2 .

- Base Asfáltica

Sobre la superficie de la capa de base hidráulica debidamente terminada, después de aplicar un riego de liga, se colocará una capa de base asfáltica de **0.12 m** de espesor, dicha capa se elaborará en planta y en caliente con materiales procedentes de los bancos indicados para este fin y cemento asfáltico AC-20 con una proporción de 130 kg/m^3 de material pétreo seco y suelto de tamaño máximo de 38.1 mm (1.5"). El tendido se realizará con máquina terminadora en una sola capa, dicha capa se compactará al 95 % de su peso volumétrico determinado en la Prueba Marshall.

El equipo de trituración y cribado deberá contar por lo menos con un dispositivo para el despolve, procurando que el material que pase por la malla #200 (material fino), resulte ser menor del 5 % ; adicionalmente cuando se trate de materiales triturados parcialmente se deberá garantizar que dichos materiales tengan por lo menos el 30 % de trituración aproximadamente, por lo que es recomendable en su caso contar con un equipo primario, un secundario y dos tolvas dosificadoras, de manera que se proporcione una buena granulometría.

- Riego de liga para la carpeta

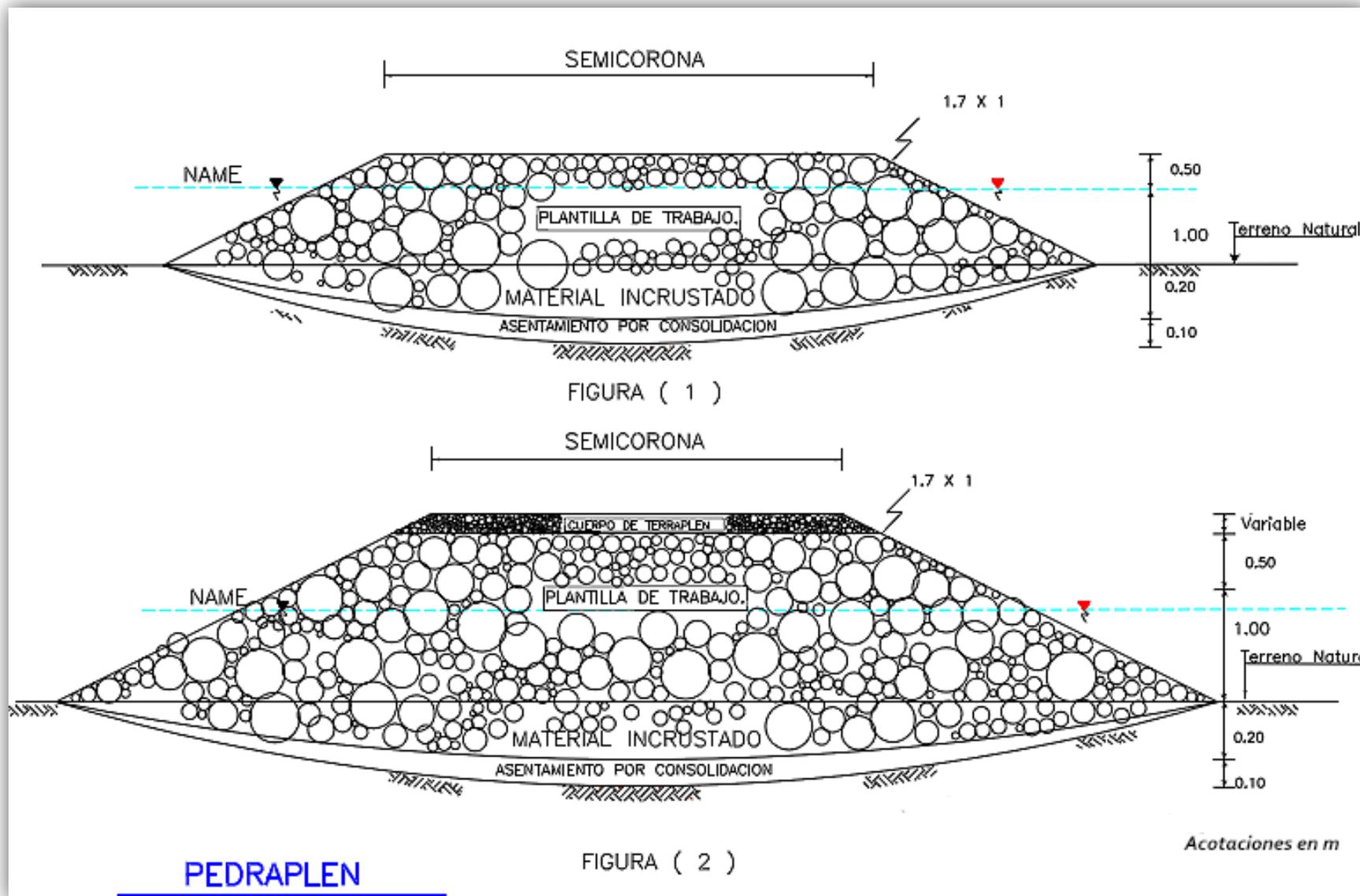
Sobre la superficie de la capa de base asfáltica debidamente terminada, se aplicará en todo el ancho de la sección un riego de liga con emulsión asfáltica catiónica, a razón de 0.6 l/m^2 .

- Carpeta de concreto asfáltico

Sobre la capa de base asfáltica debidamente terminada y después de la aplicación del riego de liga, se construirá una carpeta de concreto asfáltico de **0.08 m** de espesor, utilizando material procedente del banco de préstamo indicado para éste fin en el cuadro de bancos de éste proyecto y cemento asfáltico con grado de desempeño de setenta (70) a menos veintidós (-22) grados Celsius. La dosificación aproximada será de 125 litros por cada metro cúbico de material pétreo seco y suelto; la mezcla será elaborada en planta y en caliente y el tendido se efectuará compactándola al 95 % de su peso volumétrico determinado en la Prueba Marshall.

- Riego de Sello

En todo el ancho de la corona se aplicará un riego de sello empleando material pétreo tipo 3-S procedente del banco indicado para este fin, a razón de 13 l/m^2 y producto asfáltico a base de emulsión catiónica a razón de 1.2 l/m^2 aproximadamente.



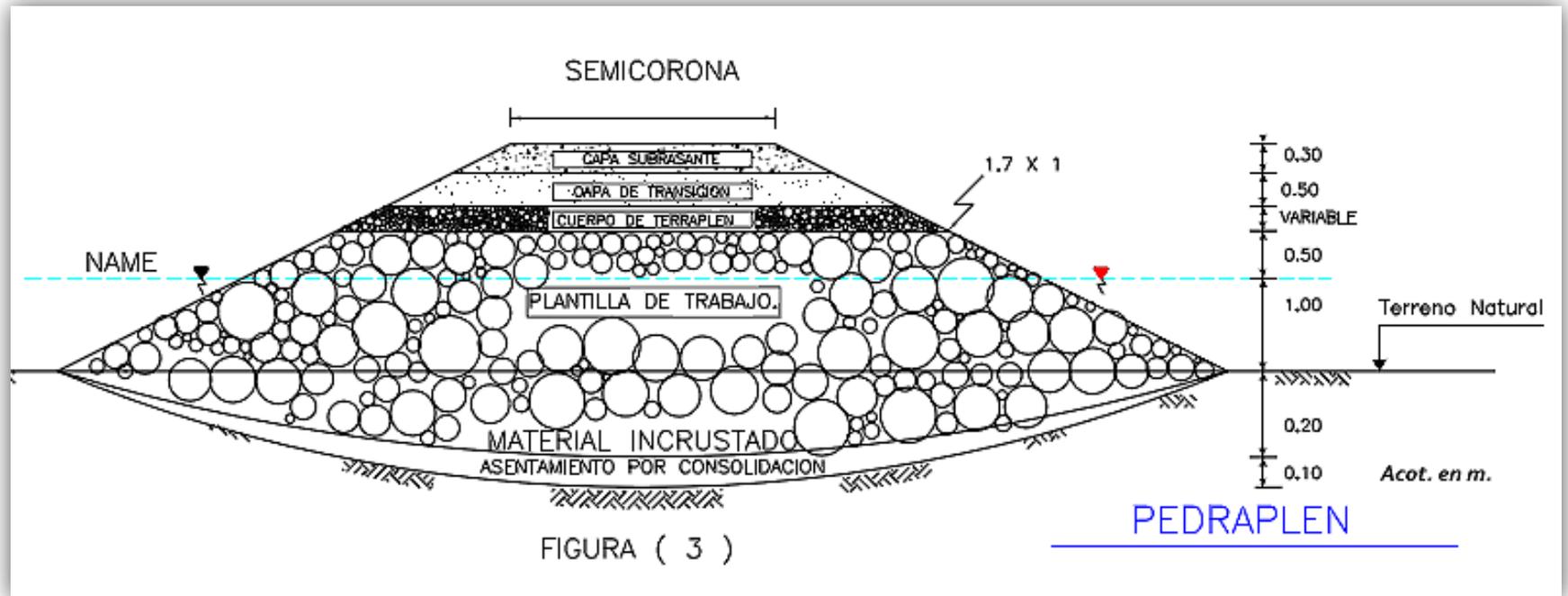


FIGURA (3)

C. Tramo Carretero Buenavista-San Miguel de Allende, en los Estados de Querétaro y Guanajuato

1. Descripción general del proyecto

Con el fin de mejorar y evitar el congestionamiento que se genera en la carretera actual en servicio y evitar en lo posible accidentes por lo angosto (9 m) de la misma; con objeto de darle mayor fluidez al tránsito que hace uso de la carretera Querétaro – San Miguel de Allende y darle capacidad y seguridad, rapidez y fluidez a los usuarios de esta vialidad, la cual, es una de las principales arterias del país. También con objeto de incrementar el desarrollo industrial, comercial y turismo, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes a través de la Dirección General de Carreteras, proyecta la ampliación a 12.0 m. de corona del tramo carretero Buenavista – San Miguel de Allende. La construcción y adecuación para los 12.0 m. de corona se realiza para integrar a las poblaciones y rancherías con desarrollo agrícola al centro de la República y desde luego a las capitales de los Estados de Guanajuato y Querétaro.

El proyecto de pavimentación, se basa en los estudios geotécnicos de terracerías y de pavimentación considerando sus condiciones actuales y futuras del volumen de tránsito, que en su mayoría es pesado. En el proyecto geométrico respectivo, se indica un ancho de corona 12.0 m. para esta carretera.

TABLA 4.8. DATOS GENERALES DEL PROYECTO

CARRETERA	Querétaro-San Miguel de Allende
TRAMO	Buenavista-San Miguel de Allende
SUBTRAMO	Del km 0+000 al km 32+000
ORIGEN	Km 28+700, Carretera Federal 57 Querétaro-San Luis Potosí

2. Características de la zona donde se aloja el proyecto

a. Localización geográfica

El tramo en estudio forma parte de la Carretera Federal No. 57 Querétaro – San Luis Potosí y entronca en el Km. 28.7 para hacer el tramo carretero del kilómetro 0+000 al km 32+000; cuyo origen es precisamente el km 78+700 de la carretera federal referida, que equivale al km 0+000 del tramo proyectado. La carretera se localiza en el centro de la República Mexicana, propiamente en los estados de Querétaro y Guanajuato (fig. 4.10).

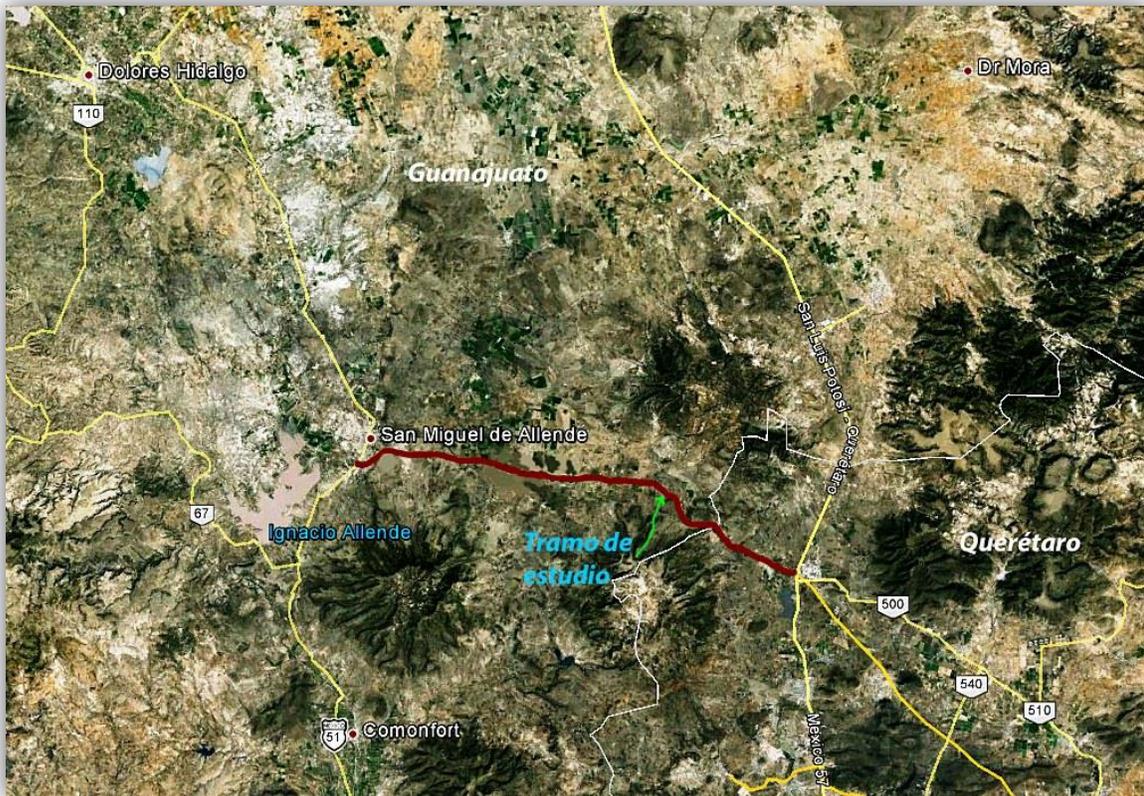


Fig. 4.10. Localización del tramo carretero estudiado.

b. Geología y topografía

El tramo carretero se localiza sobre un terreno de lomeríos suaves a planos con poca pendiente. Como la pendiente es muy suave se producen inundaciones en época de lluvias, y las elevaciones sobre el nivel del mar fluctúan entre 2,200 y 2,600.

La zona se ubica en la provincia fisiográfica del centro norte de la República Mexicana, donde las formaciones datan del período terciario superior y del cuaternario, y están conformadas por rocas ígneas extrusivas, de las cuales la mayor parte son basaltos. Existen formaciones lacustres representando por arcillas y limos de media a alta plasticidad con diferentes grados de alteración, así mismo algunos afloramientos de tobas con conglomerados cementados y rocas basálticas y volcánicas del tipo piroclásticas.

c. Clima

De acuerdo con el sistema de clasificación climática de Copen Geiger, modificado por E. García (1982) para la República Mexicana, se puede afirmar que el clima predominante en el área del proyecto es *clima tipo Am*, el cual se interpreta como clima desértico húmedo con abundantes lluvias en verano con una temperatura media anual de 28.2° C. El monto promedio de la precipitación anual es de 1500 a 1750 mm; estando representada la vegetación de esta zona por plantas y arbustos del tipo monte bajo tipo chaparral y nopal, arbusto y árboles de ornato.

Como puede apreciarse al tratarse de un clima semidesértico, la mayor parte del año el suelo permanecerá en estado seco, lo cual significa que cuando se presente la primera lluvia de la temporada el contenido de agua natural del suelo será muy bajo; por lo cual, estamos frente a un suelo que posee un potencial de expansión bastante elevado.

3. Muestreo del terreno natural y de los bancos de materiales

Con el objeto de seleccionar los bancos de materiales para formar la estructura del camino, se realizaron estudios a los materiales encontrados en el sitio (suelos o rocas); dichos estudios consisten en realizar muestreos mediante pozos a cielo abierto (figura 4.11) para efectuarles a cada una de las muestras obtenidas, las pruebas de calidad que se requieren, de acuerdo con las especificaciones de construcción de la SCT. Las muestras tomadas de cada uno de los sondeos, fueron llevadas al laboratorio, para realizarles las pruebas de calidad que se enlistan a continuación.

- Granulometría
- Límites de Plasticidad
- Contenido natural de agua
- Clasificación según el Sistema Unificado de clasificación de Suelos (SUCS)
- Peso Volumétrico Seco Máximo
- Peso Volumétrico Seco Suelto
- Peso Volumétrico Natural
- Humedad Óptima
- Valor Relativo de Soporte (VRS) estándar saturado
- Expansión libre

De acuerdo con los estudios geológicos de la región, se eligieron las zonas probables de donde se podrían extraer materiales para la construcción del pavimento las cuales por medio de estudios geotécnicos y atendiendo a los volúmenes de materiales que se requieren, así como lograr las menores distancias de acarreo de los mismos, a las condiciones más económicas de explotación, se eligieron los bancos para emplearse en las capas de la estructura del pavimento del tramo de carretera que se estudia.

Los bancos de materiales que se proponen para cuerpo de terraplén, transición y subrasante son los que siguen.

- | | |
|--|------------------------|
| ○ San Miguel Km. 30+220 desviación derecha 150 m. | Arena arcillosa (SC) |
| ○ Santa Catarina Km. 0+000 desviación izquierda 5,400 m. | Arena limosa (SM – GM) |
| ○ Las Cenizas Km. 0+000 desviación izquierda 11,300 m. | Toba cementada |
| ○ Juriquilla Km. 0+000 desviación izquierda 16,800 m. | Toba café |

Los bancos de materiales para la construcción de las capas de pavimento son:

- Azteca 2 Km 0+000 D/I 15,500 m; o Km 14+700 D/D 1,500 m. Basalto Fracturado Carretera Qro.-SLP.
- Las Rosas Km 0+000 D/I 9,300 m; o Km 20+200 D/D 500 m. Basalto Fracturado

Se realizó el muestreo de los materiales en los sitios elegidos como probables bancos de materiales, se programaron y ejecutaron los ensayos que siguen. Los resultados son tema del apartado subsecuente.

- Granulometría
- Límites de Plasticidad
- Peso Volumétrico Seco Máximo
- Peso Volumétrico Seco Suelto
- Humedad Óptima
- Valor Relativo de Soporte estándar saturado
- Expansión libre
- Absorción
- Densidad
- Equivalente de Arena
- Contracción lineal
- Clasificación SUCS



Fig. 4.11. Sondeo exploratorio en terreno natural (PCA) en el km 1+497. Nótese a simple vista la presencia de arcilla color café oscuro; los resultados indicaron que tiene el 7.7 % de expansión.

a. Resultados de Las pruebas de Laboratorio

A continuación se presentan las tablas que contienen los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas con cada una de las muestras tomadas del terreno natural.

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	506 AL 511
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	jul-08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	jul-08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	506	507	508	502	510	511
	ESTACION	0+000	0+480	0+980	1+020	1+497	2+000
	LADO	DERECHO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO
	CAPA	0.30-1.80	0.30-1.80	0.30-1.50	0.30-1.40	0.30-1.50	0.30-1.55

CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO	1/4"	1/2"	1"	1/4"	1"	1/4"
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM	0	0	0	0	0	0
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM	96	94	92	96	23	20
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM	89	87	85	84	82	52
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM	78	69	66	78	75	26
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %	-	-	-	-	-	-
	LIMITE LIQUIDO %	59	58	57	61	66	40
	INDICE PLASTICO %	36	35	30	32	35	12
	CONTRACCION LINEAL %	12,5	14,2	11,7	12,8	14,1	3,2
	P.E.S. SUELTO KG/M3	1216	1221	1240	1271	1240	1481
	P.E.S. MAXIMO KG/M3	1421	1416	1412	1416	1421	1611
	HUMEDAD OPTIMA %	21,2	23,4	22,6	21,8	23,2	2,5
	HUMEDAD NATURAL %	22,8	26,5	23,4	24,2	26,5	10,2
	COMPACTACION DEL LUGAR %	-	-	-	-	-	-
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO	4	3	6	5	6	21
	EXPANSION %	3,6	4,2	5,6	6,6	7,1	0,2
CLASIFICACION SOP	CH1	CH	CH	CH	CH	SM	

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	512 AL 517
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	jul-08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	jul-08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	512	513	514	515	516	517
	ESTACION	2+500	2+920	3+420	3+980	4+600	4+920
	LADO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO
	CAPA	0.30-1.50	0.30-1.35	0.30-0.40	0.30-0.40	0.30-0.50	0.30-0.50

CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO	No.4	1/4"	1/2"	1"	1/4"	1"
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM	0	0	0	0	0	0
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM	79	81	96	94	92	98
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM	36	34	86	85	89	88
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM	21	25	78	76	81	76
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %	-	-	-	-	-	-
	LIMITE LIQUIDO %	38	32	68	71	66	65
	INDICE PLASTICO %	11	1	39	40	37	35
	CONTRACCION LINEAL %	1,6	2,5	12,7	17,2	15,6	14,8
	P.E.S. SUELTO KG/M3	1421	1412	1210	1225	1249	1217
	P.E.S. MAXIMO KG/M3	1614	1591	1414	1415	1412	1416
	HUMEDAD OPTIMA %	8,5	7,6	16,5	22,4	21,6	28,7
	HUMEDAD NATURAL %	9,5	9,9	17,6	23,5	26,2	22,5
	COMPACTACION DEL LUGAR %	-	-	-	-	-	-
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO	16	15	5	4	6	4
	EXPANSION %			7,2	7,7	6,9	8,6
CLASIFICACION SOP	SM	SM	CH	CH	CH1	CH1	

CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	518 y del 519 al 523 son Fragsm.
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	ju+08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	ju+08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	518	519	520	521	522	523
	ESTACION	5+540	6+080	6+500	7+000	7+300	8+050
	LADO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO
	CAPA	0.30-0.50	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-INDEF

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO						
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM						
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM						
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM						
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM						
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %						
	LIMITE LIQUIDO %						
	INDICE PLASTICO %						
	CONTRACCION LINEAL %						
	P.E.S. SUELTO KG/M3						
	P.E.S. MAXIMO KG/M3						
	HUMEDAD OPTIMA %						
	HUMEDAD NATURAL %						
	COMPACTACION DEL LUGAR %						
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO						
EXPANSION %							
CLASIFICACION SOP	CH1	Fm cg-GC	Fm cg-GC	Congl. Calizo	Fcmg-GC	Fm cg-GC	

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	524 al 529 NO SE TOMO MUESTRA
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	ju+08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	ju+08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	524	525	526	527	528	529
	ESTACION	8+880	9+480	10+000	10+300	10+880	11+380
	LADO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO
	CAPA	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-INDEF

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO						
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM						
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM						
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM						
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM						
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %						
	LIMITE LIQUIDO %						
	INDICE PLASTICO %						
	CONTRACCION LINEAL %						
	P.E.S. SUELTO KG/M3						
	P.E.S. MAXIMO KG/M3						
	HUMEDAD OPTIMA %						
	HUMEDAD NATURAL %						
	COMPACTACION DEL LUGAR %						
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO						
EXPANSION %							
CLASIFICACION SOP	Fcm-GC	Conglomerado	Fcmg-SC	Fcmg-SC	Fm cg-SC	Toba (Fcm)	

CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	ju-08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	ju-08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	530	531	532	533	534	535
	ESTACION	11+900	12+340	12+980	13+320	13+860	14+380
	LADO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO
	CAPA	0.20-INDEF	0.30-1.00	0.30-1.00	0.30-1.00	0.30-1.00	0.30- INDEF

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO		1/4"	1"	1/2"	1/4"	
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM		0	0	0	0	
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM		92	96	94	96	
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM		85	84	87	91	
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM		79	71	78	82	
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %		-	-	-	-	
	LIMITE LIQUIDO %		71	66	68	74	
	INDICE PLASTICO %		40	36	37	40	
	CONTRACCION LINEAL %		17,6	21,2	20,5	17,6	
	P.E.S. SUELTO KG/M3		1240	1216	1251	1240	
	P.E.S. MAXIMO KG/M3		1466	1451	1421	1416	
	HUMEDAD OPTIMA %		26,2	24,5	27,6	28,6	
	HUMEDAD NATURAL %		27,7	25,6	28,5	29,8	
	COMPACTACION DEL LUGAR %		-	-	-	-	
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO		4	3	6	5	
EXPANSION %		6,6	1,5	7,1	6,2		
CLASIFICACION SOP	Fm-SC	CH 1	CH	CH	CH	Toba (Fcm)	

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	536-541
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	ju-08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	ju-08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	536	537	538	539	540	541
	ESTACION	14+820	15+380	15+880	16+380	16+800	17+380
	LADO	DERECHO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	IZQUIERDO
	CAPA	0.30-1.60	0.30-1.6	0.30-1.6	0.30-1.6	0.30-1.6	0.30-1.6

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO	No.4	1/4"	1/2"	1/8"	3/4"	1/2"
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM		0	0	0	0	0
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM		91	93	95	94	95
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM		85	84	87	86	83
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM		71	66	78	75	74
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %		-	-	-	-	-
	LIMITE LIQUIDO %		76	74	71	66	68
	INDICE PLASTICO %		43	44	40	35	38
	CONTRACCION LINEAL %		17,5	16,4	14,2	19,2	16,5
	P.E.S. SUELTO KG/M3		1206	1204	1211	1201	1249
	P.E.S. MAXIMO KG/M3		1416	1420	1456	1471	1416
	HUMEDAD OPTIMA %		26,6	27,4	28,2	27,5	28,6
	HUMEDAD NATURAL %		27,7	29,1	29,6	28,6	29,9
	COMPACTACION DEL LUGAR %		-	-	-	-	-
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO		4	6	5	2	7
EXPANSION %		6,6	7,1	10,2	5,8	7,1	
CLASIFICACION SOP		CH	CH	CH	CH	CH	

CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	542-547
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	jul-08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	jul-08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	542	543	544	545	546	547
	ESTACION	17+820	18+340	18+800	19+380	19+800	20+340
	LADO	IZQUIERDO	DERECHO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO
	CAPA	0.30-1.60	0.30-1.60	0.30-0.40	0.30-0.40	0.30-0.40	0.30-0.40

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO	1/8"	1/2"	1/2"	1/4"	3/4"	1/2"
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM	0	0	0	0	0	0
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM	91	90	87	86	91	94
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM	81	85	79	77	81	86
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM	76	78	72	75	74	79
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %	-	-	-	-	-	-
	LIMITE LIQUIDO %	68	71	66	69	80	76
	INDICE PLASTICO %	38	43	39	40	48	40
	CONTRACCION LINEAL %	17,6	18,5	21,2	14,2	17,8	16,5
	P.E.S. SUELTO KG/M3	1250	1249	1216	1240	1212	1214
	P.E.S. MAXIMO KG/M3	1421	1412	1416	1420	1414	1412
	HUMEDAD OPTIMA %	17,6	21,4	22,8	21,5	26,2	28,5
	HUMEDAD NATURAL %	19,8	22,6	23,8	22,8	27,9	29,9
	COMPACTACION DEL LUGAR %	-	-	-	-	-	-
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO	5	8	7	4	6	2
	EXPANSION %	12,5	6,9	7,7	6,1	6,5	5,2
CLASIFICACION SOP	CH	CH	CH	CH	CH	CH	

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	548-552
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	jul-08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	jul-08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	548	549	550	551	552	553
	ESTACION	20+800	21+300	21+800	22+300	22+900	23+300
	LADO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO
	CAPA	0.30-0.40	0.30-0.40	0.30-1.6	0.30-1.6	0.30-1.6	0.30-INDEF

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO	1/2"	1/4"	1"	3/4"	1/2"	Fmc-GM-SM TOBA (Fmc)
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM	0	0	0	0	0	
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM	85	91	94	92	96	
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM	81	80	84	82	83	
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM	71	76	77	78	75	
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %	-	-	-	-	-	
	LIMITE LIQUIDO %	76	71	66	64	68	
	INDICE PLASTICO %	42	40	37	36	37	
	CONTRACCION LINEAL %	17,7	21,2	18,5	19,6	17,6	
	P.E.S. SUELTO KG/M3	1271	1249	1276	1251	1216	
	P.E.S. MAXIMO KG/M3	1455	1412	1400	1406	1496	
	HUMEDAD OPTIMA %	21,5	28,6	27,6	21,4	29,4	
	HUMEDAD NATURAL %	22,8	29,9	28,7	22,4	29,9	
	COMPACTACION DEL LUGAR %	-	-	-	-	-	
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO	8	7	5	4	6	
	EXPANSION %	7,1	6,6	5,4	4,7	8,1	
CLASIFICACION SOP	CH	CH	CH	CH	CH		

CASOS REALES RESUELTOS POR LA INGENIERÍA MEXICANA

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	558-559, DEL 554-557 NO SE MUESTREO
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	jul-08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	jul-08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	554	555	556	557	558	559
	ESTACION	23+800	24+300	24+800	25+300	25+740	26+400
	LADO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO
	CAPA	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-INDEF	0.30-0.50	0.30-0.50

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO					No.4	No.4	
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM					0	0	
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM					79	86	
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM					70	71	
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM					67	68	
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %					-	-	
	LIMITE LIQUIDO %					61	66	
	INDICE PLASTICO %					33	36	
	CONTRACCION LINEAL %					16,7	21,2	
	P.E.S. SUELTO KG/M3		F mc-GM-SM	F mc-GM-SM	F mc-GM-SM	F mc-GM-SM	1200	1212
	P.E.S. MAXIMO KG/M3						1455	1400
	HUMEDAD OPTIMA %						22,4	26,5
	HUMEDAD NATURAL %						25,5	27,6
	COMPACTACION DEL LUGAR %						-	-
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO						6,1	7,7
EXPANSION %						8,5	7,9	
CLASIFICACION SOP						CH	CH	

CARRETERA:	QUERETARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE	ENSAYES NOS.	560-565
TRAMO:	BUENAVISTA- SAN MIGUEL DE ALLENDE	FECHA DE RECIBO:	jul-08
SUBTRAMO:	KM 0+000 AL KM 32+000	FECHA DE INFORME:	jul-08
ORIGEN:	KM 28+700 CARRETERA FEDERAL 57 QRO-S.L.P.		

IDENTIFICACION	NUMERO DE ENSAYE	560	561	562	563	564	565
	ESTACION	26+800	27+300	27+800	28+300	28+800	29+300
	LADO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO
	CAPA	0.20-1.10	0.20-1.10	0.20-1.60	0.20-0.70	0.20-0.70	0.20-0.70

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO	1"	No.4	1/2"	No.4	1/4"	1/8"
	% RETENIDO EN MALLA DE 75 MM	0	0	0	0	0	0
	% QUE PASA MALLA DE 4.75 MM	87	90	94	92	96	98
	% QUE PASA MALLA DE 0.425 MM	50	89	87	82	85	80
	% QUE PASA MALLA DE 0.075 MM	21	69	71	70	66	69
	EQUIVALEN. DE HUM. DE CAMPO %	-	-	-	-	-	-
	LIMITE LIQUIDO %	38	71	62	68	76	78
	INDICE PLASTICO %	11	40	35	40	45	46
	CONTRACCION LINEAL %	2,2	21,6	17,8	14,5	16,2	16,5
	P.E.S. SUELTO KG/M3	1416	1200	1240	1191	1176	1180
	P.E.S. MAXIMO KG/M3	1651	1412	1420	1414	1415	1412
	HUMEDAD OPTIMA %	8,9	21,4	22,6	25,4	27,7	26,5
	HUMEDAD NATURAL %	9,5	22,6	23,8	26,6	28,8	27,5
	COMPACTACION DEL LUGAR %	-	-	-	-	-	-
	V.R.S. ESTANDAR SATURADO	21	6	5	6	7	5
EXPANSION %	0,6	5,9	5,8	7,6	5,5	4,5	
CLASIFICACION SOP	SC	CH	CH	CH	CH	CH	

Como se puede apreciar de los 32 kilómetros, solamente en 8 km aproximadamente están formados por tobas, conglomerados y fragmentos medianos y chicos de roca; mientras que el resto está constituido por arcillas de alta plasticidad potencialmente expansivas que en el laboratorio arrojaron expansiones del orden del 8% en promedio, siendo la máxima 12.5%. Las contracciones lineales, cuya prueba es la opuesta a la de expansión, presentaron registros mucho más elevados, pues en promedio las muestras presentaron una contracción en su volumen del 18%, con una máxima de 21.6%.

Es debido a estas razones que nos encontramos ante la presencia de un suelo expansivo según los métodos de identificación que se expusieron en el capítulo II.



Fig. 4.12 Sondeo exploratorio en terreno natural en el kilómetro 16+800. A simple vista se puede apreciar la presencia de arcillas cuyo color varía del café al negro; en las tablas anteriores se exhiben los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas, que para las muestras alteradas obtenidas de este pozo a cielo abierto fueron: *límite líquido*=68%, *índice plástico*=38%, por lo que de acuerdo con el SUCS el material se clasifica como una arcilla de alta plasticidad (CH); los *finos* = 74%, la *contracción lineal C.I.*=16.5% y la *expansión Exp.*=7.1%.



Fig. 4.13. Km. 16+800 vista hacia atrás (hacia el entronque de Buenavista) mostrando el estado de la carpeta actual con roderas, baches y deformaciones longitudinales.



Fig. 4.14. Km. 16+800 vista hacia adelante (hacia San Miguel de Allende) mostrando pavimento actual con roderas y grietas en carril derecho. Se puede apreciar en la parte derecha de la foto la excavación que se está realizando para lo que será una cala, la cual, permitirá observar las capas del pavimento actual, así como la toma de muestras para determinar las propiedades físicas y mecánicas de dichas capas.

Las tablas que siguen hacen referencia a los datos necesarios para el cálculo de la curva masa, los cuales son producto de la caracterización del tramo carretero, es decir; fue necesario efectuar la identificación de los materiales existentes en la línea de trazo. Como es natural, fue necesaria la ejecución de pruebas de laboratorio para llevar a cabo dicha identificación, y dependiendo del tipo de materiales presentes, se clasificaron los diferentes subtramos, los cuales se identifican por cadenamientos.

Los pozos a cielo abierto se excavaron a una profundidad mínima de 2.60 metros, cifra indicada por la normativa SCT vigente para el caso de recolección de muestras en terreno natural por el que se construirá un camino carretero. En la columna cuyo nombre es *tratamiento probable* se indica la acción que se realizará con el material presente en el sitio: si se trata de suelo, se realizará la compactación correspondiente; mientras que si en el sitio hay fragmentos de roca se realizará el bandeo respectivo. En todos los casos se efectuará un despalme para quitar la capa vegetal presente en la línea de trazo, la cual, tiene un espesor promedio de 30 cm.

La columna cuyo nombre es *coeficientes de variación volumétrica* indica el porcentaje de compactación en el que se encuentran los materiales en el sitio de construcción, todos aquellos subtramos cuyo coeficiente de variación volumétrica sea mayor o igual que la unidad, se encuentran en un estado de compactación óptimo.

Luego aparece la columna que se designa como *clasificación para presupuesto*, y muestra tres tipos de materiales: A, B y C. El material A es aquel que por sus características es fácilmente explotable, es decir; que pueden utilizarse herramientas convencionales como pico y pala para su explotación. En el sentido estricto de la palabra se trata de suelo. El material B es el material que está en transición, es decir, entre suelo y roca, para su explotación es necesario emplear maquinaria; ejemplos de este material son los conglomerados, las tobas y los aglomerados, entre otros. El material C está constituido por macizos rocosos, en los cuales ya no es factible emplear maquinaria para trabajarlos, sino que es necesaria la utilización de explosivos.

Por último aparecen las columnas donde se indican los posibles cortes y los taludes que tendrán los terraplenes de cada lado del camino. También se exponen una serie de observaciones (anexo) que van de acuerdo con el material presente en el subtramo y con el proceso constructivo del camino.

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES				CARRETERA : QUERÉTARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE												
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS				TRAMO : ENTRONQUE BUENAVISTA-SAN MIGUEL DE ALLENDE												
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PAVIMENTOS				SUBTRAMO : DEL KM 0+000 AL KM 32+000												
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA Y PAVIMENTOS				ORIGEN : KM 28+700 CARR. FED. 57 QUERÉTARO-SAN LUIS POTOSÍ												
TABLA DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA CURVA MASA																
KM A KM	ESTRATO		CLASIFICACIÓN S.C.T.	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA				CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO			TERRAPLÉN		CORTE		OBSERVA- CIONES
	No.	M			90%	95%	100%	BANDEADO	A	B	C	ALTURA MÁXIMA	TALUD	ALTURA MÁXIMA	TALUD	
0+000 A 1+850	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00	0<H<1	3.0:10				
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO, POCO HÚMEDA DE CONSISTENCIA FIRME (CH).	COMPACTADO	101	0.96	0.91			40-60-00	1<H<2	2.5:10			A B C J	
1+850 A 3+240	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00	0<H<1	3.0:10				
	2	INDEF.	TOBA POCO CEMENTADA COLOR CAFÉ Y GRIS, AL MOMENTO DE EXCAVAR SE OBTENDRÁ ARENA LIMOSA (SM).	COMPACTADO	106	101	0.96			30-70-00	1<H<2	2.5:10			A B D J	
3+240 A 5+720	1	0.40	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00	0<H<1	3.0:10				
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO, POCO HÚMEDA DE CONSISTENCIA FIRME (CH).	COMPACTADO	101	0.96	0.91			40-60-00	1<H<2	2.5:10			A B C J	
5+720 A 6+680	1	0.50	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00	0<H<1	3.0:10				
	2	INDEF.	ROCA ÍGNEA EXTRUSIVA (Rie) BASALTO, MEDIANAMENTE ALTERADA Y FRACTURADA. AL EXCAVAR SE OBTENDRÁN FRAGMENTOS CHICOS Y MEDIANOS EMPACADOS EN ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (Fcm-CH).	BANDEADO				107		00-60-40	1<H<2	2.5:10			A B D J	
6+680 A 7+630	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00	0<H<1	3.0:10				
	2	INDEF.	CONGLOMERADO MEDIANAMENTE CEMENTADO. AL EXCAVAR SE OBTENDRÁN FRAGMENTOS CHICOS, MEDIANOS, GRAVAS Y ARENAS (Fcm-GC-SC).	COMPACTADO				107		00-60-40	1<H<2	2.5:10			A B D J	
7+630 A 1+000	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00	0<H<1	3.0:10				
	2	INDEF.	ROCA ÍGNEA EXTRUSIVA (Rie) BASALTO, MEDIANAMENTE ALTERADA Y FRACTURADA. AL EXCAVAR SE OBTENDRÁN FRAGMENTOS CHICOS Y MEDIANOS EMPACADOS EN ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD (Fcm-CH).	BANDEADO				107		00-60-40	1<H<2	2.5:10			A B D J	

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES				CARRETERA : QUERÉTARO-SAN MIGUEL DE ALLENDE										
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS				TRAMO : ENTRONQUE BUENAVISTA-SAN MIGUEL DE ALLENDE										
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PAVIMENTOS				SUBTRAMO : DEL KM 0+000 AL KM 32+000										
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA Y PAVIMENTOS				ORIGEN : KM 28+700 CARR. FED. 57 QUERÉTARO-SAN LUIS POTOSÍ										
TABLA DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA CURVA MASA														
KM A KM	ESTRATO		CLASIFICACIÓN S.C.T.	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA				CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO A B C	TERRAPLÉN		CORTE		OBSERVA- CIONES
	No.	ESPESOR M			90%	95%	100%	BANDEADO		ALTURA MÁXIMA	TALUD	ALTURA MÁXIMA	TALUD	
11+000 A 12+000	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:10			
	2	INDEF.	TOBA CALCÁREA COLOR CAFÉ Y GRIS, DE MEDIANAMENTE A BIEN	BANDEADO				110	00-40-60	1<H<2	2.5:10			A B D J
			CEMENTADA. AL EXCAVAR SE OBTENDRÁN FRAGMENTOS MEDIANOS, CHICOS, GRANDES Y GRAVAS ARCILLOSAS (Fmcg-GC).							H>2	17:10			
12+000 A 14+000	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:10			
	2	0.70	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS OSCURO, POCO HÚMEDA DE CONSISTENCIA BLANDA (CH).	COMPACTADO	0.87	0.82	0.72		80-20-00	1<H<2	2.5:10			A B C J
			3	INDEF.	TOBA CALCÁREA COLOR CAFÉ Y GRIS, DE MEDIANAMENTE A BIEN CEMENTADA. AL EXCAVAR SE OBTENDRÁN FRAGMENTOS MEDIANOS, CHICOS, GRANDES Y GRAVAS ARCILLOSAS (Fmcg-GC).	BANDEADO				110	00-40-60	H>2	17:10	
14+000 A 14+500	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:10			
	2	INDEF.	TOBA CALCÁREA ESTRATIFICADA COLOR CAFÉ Y GRIS, DE MEDIANAMENTE A BIEN CEMENTADA. AL EXCAVAR SE OBTENDRÁN FRAGMENTOS MEDIA-	BANDEADO				110	00-40-60	1<H<2	2.5:10			A B D J
			NOS, CHICOS, GRANDES Y GRAVAS ARCILLOSAS (Fmcg-GC).							H>2	17:10			
14+500 A 23+000	1	0.40	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:10			
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ Y GRIS OSCURO, POCO HÚMEDA DE CONSISTENCIA MEDIA (CH).	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85		60-40-00	1<H<2	2.5:10			A B C J
			H>2	17:10										
23+000 A 25+350	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:10			
	2	INDEF.	TOBA CALCÁREA COLOR CAFÉ Y GRIS, DE MEDIANAMENTE A BIEN	BANDEADO				110	00-40-60	1<H<2	2.5:10			A B D J
			CEMENTADA. AL EXCAVAR SE OBTENDRÁN FRAGMENTOS MEDIANOS, CHICOS, GRANDES Y GRAVAS ARCILLOSAS (Fmcg-GC).							H>2	17:10			
25+350 A 32+000	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00	0<H<1	3.0:10			
	2	INDEF.	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ Y GRIS OSCURO, POCO HÚMEDA DE CONSISTENCIA BLANDA (CH).	COMPACTADO	0.87	0.82	0.72		80-20-00	1<H<2	2.5:10			A B C J
			H>2	17:10										

4. Solución aplicada

Las tablas antes mostradas, que contienen los datos para calcular la curva masa, se elaboraron tomando en cuenta las pruebas de laboratorio y con el objetivo de caracterizar el tramo carretero proyectado de acuerdo con las propiedades de los materiales existentes, de tal forma que sea posible definir subtramos con características semejantes y así poder efectuar los trabajos que sean necesarios para dicho subtramo. En ese sentido los subtramos en los que se detectó la presencia de arcillas expansivas y que requieren tratamiento son los que siguen.

TABLA 4.9. SUBTRAMOS QUE NECESITAN TRATAMIENTO POR LA EXISTENCIA DE ARCILLAS EXPANSIVAS EN LA LÍNEA DE TRAZO Y CRITERIOS MEDIANTE LOS CUALES SE CALIFICA LA EXPANSIBILIDAD (VER TABLA 2.1).

No.	Cadena- miento [km]	Profundidad [m]	Descripción	Finos [%]	Límite Líquido [%]	Exp. Libre [%]	Expansi- bilidad
1	0+000 A 1+850	0 — 0.30	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.30 — indefinida	Arcilla expansiva	75	66	7.1	Alta
2	3+240 A 5+720	0 — 0.40	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.40 — indefinida	Arcilla expansiva	76	71	7.7	De Alta a Muy Alta
3	12+000 A 14+000	0 — 0.30	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.30 — 1.00	Arcilla expansiva	78	68	7.1	Alta
		1.00 — indefinida	Tobas	-	-	-	-
4	14+500 A 23+000	0 — 0.40	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.40 — indefinida	Arcilla expansiva	78	71	10.2	Muy Alta
5	25+350 A 32+000	0 — 0.20	Suelo vegetal	-	-	-	-
		0.20 — indefinida	Arcilla expansiva	70	68	7.6	De Alta a Muy Alta

De los cinco subtramos que requieren tratamiento en cuatro de ellos no se encontró el macizo rocoso en la profundidad del sondeo establecida por la Normativa SCT, la cual es de 2.50 m para el caso de realizar pozos a cielo abierto. En el subtramo restante (del km 12+000 al km 14+000) se puede apreciar que después del material arcilloso existe un estrato conformado por tobas calcáreas estratificadas, color café y gris, de medianamente a bien cementadas, a una profundidad no mayor que 2.50 m. De acuerdo con la Normativa SCT, las arcillas expansivas son un material que por sus características, no debe utilizarse ni en la formación del cuerpo del terraplén; por ello mismo la solución más conveniente para este problema fue realizar la sustitución de dicho material.

La situación antes descrita nos lleva a visualizar dos tipos de solución.

1. En el subtramo que va del km 12+000 al km 14+000, en el cual se detectó la presencia de tobas bajo el estrato de arcilla expansiva se extraerá todo el material arcilloso, es decir; se abrirá caja con la profundidad requerida hasta topar con la roca, se limpiará la superficie de la misma y se bandearán los fragmentos que se obtengan de la excavación. En seguida se construirá el cuerpo del terraplén, cuya altura es variable, con material procedente de banco.
2. Para los subtramos restantes, en los que no está definido el espesor de la arcilla expansiva, se procederá a abrir caja y se vaciarán fragmentos medianos y grandes de roca, los cuales serán acomodados posteriormente mediante bandeo, dando lugar a la formación de una estructura conocida como pedraplén. Luego sobre la capa de fragmentos de roca se desplantará el terraplén con material procedente del banco de préstamo más cercano. El objetivo de dicho pedraplén, es permitir las expansiones del material que subyace de él, pues cuando ocurran los incrementos de volumen los espacios entre los fragmentos de roca, (los cuales están vacíos) serán ocupados por la arcilla expansiva, sin afectar en lo más mínimo al terraplén y al camino en general.

En síntesis la solución para este problema consiste en la no utilización del material expansivo como material de apoyo para las capas estructurales del camino; en la mayoría de los subtramos la remoción de la arcilla expansiva fue posible debido a la presencia a poca profundidad del macizo rocoso. Para los subtramos 1, 2, 4 y 5 (tabla 4.9) fue necesario excavar una caja de 0.5 metros de profundidad y posteriormente se llenó de fragmentos de roca, sobre los cuales se desplantó el terraplén.

Los procedimientos de construcción tanto para terracerías como para pavimentos especificados por el proyectista, son los que a continuación se muestran.

TERRACERÍAS

- Se comenzará efectuando los trabajos de desmonte, despalme y limpieza general del área por construir; los cuales, se realizarán siguiendo los lineamientos indicados en el proyecto de terracería correspondiente.
- En el caso de cortes en cajón, una vez efectuado el despalme se abrirá caja cuyas dimensiones deberán estar debidamente indicadas en el proyecto, el piso de corte o caja deberá compactarse al 90% de su Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) de la prueba AASHTO Estándar en una profundidad de 0.20 m o bandearse según sea el caso.
- Para el caso de transición se construirá el cuerpo del terraplén con altura variable dependiendo de la rasante de proyecto y se compactará al 90% de su PVSM de la prueba AASHTO Estándar.
- La capa de transición se construirá sobre el cuerpo del terraplén, debiendo construirse de 0.70 m, deberá compactarse el material que constituya dicha capa al 95% de su PVSM de la prueba AASHTO Estándar.

- Finalmente la capa subrasante se construirá con un espesor de 0.30 m, debiéndose compactar el material que constituya dicha capa al 100% de su PVSM de la prueba AASHTO Estándar.
- Los materiales empleados para la formación de las diferentes capas deberán ser procedentes del banco propuesto para este fin y de acuerdo con lo indicado en el proyecto de terracerías correspondiente.

PAVIMENTOS

- Base hidráulica

Sobre la capa de subrasante debidamente terminada, se recomienda una capa de base hidráulica de 0.31 m. de espesor, utilizando material procedente del banco indicado para este fin en el cuadro de bancos de este proyecto. El material que forma esta capa se compactara al 100% de su PVSM de la prueba AASTHO Modificada.

- Riego de impregnación

Sobre la superficie de la capa de base hidráulica debidamente terminada, superficialmente seca y barrida se aplicará en todo el ancho de la corona y en los taludes del material que forma el pavimento, un riego de impregnación con emulsión asfáltica catiónica a razón de 1.02 l/m^2 aproximadamente.

- Riego de Liga para Base Asfáltica

Sobre la superficie de las capa de base hidráulica debidamente terminada, se aplicará en todo el ancho de la sección un riego de liga con emulsión asfáltica catiónica, a razón de 0.6 l/m^2 .

- Base asfáltica

Sobre la superficie de la capa de base hidráulica debidamente terminada, después de aplicar un riego de liga, se colocará una capa de Base estabilizada con asfalto de 0.10 m de espesor, dicha capa se elaborará en planta y en caliente con materiales procedentes de los bancos indicados para este fin en la tabla de bancos de este proyecto y cemento asfáltico AC-20 con una proporción de 130 kg/m^3 del material pétreo seco y suelto de tamaño máximo de 38.1 mm (1 1/2").

El tendido se realizará con máquina terminadora en una sola capa, dicha capa se compactará al 95% de su peso volumétrico determinado en la Prueba Marshall.

El equipo de trituración y cribado deberá contar con lo menos con un dispositivo para el despolve, procurando que el material fino pase por la malla 200, resulte menor del 5%; adicionalmente cuando se trate de materiales triturados parcialmente se deberá

garantizar que dichos materiales tengan por lo menos del orden del 30% de trituración, por lo que es recomendable en su caso contar con un primario, un secundario y dos tolvas dosificadoras, de manera que se proporcionen una buena granulometría.

- Riego de liga para la carpeta

Sobre la superficie de la capa de base estabilizada con asfalto debidamente terminada, se aplicará en todo el ancho de la sección un riego de liga con emulsión asfáltica catiónica, a razón de 0.6 l/m^2 .

- Carpeta de concreto asfáltico

Sobre la capa de base hidráulica debidamente terminada y después de la aplicación del riego de liga, se construirá una carpeta de concreto asfáltico de 0.08 m de espesor, utilizando material procedente del banco de préstamo indicado para este fin y cemento asfáltico AC-20 con una dosificación aproximada de 125 litros por cada metro cúbico de material pétreo seco y suelto, la mezcla será elaborada en planta y en caliente y el tendido se efectuará compactándola al 95 % de su peso volumétrico determinado en la Prueba Marshall.

- Riego de sello o micro carpeta de textura abierta tipo Open Graded

En todo el ancho de corona sobre la carpeta debidamente terminada se construirá una micro carpeta de 0.03 m de espesor que servirá como capa de desgaste, anti derrapante y antideslumbrante con características drenantes para evitar el mal comportamiento de los vehículos.

Esta capa superficial premezclada de textura abierta consiste en una capa compuesta por agregados pétreos, cemento asfáltico modificado con polímeros y "filler mineral" mezclados al final de los procedimientos.

Se llevó a cabo el diseño del pavimento por parte del contratista por el método de la AASHTO y utilizando el programa DISPAV 5 del Instituto de Ingeniería de la UNAM; los resultados obtenidos fueron analizados y se concretaron a los siguientes espesores.

TABLA. 4.10. ESPESORES DE PAVIMENTO ASFÁLTICO (MATERIALES PÉTREOS Y CEMENTO ASFÁLTICO AC-20).

Capa	Material utilizado	Espesor
Sello (micro-carpeta)	Material pétreo de textura abierta tipo Open— Graded.	3 cm
Carpeta	De concreto asfáltico utilizando material pétreo de 19.1 mm. (3/4" y cemento asfáltico AC — 20)	8 cm
Base Asfáltica	Utilizando agregado de 1.5" y cemento asfáltico AC — 20	10 cm
Base Hidráulica	Utilizando material triturado de 1.5"	31 cm

Los cementos asfálticos AC — 20 son aquellos fabricados a partir de la base asfáltica que proviene de los fondos de la destilación al vacío de crudos seleccionados y cuya característica de viscosidad está comprendida entre 1600 y 2400 Poises a 60°C (referencia 26).

Como puede apreciarse la estructura del pavimento nuevo a considerar la conformarán una capa de Base Hidráulica de 0.31 m, una capa de Base Asfáltica de 0.10 m y una carpeta de concreto asfáltico de 0.08 m. Adicionalmente se colocará una capa de desgaste que funcionará como anti reflejante y/o anti derrapante se colocará mediante micro carpeta de textura abierta de 0.03 m de espesor tipo Open Graded, la cual; ayudará a drenar el agua superficial producto de la precipitación pluvial y con ello evitar el deslizamiento de los vehículos (ref. 27).

Por otra parte las terracerías estarán formadas por el cuerpo del terraplén, una capa de transición o subyacente y la capa subrasante; las cuales tendrán estos espesores: subrasante de 30 cm, subyacente de 70 cm y terraplén variable. En conjunto se formará una estructura como la de la figura 4.15.

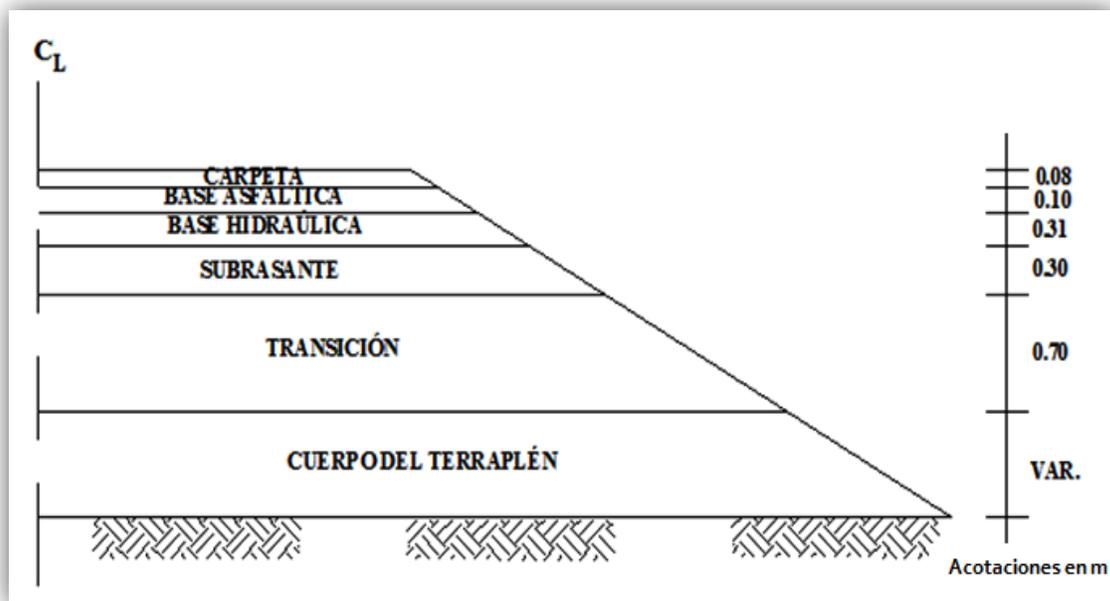


Fig. 4.15. Espesores correspondientes a las diferentes capas que constituirán al camino proyectado

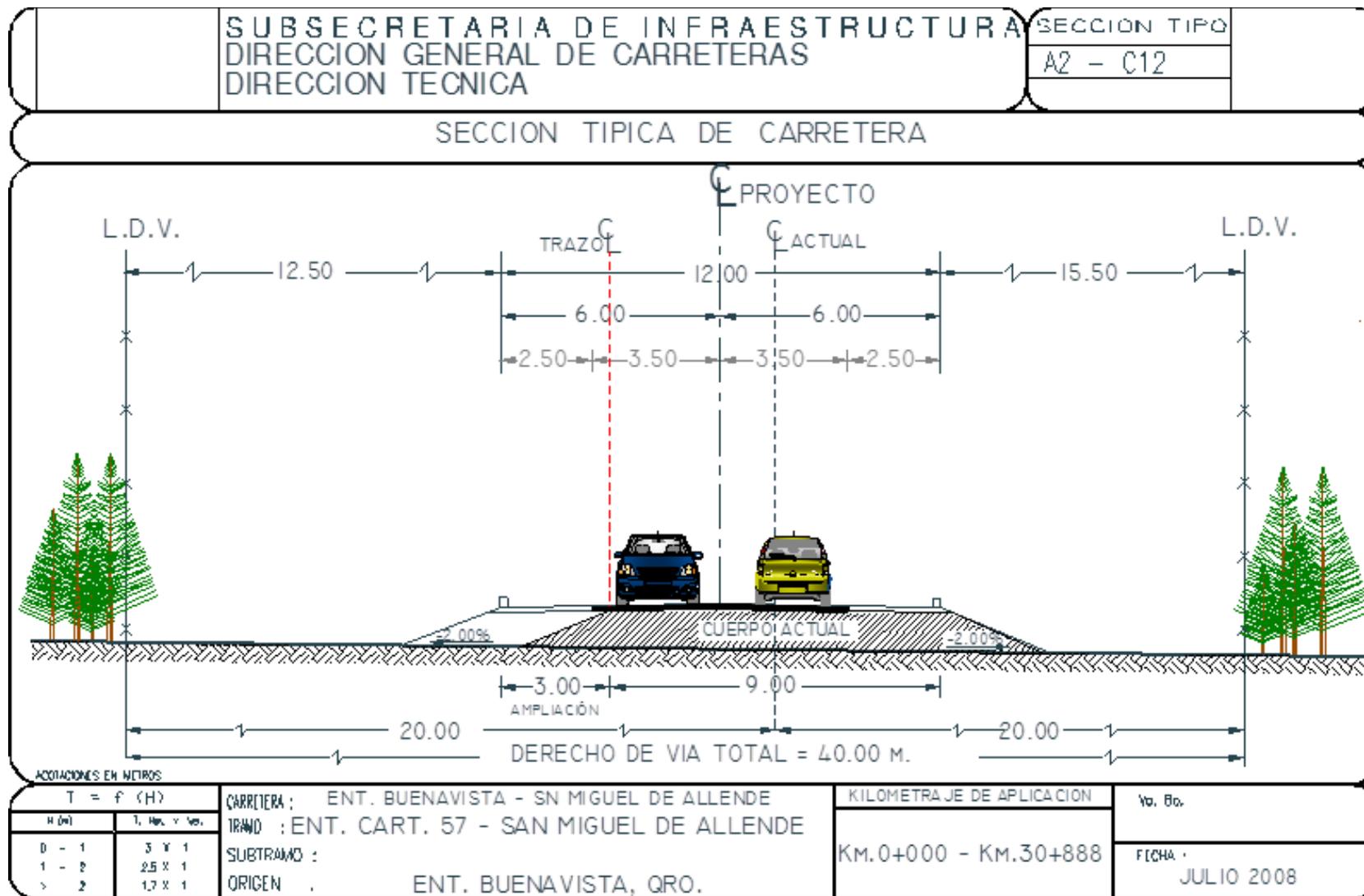


Fig. 4.16. Diagrama que muestra la ampliación a 12 metros que se pretende llevar a cabo a lo largo de todo el tramo estudiado.

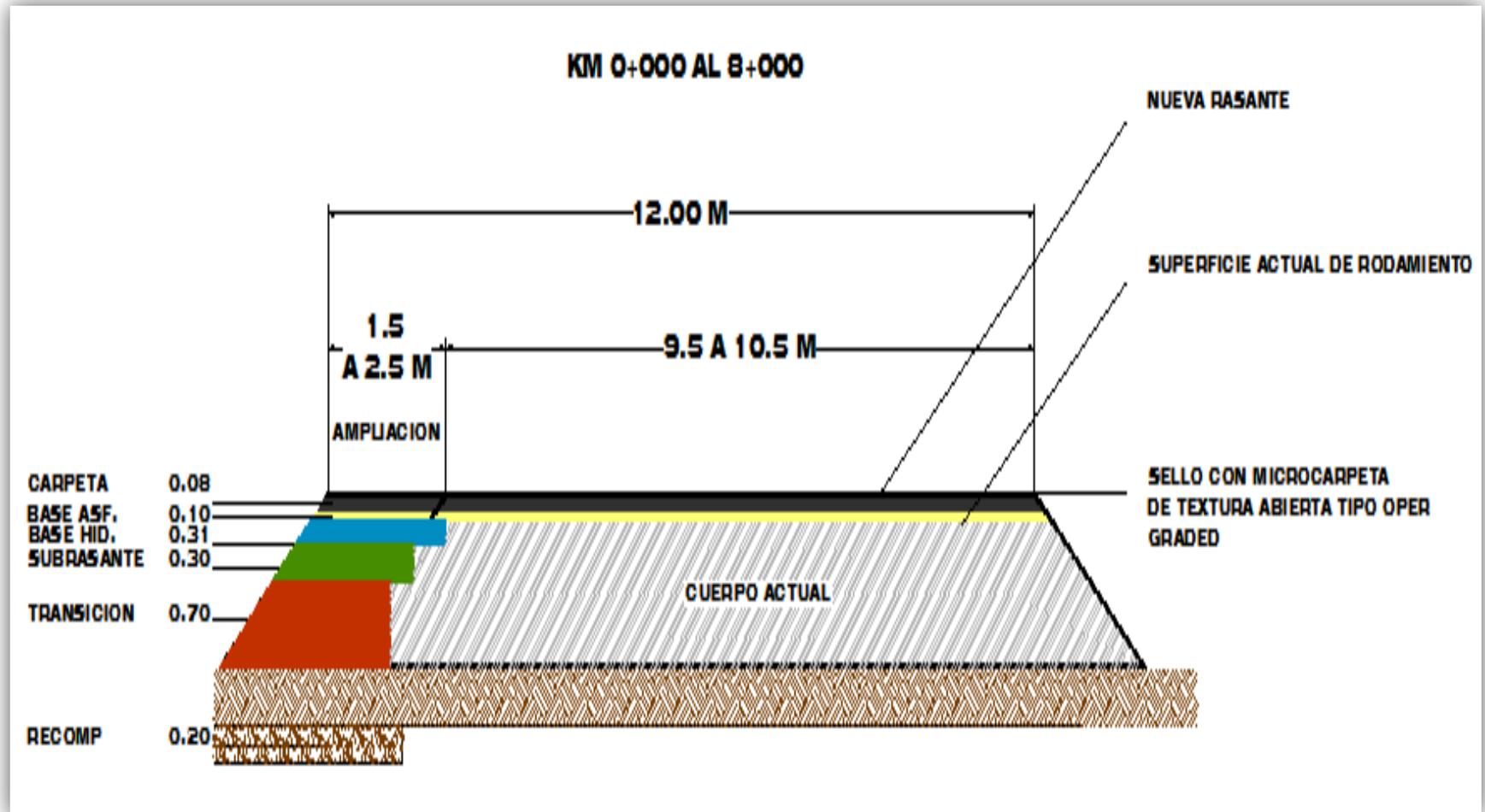


Fig. 4.17. Sección estructural típica para los primeros 8 km, nótese que las capas nuevas que se construirán en su totalidad son la base asfáltica y la carpeta de rodamiento, ya que el cuerpo actual cumple con los requerimientos de calidad para subrasante y base hidráulica.

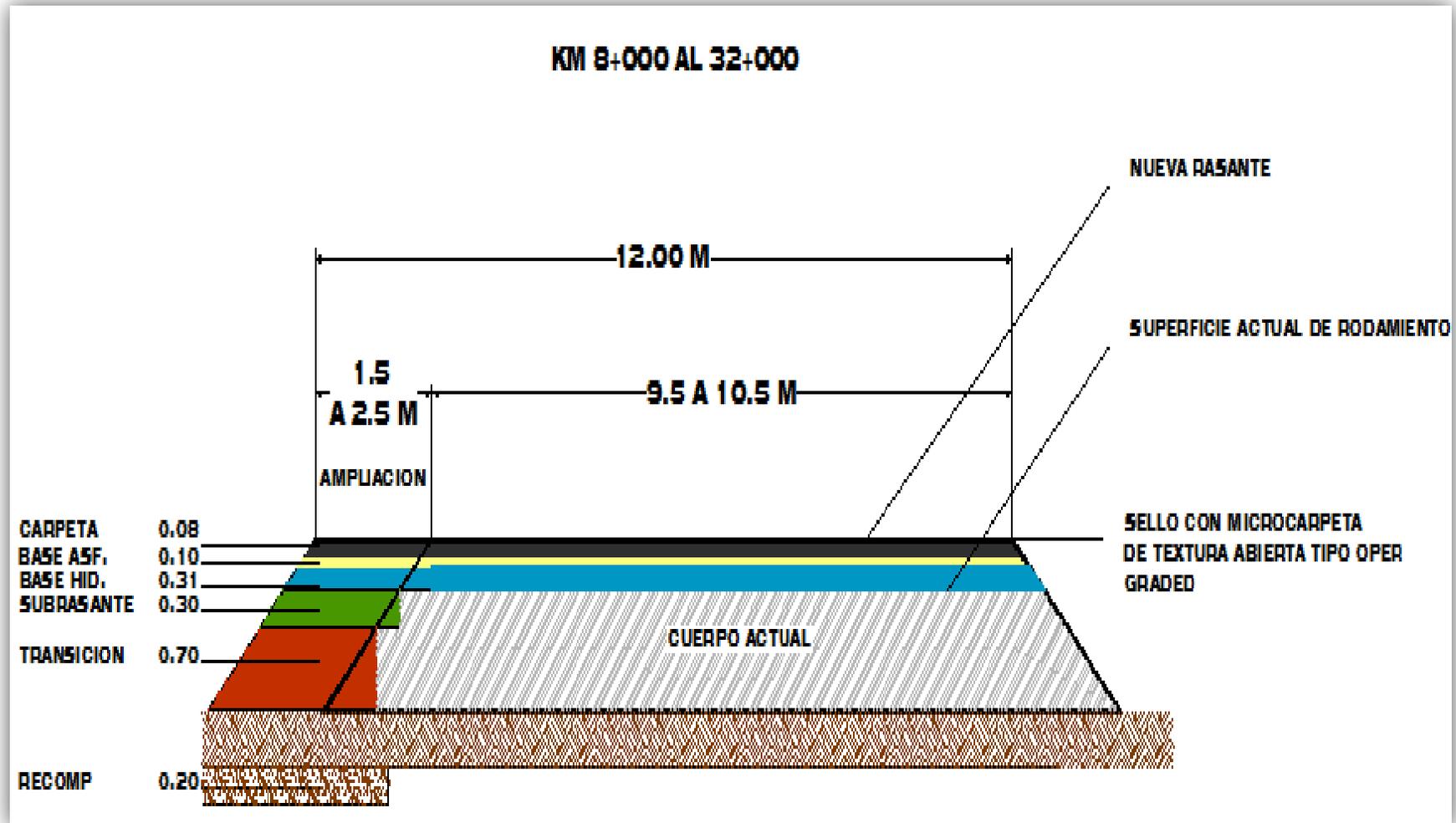


Fig. 4.18. Sección estructural típica que tendrá el camino del km 8 al km 32; el pavimento actual tiene calidad adecuada para subrasante, es por ello que se construirán en su totalidad la base hidráulica, la base asfáltica y la carpeta de rodamiento. Se agregarán parcialmente a todo el cuerpo la subrasante de 30 cm y la subyacente de 70 cm.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

PRIMER CAPÍTULO

- Al no existir conocimiento acerca del comportamiento de los suelos expansivos, en el caso de México difícilmente se efectuó un tratamiento adecuado a dichos suelos, cuando se encontraban en el trazo de las carreteras construidas hasta la década de 1980. El desconocimiento propio del comportamiento de estos suelos aunado con la escasez de recursos económicos condujeron a “no tomar acción alguna” para evitar los daños que produce su expansión; y como consecuencia se tuvo la destrucción completa de los caminos en cuya estructura se utilizaron suelos expansivos.

SEGUNDO CAPÍTULO

- De los tres grupos principales de arcillas (caolinitas, montmorilonitas e ilitas), las montmorilonitas son las arcillas más expansivas que existen en el planeta tierra pues permiten la entrada de las moléculas de agua en su estructura con mucha facilidad, produciendo el aumento de volumen de su estructura cristalina.
- Mientras menor sea el grado de saturación \bar{G}_w de un suelo, mayor será la succión ψ de dicho suelo y viceversa. Los suelos con un potencial de succión mayor absorberán más cantidad de agua, los cuales al irse humedeciendo, van disminuyendo de forma gradual la succión. También disminuyen los esfuerzos efectivos porque la presión que ejerce el agua actuará de forma contraria a la resistencia del suelo. La consecuencia de ello es que el suelo logra una recuperación elástica en su estructura y entonces se expande.
- El mecanismo de expansión mecánico depende fundamentalmente del límite de contracción volumétrica (LCV) de un suelo, el cual, es el contenido de agua a partir del cual dicho suelo ya no disminuirá su volumen aunque se continúe secando. De esta forma se puede afirmar que a mayor límite de contracción volumétrica, menor variabilidad en su volumen sufrirá un suelo. En contraparte, mientras menor sea el límite de contracción volumétrica, mayor es la probabilidad de que se presenten grandes cambios de volumen, ya sean expansiones o contracciones.
- El mecanismo de expansión físico-químico comienza cuando el agua disponible en el suelo, diluye la concentración de iones que se encuentran entre las partículas arcillosas y se forman cationes. Consecuentemente aumenta la distancia entre dichas partículas. Ese espacio existente entre las mismas se llama *capa difusa*, y su expansión produce una presión de repulsión entre las partículas coloidales (arcillosas), conocida como *presión osmótica*, la cual, forma gran parte de la *presión de expansión total* del suelo. En ese sentido, el fenómeno de expansión se produce cuando al no existir una presión externa que equilibre a la presión osmótica, el volumen del suelo se incrementa
- Los cationes son producto del contacto entre los iones presentes en el agua y las partículas de arcilla, es decir, son producto de un *intercambio iónico*. Estos cationes son atraídos por la superficie arcillosa para tratar de equilibrar la carga negativa que ésta posee. Si en determinado momento llegasen a formarse cationes con **valencia superior**,

estos desplazarán a los de valencia inferior aunque ya se encuentren adheridos a la superficie de arcilla. A este último proceso se le llama *intercambio catiónico*.

- La capacidad de intercambio catiónico varía grandemente de un mineral a otro. Esta capacidad determina la *capacidad de adsorción de agua*; y por tanto, la *capacidad de cambio volumétrico* de los suelos de acuerdo con los minerales que contengan.
- Las fuentes de saturación de un suelo son las causas que modifican las condiciones de humedad del terreno natural, generando los problemas de expansión. Ellas son las variaciones del clima, las heladas, profundidad del NAF, reacciones químicas, actividades de construcción, riego de céspedes, crecimiento de vegetación masiva, entre otras.
- El proceso de expansión se produce cuando un suelo no saturado se humedece absorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de los esfuerzos intergranulares al aumentar el grado de saturación. De hecho se pueden combinar estos dos fenómenos, absorción de agua y relajación de los esfuerzos, con un posible colapso, dependiendo de la estructura del suelo, su densidad seca, su presión exterior, entre otros.
- Pero generalmente la expansión está asociada a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, contrariamente a lo habitual en procesos de colapso. Ésta es la gran diferencia entre un suelo que presenta problemas de expansión y otro que es susceptible de colapsar.
- De todos los métodos de identificación de suelos expansivos existentes, los más precisos son los métodos mineralógicos, pues permiten identificar directamente los minerales constitutivos de la muestra de suelo; sin embargo requieren de personal muy capacitado en química. Es por ello que se utilizan mucho más los métodos de identificación indirectos y directos, más manipulables por los ingenieros.

TERCER CAPÍTULO

- La estabilización mecánica consiste en la anulación de los esfuerzos que dan origen a los cambios volumétricos en los suelos, a partir de la redistribución de las partículas sólidas o bien mediante la colocación de una carga continua sobre la vía terrestre, la cual, evita que un suelo se expanda. Algunas veces se puede obtener el mejoramiento deseado aplicando adecuadamente algún método de drenaje; sin embargo con frecuencia se necesita aplicar una serie de técnicas para redistribuir, añadir o remover incluso, partículas del suelo. Dichas partículas se pueden redistribuir al mezclar las capas de un suelo con una motoconformadora y compactando posteriormente.
- La estabilización mecánica está conformada por los métodos siguientes: compactación, drenaje y subdrenaje, precarga y estabilización con geosintéticos.
- Con respecto al método de compactación, se debe emplear en todos los casos para el tratamiento de suelos cuyo destino final sea el formar terraplenes u otras capas de un pavimento. Cuando se trate de un suelo fino se recomienda el empleo de rodillos pata de cabra.

- Con respecto al método de drenaje y subdrenaje para el caso de encontrarse con suelos expansivos, se pueden mitigar los efectos negativos de éstos con el diseño de capas permeables mejor conocidas como capas rompedoras de capilaridad, cuya función es impedir el acceso del agua, pero no drenarla, es decir; no son propiamente capas drenantes. Se trata de poner al material fino del terraplén en contacto con el aire en los huecos grandes entre las partículas gruesas, para dar ocasión a la formación de los meniscos necesarios para que el agua no continúe su ascenso, quedando libres de ella las capas de suelos colocadas por encima.
- Dichas capas rompedoras de capilaridad deben emplearse en combinación adecuada con otros aditamentos como los subdrenes longitudinales de zanja que permitan el adecuado subdrenaje y la no acumulación del agua en determinados sitios de una carretera.
- Con respecto al método de precarga se puede afirmar que la estabilización mecánica desde el punto de vista técnico resulta una excelente solución para neutralizar la presión de expansión de un suelo; sin embargo no es económicamente adecuada en pavimentos, por lo que su utilización queda sujeta al análisis de la combinación de éste con otro tipo de métodos para lograr la viabilidad económica.
- Con respecto al método de estabilización con geosintéticos se concluye que emplear una geomembrana para aislar el material expansivo, resulta ser una solución brillante a la problemática que plantean este tipo de suelos en los caminos, sin embargo; pudiera no ser la más adecuada económicamente hablando, ya que la fabricación de los geosintéticos es generalmente costosa, debido a las características que deben poseer para resultar una solución adecuada al problema que pretende ser resuelto. Se recomienda realizar la evaluación económica del proyecto considerando el costo de la geomembrana, pero es casi seguro que la utilización de ésta, no constituye una solución económicamente factible.
- En lo referente a la realización de estabilizaciones de suelos finos (expansivos) con cal se concluye que para un contenido de cal arriba del 4 % ya no aumenta el límite plástico, sin embargo, se tienen todavía incrementos en la resistencia debido ya sea a la acción puzolánica de la cal con algunos minerales arcillosos, o bien al endurecimiento de la propia cal. Esto significa que la dosificación recomendada para el tratamiento de suelos expansivos es la adición del 4% de cal, en peso del material que se desea tratar.
- En lo que respecta a la utilización de cemento portland, se concluye que cuando se presente un suelo con alto contenido de arcilla, se tendrán problemas tanto de pulverización, como de mezclado pues generalmente se requiere de la aplicación de grandes porcentajes de cemento para lograr los mejoramientos necesarios. Por todo esto, algunas instituciones recomiendan no realizar la estabilización con cemento en suelos arcillosos.
- En lo que respecta al empleo de sales en la estabilización de suelos expansivos, luego de las observaciones realizadas por investigadores mexicanos, se concluye que la estabilización de suelos con cloruro de sodio, produce diferentes resultados en los suelos así tratados, llegando incluso a producir propiedades más desfavorables en suelos utilizados en la construcción de vías terrestres. Por lo anterior, es importante realizar

análisis previos de la influencia del producto estabilizante, sobre las propiedades de interés del suelo que se quiera mejorar.

- En México la forma que se debería emplear con mayor frecuencia para estabilizar suelos expansivos, es mediante la utilización de productos químicos, los cuales son bastante efectivos, pero también costosos. El más utilizado es la haloisita, cuya fórmula química es $\text{Al}_2(\text{Si}_2\text{O}_5)(\text{OH})_4(2\text{H}_2\text{O})$.

CUARTO CAPÍTULO

- En los tres casos presentados se detectó la presencia de suelos expansivos, con una expansividad promedio del 10%.
- En los tres casos presentados la solución al problema fue de tipo mecánica, pues se optó por la remoción del material expansivo dado que las condiciones naturales del terreno, como la estratigrafía, así lo permiten.
- En algunos casos no fue posible la remoción total del material expansivo, dado que éste se encontró a grandes profundidades. Así que se optó por abrir una caja de 50 cm de profundidad y se vació material pétreo en ella. Sobre este material rocoso se desplantará el terraplén y se constituirá con material procedente de banco. La conclusión es que al existir espacios vacíos entre los fragmentos de roca del pedraplén, éstos serán ocupados cuando la arcilla que subyace, se expanda.
- En todos los casos es preferible optar por soluciones mecánicas como las que se dieron para los tres proyectos expuestos en este trabajo, pues resultan ser más económicas que los productos químicos.
- Quizá sea esta última premisa, aquella en la cual se deberá continuar trabajando de manera ardua desarrollando modelos cada vez más representativos de la generalidad. El unificar los criterios hasta ahora existentes tendría como ventaja la realización de un diseño estructural general con mayor facilidad, y por supuesto con un campo de aplicación mucho mayor, es decir; ya sin importar si los suelos expansivos son de Israel, Sudáfrica, México o Australia por citar algunos.

ANEXO

CARRETERA :

T R A M O :

SUBTRAMO :

ORIGEN :

O B S E R V A C I O N E S

- A)** En todos los casos el cuerpo del terraplén, se compactará al 90 % ó se bandeará según sea el caso; las capas de transición y subrasante se compactarán al 95 y 100 % respectivamente; los grados de compactación son con respecto a la Prueba AASHTO Standar ó Modificada dependiendo de la granulometría del material, por lo que quedará a juicio del Laboratorio de Control, aplicar la prueba que corresponda.
- B)** En todos los casos, cuando no se indique otra cosa, el terreno natural, después de haberse efectuado el despalme correspondiente, el piso descubierto deberá compactarse al 90 % de su Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) en una profundidad mínima de 0.20 mts.; ó bandearse según sea el caso.
- C)** Material que por sus características, no debe utilizarse ni en la construcción del cuerpo del terraplén.
- D)** Material que por sus características, solo puede utilizarse en la formación del cuerpo del terraplén, mismo que deberá compactarse al 90 % de su Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) ó bandearse según sea el caso.
- E)** Material que por sus características, puede utilizarse en la formación del cuerpo del terraplén y la capa de transición (subyacente).
- F)** Material que por sus características, puede utilizarse en la formación del cuerpo del terraplén, la capa de transición y la capa subrasante.
- G)** En terraplenes formados con este material, se deberá proyectar una capa de transición de 0.20 mts. de espesor, cuando la altura de estos sea menor de 0.80 mts. y cuando sea mayor, la transición será de 0.50 mts.; y en ambos casos se proyectará la capa subrasante de 0.30 mts. de espesor.

-
- H)** En terraplenes formados en este material, se deberá proyectar una capa de transición de 0.20 mts. de espesor como mínimo y la capa subrasante de 0.30 mts. de espesor, compactadas al 95 y 100 % respectivamente, las cuales se construirán con material procedente del banco de préstamo más cercano.
- I)** En cortes formados en este material, la cama de corte, se deberá compactar al 95 % de su Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM), en una profundidad mínima de 0.20 mts. y se deberá proyectar una capa subrasante de 0.30 mts. de espesor, compactándola al 100 % con material procedente del banco de préstamo más cercano.
- J)** En este tramo se deberá proyectar en cortes y terraplenes bajos, una capa de transición de 0.50 mts. de espesor como mínimo y una capa subrasante de 0.30 mts. de espesor ; en caso de ser necesario se deberán abrir cajas con profundidad suficiente para alojar las capas citadas; ambas capas se construirán con material procedente del banco de préstamo más cercano.
- K)** En cortes, se deberán escarificar los 0.15 mts. superiores y acamellonar; la superficie descubierta se deberá compactar al 100 % de su Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM), en un espesor mínimo de 0.15 mts. con lo que quedará formada la primera capa subrasante, con el material acamellonado se construirá la segunda capa subrasante, misma que deberá compactarse también al 100 % de su PVSM.
- L)** En cortes formados en este material, se proyectará únicamente una capa subrasante de 0.30 mts. de espesor mínimo, compactándola al 100 % y se construirá con material procedente del banco de préstamo más cercano.
- M)** En cortes formados en este material, se escarificarán los primeros 0.30 mts. a partir del nivel superior de subrasante ; se acamellonará el material producto del escarificado y se compactará la superficie descubierta al 95 %, hasta una profundidad de 0.20 mts. ; Posteriormente, con el material acamellonado se construirá la capa subrasante de 0.30 mts. de espesor.
- N)** En el caso de cortes construidos en este material, se deberá proyectar una capa de transición y una capa subrasante de 0.20 y 0.30 mts. de espesor respectivamente, compactándolas al 95 y 100 % ; ambas capas se construirán con material procedente del banco de préstamo más cercano.

CARRETERA :

T R A M O :

SUBTRAMO :

ORIGEN :

OBSERVACIONES GENERALES PARA TODO EL TRAMO

- 1.- Los trabajos deberán iniciarse con el desmonte, desenraice y limpieza general del área donde quedará alojado el cuerpo del camino, de acuerdo a lo indicado en el proyecto.
- 2.- El despalme se realizará hasta la profundidad indicada en las tablas de datos y de la manera conveniente para eliminar el material correspondiente al primer estrato.
- 3.- Los terraplenes desplantados en un terreno con pendiente natural igual ó mayor al 25 %, se anclarán al terreno natural mediante escalones de liga a partir de los ceros del mismo; cada escalón tendrá un ancho mínimo de huella de 2.50 mts. en material tipo "A" ó "B" y en material "C" el escalón tendrá 1.00 mts. de huella; en ambos casos la separación de dichos escalones será de 2.00 mts. medidos horizontalmente, a partir de los ceros de los mismos.
- 4.- En los taludes de los cortes, no se dejarán fragmentos rocosos ó porciones considerables de material susceptibles de desplazarse hacia el camino.
- 5.- Con el material producto del despalme, se deberán arropar los taludes de los terraplenes.
- 6.- La construcción de las obras de drenaje se hará antes de iniciar la construcción de las terracerías; concluidas tales obras, deberán arroparse adecuadamente para evitar cualquier daño a la estructura de las mismas durante la construcción.
- 7.- Se debe propiciar la forestación de los taludes de los cortes y terraplenes, con vegetación para evitar la erosión de los mismos.
- 8.- En todo el tramo las cunetas deberán impermeabilizarse con concreto hidráulico $f'c = 100 \text{ kg./cm}^2$, con espesor de 8.0 cm.

-
- 9.- Debe evitarse que la boquilla de aguas abajo de las alcantarillas, descargue sus aguas sobre el talud del terraplén construido; en estos casos la obra de drenaje se prolongará con lavadero hasta los cerros del terraplén.
- 10.- Cualquier ampliación de corte por requerimiento de material, debe hacerse a partir del talud externo de la cuneta, ó bien formando una banqueteta, la cual quedará debidamente drenada y de preferencia aguas abajo.
- 11.- Los taludes de proyecto que deberán considerarse para los terraplenes son los siguientes:

ALTURAS	INCLINACIÓN
Entre 0.00 y 1.00 mts.	5 : 1
Entre 1.00 y 2.00 mts.	3 : 1
Mayores de 2.00 mts.	1.7 : 1

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

LISTA DE REFERENCIAS

1. Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.N.C. Historia de los Caminos de México, Tomo I, 2ª ed., México 2011, 197 p.
2. Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.N.C. Historia de los Caminos de México, Tomo II, 2ª ed., México 2011, 197 p.
3. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Atlas de la Red Carretera de México, México 2011.
4. Salas Rico, Raúl. Evolución Histórica de los Caminos Rurales y Alimentadores en México., Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres A.C., México 2011, 255 p.
5. Salas Rico, Raúl. Recomendaciones Para la construcción de Caminos de Mano de Obra., México 1976, 190 p.
6. Juárez Badillo, Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos tomo I. Fundamentos de la mecánica de suelos, México, Ed. Limusa, 2005, 644 p.
7. González de Vallejo Luis. Ingeniería Geológica, Pearson Educación, Madrid, 2002, 744p.
8. CONAGUA. Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Geotecnia en Suelos Inestables, México, 2007, 189 p.
9. Rico Rodríguez Alfonso y Del Castillo Hermilo, La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras ferrocarriles y aeropistas, vol. II, México, Ed. Limusa, 1994, 644 p.
10. Barrera Bucio y Garnica Anguas, Introducción a la Mecánica de Suelos No Saturados en Vías Terrestres, Secretaría de Comunicaciones y Transportes & Instituto Mexicano del Transporte, publicación técnica No. 198, Sanfandila Qro, México 2002, 144 p.
11. Crespo Villalaz, Carlos, Vías de Comunicación. Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos, 3ª ed. Limusa, México 1996.
12. http://carbo.sonora.gob.mx/es/Carbo/Noticias/_rid/7/_mod/detalle?idNoticia=103&uriWebPage=http%3A%2F%2Fwww.Carbo.swb%23Carbo
13. Fernández Loaiza, Carlos. Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Limusa, México 1982, 353 p.
14. Ramos Jiménez, Luis. Entrevista Acerca del Comportamiento de Pavimentos Sobre Suelos Expansivos. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México 2012.

15. Inglés O. G., Metcalf. Soil Stabilization. Principles and Practice. Butterworths, Sidney 1972.
16. Garnica Anguas, Paul, et. al. Estabilización de Suelos con Cloruro de Sodio Para su Uso en las Vías Terrestres. Instituto Mexicano del Transporte, Publicación técnica no. 201, México 2001, 68 p.
17. National Lime Association, Manual de Estabilización de Suelo Tratado con Cal. Estabilización y Modificación con Cal. Publicación de la National Lime Association, Boletín 326, EUA 2004, 42 p.
18. Rico Rodríguez Alfonso y Del Castillo Hermilo, La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras ferrocarriles y aeropistas, vol. I, México, Ed. Limusa, 2005, 460 p.
19. Mecánica de Suelos Para Ingenieros, Universidad Militar de Nueva Granada, Colombia, 409 p.
20. Materiales Geosintéticos S. A. de C. V. Página web: <http://www.mgeo.mx/index-2.html>
21. Manual y Software de Diseño Geosoft Pavco. Página web: http://www.mexichem.com.mx/Sol_Integrales/Geosinteticos/pdfs/Manual_Disenio_8aEdicion/capitulo_1_Introduccion_Geosinteticos.pdf
22. Real Academia Española. Página web: <http://www.rae.es/rae.html>
23. ASTC Polymers, Inc. & Tierra Fortificada Tecnología de Polímeros. Ponencia sobre el funcionamiento del producto SOLIDROAD 510, México 2012.
24. Calderón Henao, Javier, Mexichem Geosistemas: Ponencia sobre geosintéticos celebrada en Querétaro, México 2009. Departamento de Ingeniería Geosintéticos Pavco
25. Universidad Técnica Particular de Loja. Equipos de Compactación: ponencia realizada para el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, en el Marco del Programa de Certificación Vial, Ecuador, 2002, 34 p.
26. Manufacturas y Procesos Industriales Ltda. Asfaltos para Pavimentos. Cemento Asfáltico AC — 20. Página web: <http://www.mpibitumen.com/docs/ac-20.pdf>
27. Ortega Quiroz, José Fidel. Análisis Comparativo de las Normas Anteriores y Actuales de Materiales de Sub-bases y Bases, Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional, México 2008, 88 p.

28. Arellano Castillo, Guillermo. Caracterización de los Suelos Expansivos Universidad Nacional de Ingeniería, Perú. 32p. Página web: <http://www.slideshare.net/rusogac/suelos-expansivos1-presentation>

29. <http://suelosexpansivos99.blogspot.mx/>

30. Criterios de Pavimentos, carretera Mexicali – Laguna de Chapala, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.
31. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Normas de Servicios Técnicos. Proyecto Geométrico. Carreteras, México, 1984, 60 pp.
32. Normativa SCT. Características de los Materiales. Materiales Para Terracerías. Materiales Para Terraplén.
33. Normativa SCT. Características de los Materiales. Materiales Para Terracerías. Materiales Para Subyacente.
34. Normativa SCT. Características de los Materiales. Materiales Para Terracerías. Materiales Para Subrasante.
35. PowerCem Technologies, Proceso de Reconstrucción y Construcción de caminos en suelos inestables, Presentación PowerCem México para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2013.