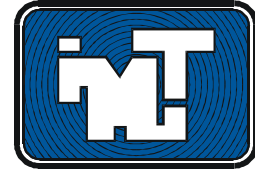


ISSN 0188-7297



ALGUNOS ASPECTOS DE LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN Y FATIGA EN SUELOS ARCILLOSOS ESTABILIZADOS CON CAL

Paul Garnica Anguas
Guadalupe Evangelina Itandehui Martínez Peña
Edgar Jair Prado Cardona

**Publicación Técnica No 230
Sanfandila, Qro., 2003**

F1 MI-004

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

**Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y
fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal**

Publicación Técnica No 230
Sanfandila, Qro., 2003

Esta investigación se realizó en la Coordinación de Infraestructura por el investigador Paul Garnica Anguas, Guadalupe Evangelina Itandehui Martínez Peña, y Edgar Jair Prado Cardona, tesista de la Maestría en Vías Terrestres de la Universidad Autónoma de Chihuahua. Se agradecen las valiosas observaciones de Alfonso Pérez Salazar, también investigador de la Coordinación.

Índice

Presentación	III
Índice	V
Resumen	IX
Abstract	XI
Resumen ejecutivo	XIII
Introducción.	1
CAPÍTULO 1. Conocimiento actual del comportamiento a tensión en suelos	3
1.1 Usos de la resistencia a tensión en suelos	3
1.1.1 Agrietamiento longitudinal en los terraplenes de carreteras	3
1.1.2 Remediación <i>in situ</i> para suelos contaminados	4
1.1.3 Diseño de pavimentos	5
1.2 Dispositivos para ensayos a tensión en suelos	6
1.2.1 Generalidades	6
1.2.2 Ensaye a tensión directa	7
1.2.3 Ensaye a tensión indirecta	9
1.2.4 Ensaye a tensión por flexión	13
CAPÍTULO 2. Experimentación	17
2.1 Descripción y propiedades del material utilizado	17
2.1.1 Suelo	17
2.1.2 Cal	19
2.1.3 Agua	20

Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal

2.2	Equipo de ensaye a tensión indirecta	20
2.3	Elaboración de especímenes	21
2.3.1	Dosificación de materiales	21
2.3.2	Determinación del contenido de estabilizante	22
2.3.3	Determinación del contenido de agua	25
2.3.4	Determinación del tipo de compactación	25
2.3.5	Humectación capilar del suelo	27
2.3.6	Compactación de especímenes	28
2.3.7	Curado	29
2.4	Condiciones de ensaye	30
2.4.1	Ensaye a tensión con carga monotónica	30
2.4.2	Ensaye a tensión con carga repetida	31
CAPÍTULO 3. Resultados		33
3.1	Influencia de contenido de agua	33
3.2	Influencia del peso volumétrico	35
3.3	Influencia de la energía de compactación	37
3.4	Influencia del contenido de cal	40
3.5	Influencia del tiempo de curado	41
3.6	Influencia del tiempo de humectación capilar	42
CAPÍTULO 4. Propiedades a la fatiga		45
4.1	Estudios en otros materiales	45
4.1.1	Concreto hidráulico	45
4.1.2	Concreto asfáltico	47
4.2	Resultados experimentales sobre fatiga en suelos estabilizados	48

	<i>Índice</i>
4.2.1 Curvas de fatiga	48
4.2.2 Deformaciones permanentes	50
4.2.3 Módulo de Resiliencia (Mr)	52
Conclusiones y recomendaciones	57
Bibliografía	59

Resumen

Se presenta un estudio relacionado con el comportamiento de suelos arcillosos estabilizados con cal en condiciones de carga repetida, la resistencia a la tensión de esos materiales, así como del agrietamiento que se genera por fatiga al cabo de cierto número de ciclos. A su vez, se destacan aquellos factores que pueden considerarse como importantes de controlar durante la construcción de capas estabilizadas con cal en la sección estructural de un pavimento.

Abstract

In this work, the authors present a study on the behavior of lime stabilized soil subjected to repeated loading; this study includes the tensile strength test and the analysis by fatigue cracking when a long number of load repetitions are used.

In turn, this study highlights important aspects that must be controlled during construction of stabilized layers in pavements.

Resumen ejecutivo

El agrietamiento por fatiga en un pavimentos es la falla más conocida, causada por los ciclos repetidos de carga-descarga que inducen deformaciones de tensión repetidas en la parte inferior de las capas, y que poco a poco se propagan hacia arriba cambiando las propiedades de módulo de resiliencia, la distribución de esfuerzos y deformaciones de la estructura del pavimento suelo y en el suelo de la subrasante.

De ahí que en el presente trabajo se estudie el comportamiento a tensión de los suelos cohesivos compactados y estabilizados con cal, pues en caso de aparecer suelos susceptibles a los cambios de humedad y querer abatir costos en la construcción del pavimento, lo más recomendable es estabilizar la subrasante, o bien bajo ciertas condiciones usarlos como base o sub-base.

Así que en el primer capítulo encontramos una descripción breve de los usos de la resistencia a tensión en suelos, tales como dilucidar las causas del agrietamiento longitudinal en terraplenes de carreteras, remediación *in situ* de suelos contaminados y lo más importante para el enfoque del presente trabajo su aplicación en el diseño de pavimentos. También se describen los dispositivos que existen para el ensaye de suelos a tensión ya sea directa o indirecta.

El capítulo dos comprende los estudios de caracterización de los materiales utilizados en la investigación; la descripción de elaboración de los especímenes; la determinación del tipo de estabilizante con base en el triángulo de gradación propuesto por el ejército de los Estados Unidos de América; la cantidad requerida de estabilizante mediante la observación en el cambio del Índice Plástico del suelo; el tipo de compactación y el contenido de agua óptimo para compactación. Se describen las condiciones de humectación capilar y el tiempo de curado en el suelo estabilizado, y por último las condiciones de prueba a que se someten los suelos para determinar la tensión, y las características a la fatiga.

En el tres se muestran los resultados debidos a la influencia de las condiciones de compactación, contenido de estabilizante, y curado sobre la resistencia a la tensión en suelo estabilizado y sin estabilizar. Los ensayos se realizaron mediante el ensaye de tensión indirecta.

En el cuatro los estudios a la fatiga en otros materiales, tales como concreto hidráulico y asfáltico. También, se incluyen los resultados de los ensayos a la fatiga realizados en suelo estabilizado y sin estabilizar.

En el capítulo cinco se presenta una serie de conclusiones y recomendaciones para investigaciones futuras.

Introducción

La metodología contemporánea para un diseño de pavimentos conveniente, se desprende de conocer las propiedades y características básicas de los materiales que formarán parte de las respectivas capas del pavimento; estas propiedades son un tanto más significativas para las capas estabilizadas, las que se pueden dividir en cuatro categorías:

- Resistencia y deformación permanente
- Propiedades resilientes
- Características de fatiga
- Durabilidad

La necesidad de estabilizar un suelo en pavimentos, aparece cuando los materiales disponibles para carreteras resultan susceptibles a cambios en su contenido de agua, y cuando económicamente convenga utilizar suelos estabilizados. El tipo y grado de estabilización requerida en cualquier caso dado, es principalmente un problema de disponibilidad y costo de los materiales, así como su compatibilidad con las condiciones del suelo existente. El tránsito anticipado y las condiciones climáticas son también de gran importancia en la selección del método de estabilización.

La estabilización de suelos en la construcción de carreteras se define como un proceso de mejorar el comportamiento mediante reducir su susceptibilidad a la influencia del agua y condiciones del tránsito en un periodo de tiempo razonable.

En la actualidad, el principal empleo de la estabilización en suelos, es en la construcción de la capa base de la estructura de pavimento; también puede ser en la construcción de caminos revestidos y en el mejoramiento de la subrasante.

Las propiedades resilientes de las capas del pavimento definen su eficiencia en la distribución de los esfuerzos inducidos en el sistema de pavimento. La estabilización con cal, a menudo provoca un aumento de hasta 1,000% en el Módulo de Resiliencia, comparado con el Módulo de Resiliencia del suelo sin tratar. No obstante, esto podría provocar problemas de agrietamiento.

Estudios de la Asociación Nacional de la Cal en Estados Unidos en 1976, han revelado que capas estabilizadas con cal, y sometidas a los efectos del ambiente mantiene niveles satisfactorios de resistencia por más de 40 años.

El daño potencial por fatiga se evalúa al determinar la relación existente entre el esfuerzo de tensión por flexión inducido, y la resistencia a tensión por flexión de la capa del pavimento.

1. Conocimiento actual del comportamiento a tensión en suelos

1.1 Usos de la resistencia a tensión en suelos

La resistencia a la tensión de un suelo es a menudo considerada insignificante para su aplicación en obras de ingeniería o muy pequeña o igual a cero.

Es común dejar de lado la resistencia a la tensión en el análisis y diseño de estructuras de tierra, siendo que es muy útil conocer las propiedades de los suelos en tensión para comprender el agrietamiento de presas de tierra, terraplenes, y como ya se mencionó, en pavimentos.

Algunas aplicaciones de la resistencia a la tensión, y que se encuentran en pleno desarrollo son:

- ✓ En el agrietamiento de terraplenes
- ✓ En la limpieza in situ de suelos contaminados
- ✓ En el diseño de pavimentos

1.1.1 Agrietamiento longitudinal en los terraplenes de carreteras

Las investigaciones realizadas por Rico (1989) sobre el comportamiento de terraplenes en suelos parcialmente saturados, tienen como objetivo reconocer las causas principales del agrietamiento longitudinal de los terraplenes de las carreteras y proponer las acciones pertinentes para su corrección en terraplenes ya existentes.

El agrietamiento longitudinal en los terraplenes de las carreteras consiste en la aparición de una grieta o familias de ellas, con trazas muy próximas que se desarrollan sistemáticamente a 1 o 2m del borde del terraplén, usualmente en el acotamiento, muy pegadas al fin de la carpeta. Este agrietamiento puede destruir la carpeta de no ser corregido a tiempo.

El mecanismo de agrietamiento se origina debido a la modificación del régimen hidráulico al colocar un terraplén, en forma tal que impide la evaporación en el terreno natural subyacente. El terraplén construido con suelos finos gana agua del subsuelo por capilaridad, y al evaporarse origina procesos de contracción

volumétrica. Si se emplean suelos con una fuerte susceptibilidad a cambios volumétricos por cambios en el contenido de agua, se estará intensificando el riesgo de agrietamiento.

A partir de conocer las expansiones y contracciones del terraplén y del terreno de cimentación, se puede estimar la distribución de los esfuerzos de tensión generados, mediante modelos en computadora.

Con base en simulaciones, y considerando una expansión y contracción máxima de 20% para representar un problema severo de agrietamiento, se determinó la factibilidad de generarse esfuerzos de tensión principal efectivos, máximos de 75kg/cm^2 en los bordes del terraplén.

Las conclusiones del modelo son que las contracciones tienen mayor influencia en el desarrollo del agrietamiento que las expansiones, y que es mucho más significativo el cambio volumétrico diferencial en el cuerpo del terraplén que en el terreno de cimentación.

Dado que los suelos tradicionalmente usados en la construcción de terraplenes nunca podrán desarrollar resistencias adecuadas a tensión, es necesario estabilizar el suelo para minimizar su potencialidad a los cambios volumétricos; otras alternativas comprenden la utilización de taludes sobrepuestos a los existentes y con mucha mayor inclinación para que las grietas aparezcan sobre los taludes adosados; otros son el uso de geosintéticos, la colocación de capas rompedoras de capilaridad y la colocación de vegetación en los taludes.

1.1.2 Remediación *in situ* para suelos contaminados

Una gran cantidad de métodos *in situ* para extraer los contaminantes depositados en los suelos consiste en biorrespiraderos, extracción por vapor, tratamientos biológicos, inyección de lechadas de suelo a presión, bombeo y otros más.

La resistencia a tensión tiene un papel preponderante en las investigaciones realizadas en laboratorio sobre el mecanismo de fracturamiento de suelos de baja permeabilidad. Se estudia principalmente lo relacionado con la presión para generar el agrietamiento y el crecimiento de éste mediante ensayos de probetas de suelo provistas de ductos verticales y horizontales (fig 1.1). El mecanismo de fractura en este tipo de suelos aparece como un mecanismo de falla a tensión realizado por la presión de poro en el suelo alrededor del orificio, a partir de la generación de un sistema de esfuerzos radial-tangencial creado por la presión de inyección [Alfaro, M C y Wong, R C, 2001].

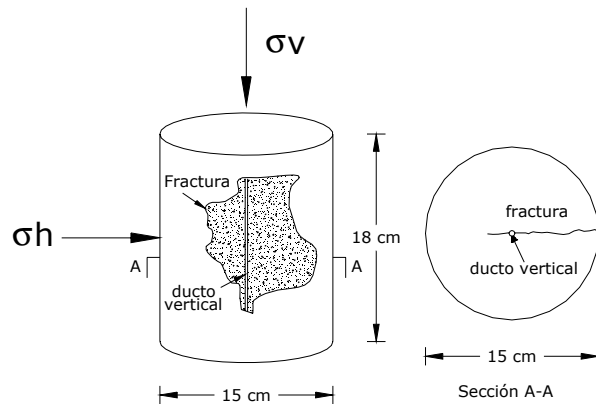


Fig 1.1
Ensayo de fracturamiento con ducto vertical.

Sí bien la presencia inicial de fracturas provocadas artificialmente mediante ranurado del suelo aminora la presión de inyección requerida para iniciar el fracturamiento, está no gobierna la dirección de propagación de las mismas. En los ensayos, la tendencia fue siempre perpendicular al menor esfuerzo de compresión aplicado.

1.1.3 Diseño de pavimentos

La acción de las cargas repetidas ocasionadas por el paso de los vehículos sobre la capa de rodamiento induce esfuerzos de tensión a las capas estabilizadas y causa el agrietamiento por fatiga.

Por esta razón, es importante determinar las características de fatiga mediante ensayos en probetas sujetas a esfuerzos repetidos de tensión indirecta y por flexión.

En 1967, Swanson y Thompson realizaron investigaciones en mezclas de suelo estabilizadas con cal. Consistieron en ensayar vigas mediante fatiga por flexión a diferentes niveles de esfuerzo. Establecieron la correlación entre la relación de esfuerzos (relación entre el esfuerzo repetido de flexión aplicado y la resistencia máxima a flexión del suelo), y el número de ciclos para alcanzar la falla. El algoritmo que gobierna el comportamiento entre la relación de esfuerzos y el número de ciclos a la falla que propusieron, es el siguiente:

$$S = 0.923 - 0.058 \log N \quad (1.1)$$

Donde:

- S relación de esfuerzos
- N número de aplicaciones de carga

Por su parte en 1986 Thompson y Figueroa realizaron pruebas de fatiga mediante ensayos de vigas a flexión, y establecieron que para asegurar una larga vida en las capas estabilizadas o una apropiada resistencia a la fatiga, la relación de esfuerzos a la que se sujeta la capa no debería ser mayor de 0.5. Para este nivel de esfuerzos las probetas soportaban 10^7 aplicaciones de carga o más. Determinaron que la resistencia a la tensión por flexión es aproximadamente 0.25 veces la resistencia a la compresión sin confinar.

1.2 Dispositivos para ensayos a tensión en suelos

1.2.1 Generalidades

Los dispositivos para este propósito se han derivado de ensayos encargados a determinar la resistencia a tensión de otros materiales, tales como rocas y concreto hidráulico.

Dichos dispositivos se desarrollaron al detectar que la ruptura de los materiales, aún cuando no se sometan a esfuerzos de tensión directamente, se asocia a una deformación límite, produciéndose la falla al no resistir los esfuerzos de tensión generados indirectamente [C F E, 1994].

Los procedimientos actualmente en uso para determinar la resistencia a tensión se pueden catalogar, básicamente en tres tipos de ensayos:

- ✓ Pruebas de tensión directa, por medio del ensaye de especímenes cilíndricos o prismáticos, sometidos a una fuerza de tensión axial
- ✓ Prueba de tensión indirecta, con base en el ensaye de especímenes cilíndricos, sujetos a una carga de compresión diametral
- ✓ Prueba de tensión por flexión en especímenes prismáticos (vigas) ensayados opcionalmente con una carga concentrada en el centro del claro, o con dos cargas concentradas iguales en los tercios del claro

La experiencia indica que es más complicado ensayar los suelos a tensión que a compresión. No obstante, basándose en la experiencia de investigaciones previas, se ha determinado que el ensaye de tensión indirecta tiene las siguientes ventajas sobre los demás tipos de ensayos [Addanki, V et al, 1974]

- ☞ La preparación de los especímenes y su manejo durante el ensaye es considerablemente más fácil

1. Conocimiento actual del comportamiento a tensión en suelos

- ☞ El equipo para el ensaye es muy similar a uno ordinario de compresión.
- ☞ La falla es relativamente independiente de las condiciones de superficie y de los planos de compactación; inicia y se desarrolla en una región con esfuerzos de tensión, relativamente uniformes
- ☞ Para materiales frágiles, la prueba es capaz de proporcionar en buena medida la resistencia uniaxial del suelo

1.2.2 Ensaye a tensión directa

Es el procedimiento que menos se emplea por la dificultad que representa aplicar una fuerza de tracción perfectamente colineal con el eje del espécimen, pues cualquier excentricidad introduce esfuerzos secundarios significativos que hacen fallar prematuramente al espécimen.

Si se consigue dicha colinealidad, es posible crear un estado de esfuerzos a tensión uniforme en cualquier sección transversal a lo largo del espécimen, tal como se indica en el esquema 1) de la fig 1.2, y en esta condición la ruptura del suelo puede ocurrir en cualquier lugar del cuerpo del espécimen (según un plano de falla sensiblemente perpendicular a la dirección de la fuerza de tracción), pues la ubicación del sitio preciso de ruptura depende de la existencia de discontinuidades cuya distribución es aleatoria en toda la longitud del espécimen. Conforme esta condición de ensaye, es máxima la posibilidad de que el espécimen falle en una zona más débil, y es la justificación para que la resistencia a tensión del suelo medida de esta manera sea inferior a la determinada por los otros dos procedimientos, en los que esta probabilidad es menor.

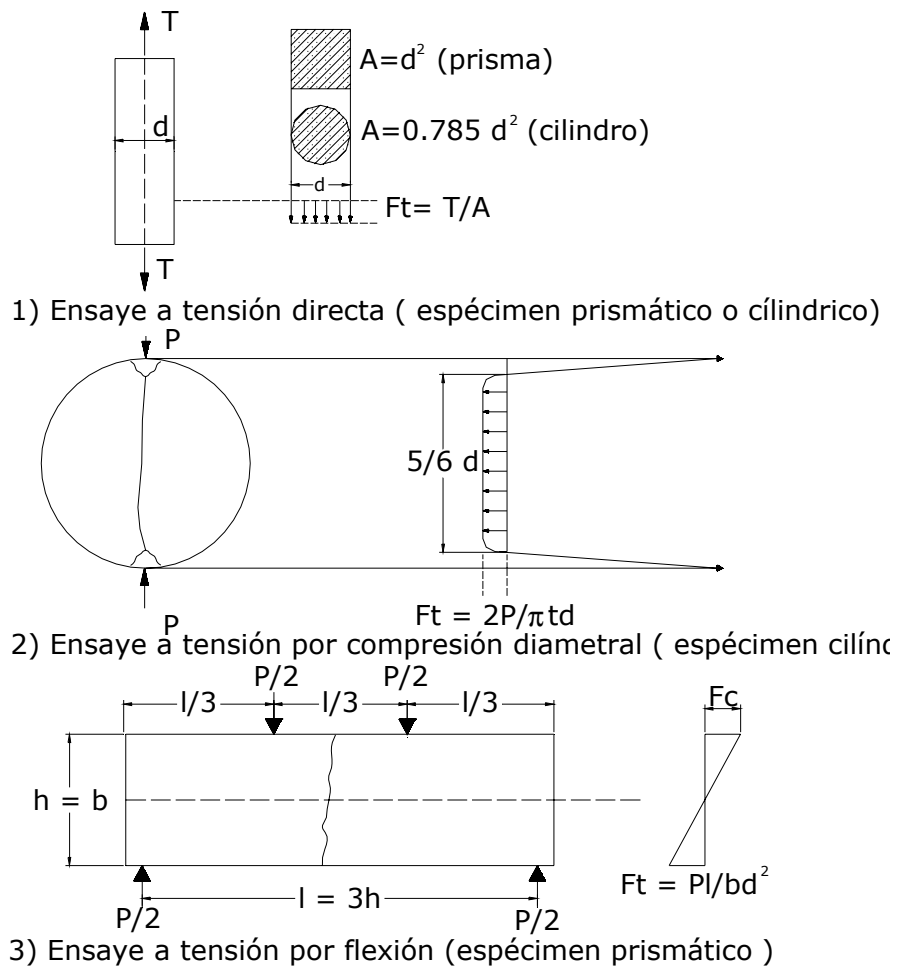


Fig 1.2

Distribución de esfuerzos en la sección de falla de especímenes de suelo, ensayados a tensión por tres procedimientos usuales

Recientemente se han diseñado dispositivos para determinar la resistencia directa de tensión de los suelos, en los cuales se asegura la colinealidad de la carga aplicada. El equipo mostrado en la fig 1.3 fue desarrollado en España por la Universidad Politécnica de Cataluña. Consta de un compactador que permite preparar muestras de diferentes densidades; una placa porosa de bronce sinterizado entre el compactador y la muestra, que facilita la salida del agua durante el proceso de compactación; dispone de un sistema de medida de desplazamiento con un transductor (LVDT) que permite captar datos de manera continua en una computadora. Además consta de un micrómetro en donde es factible realizar lecturas de la deformación, de manera manual.

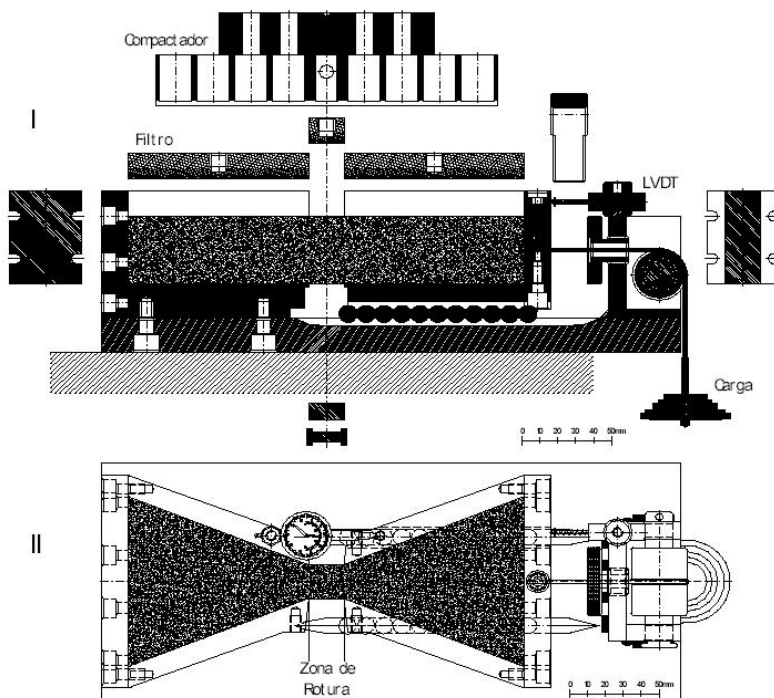


Fig 1.3

Equipo para determinar la resistencia a tensión directa del suelo, desarrollado en la Universidad Politécnica de Cataluña, España

1.2.3 Ensaye a tensión indirecta

Otro procedimiento para determinar la resistencia a tensión es la llamada prueba indirecta, o de tensión por compresión diametral, que consiste en ensayar un espécimen cilíndrico en posición horizontal, sometiéndolo a la acción de dos fuerzas opuestas de compresión uniformemente distribuidas a lo largo de las generatrices contenidas en su plano vertical de simetría; de manera que, al quedar sometido el cilindro a esta condición de carga a compresión diametral, se produce en dicho plano la distribución de esfuerzos que se indica en el esquema 2) de la fig 1.2. Ahí se hace notar que en la vecindad del sitio de aplicación de carga se generan esfuerzos de compresión de gran magnitud; pero en el resto de la sección del cilindro, en una amplitud de aproximadamente el 80% de su diámetro, se producen esfuerzos de tensión prácticamente uniformes.

A fin de reducir la concentración de esfuerzos de compresión a lo largo de las generatrices donde aplican las cargas, se interponen dos tiras de material compresible (generalmente madera laminada) entre la superficie del espécimen y las placas, o piezas metálicas que transmiten las cargas. De esta forma se evita la ruptura del suelo por aplastamiento en la zona de contacto, y se consigue que el espécimen falle por efecto de los esfuerzos de tensión, según una superficie de

falla normal a estos, que corresponde sensiblemente al plano vertical en que actúan las cargas.

La resistencia a tensión por compresión diametral se ha determinado mediante varios dispositivos de ensaye [Favaretti, M, 1995], entre los que se encuentran el aparato para la prueba Brasileña (BT) y el de la prueba de Doble-Punzón (DPT).

La prueba Brasileña se desarrolló en la década de los 50, en el siglo pasado para evaluar la resistencia a la tensión del concreto. Más tarde en rocas y en suelos compactados o cementados. El ensaye es sobre probetas cilíndricas (de altura h y diámetro d), cargadas por medio de dos placas rígidas paralelas, a lo largo de dos generatrices opuestas. Cuando se ensaya una probeta frágil, la falla se muestra a lo largo del plano vertical diametral, conectando las dos placas de carga.

Si la probeta presenta una alta resistencia a la compresión, entonces la falla se producirá por exceder los esfuerzos inducidos a la resistencia a tensión del suelo en la parte media del diámetro vertical cargado. La resistencia a tensión del suelo puede determinarse con la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \sigma_x = \left(\frac{1 - d(\alpha - \sin\alpha)}{2a} \right) \frac{2P}{\pi h d} \quad (1.2)$$

Para evaluar el ángulo α , ver la fig 1.4.

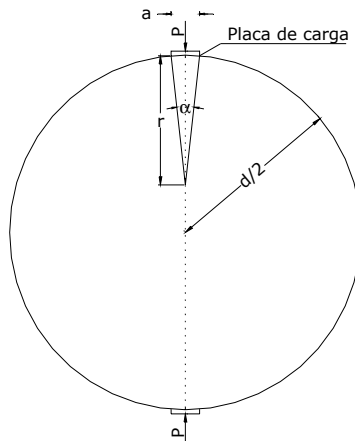


Fig 1.4
Esquemática de la sección de una probeta ensayada mediante la prueba Brasileña (BT)

1. Conocimiento actual del comportamiento a tensión en suelos

La prueba de Doble-Punzón (DPT, Double-Punch Test), se originó en la Universidad de Lehigh en 1970 sobre probetas cilíndricas; dos punzones rígidos penetran en ambas superficies de la probeta, hasta que se produce la falla por tensión en el plano vertical radial (fig 1.5). La aproximación teórica del fenómeno se explica aplicando a la frontera superior el teorema del análisis límite [Chen y Drucker, 1969]; para esto, se realizan dos suposiciones fundamentales:

- ✓ Se presenta suficiente deformación local en tensión y compresión para aplicar el método del análisis límite al suelo
- ✓ Se modifica la superficie de falla Mohr-Coulomb en compresión, y en tensión se presenta una pequeña superficie de falla para realizar la investigación en el suelo (fig 1.6)

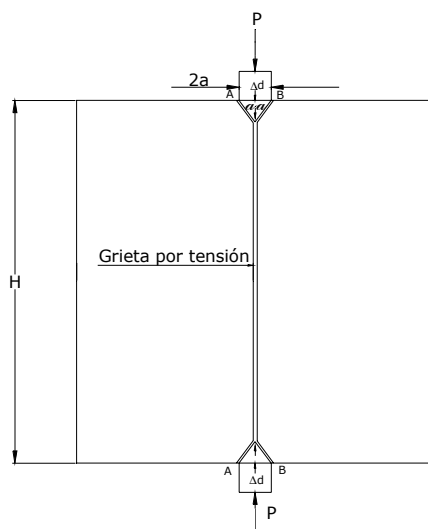


Fig 1.5
Esquemática del ensayo de una probeta con el aparato de Doble-Punzón (DPT)

La expresión para determinar la resistencia a tensión de las probetas de suelo ensayadas por medio del aparato de Doble-Punzón la dieron Chen y Drucker:

$$\sigma_t = \frac{P}{\pi(k \cdot r \cdot h \cdot a^2)} \quad (1.3)$$

Donde:

- a radio del punzón
- r radio de la probeta
- P carga vertical aplicada
- h altura de la probeta
- k valor empírico cercano a la unidad

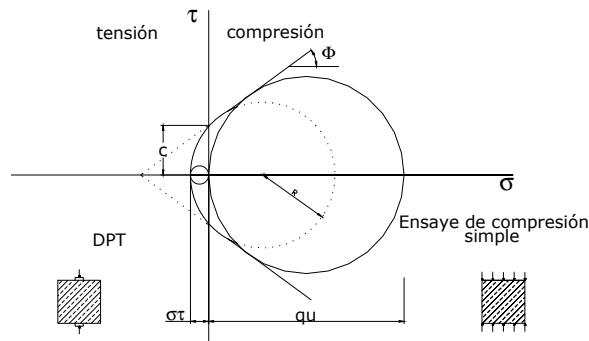


Fig 1.6

Modificación del criterio de falla Mohr-Coulomb, considerando la resistencia a tensión del suelo

Así mismo:

$$R = \frac{1}{2}qu - \frac{\sigma_t \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (1.4)$$

Las investigaciones de laboratorio realizadas por Favaretti muestran que la resistencia a tensión de un suelo, determinada mediante la prueba Brasileña es muy similar a la resistencia a tensión determinada con la prueba de Doble-Punzón, cuando la constante *k* de la ec 1.2 toma un valor de 0.9 (fig 1.7).

El procedimiento en laboratorio de compactación de las probetas de suelo, consistió en la compactación sucesiva de tres capas horizontales de material. La dirección de la carga aplicada en la prueba Brasileña fue orientada paralela a las capas, en tanto que en la prueba de Doble-Punzón se aplicó perpendicular a las capas. Estas orientaciones tienen una gran influencia en el mecanismo de falla y en el valor de la deformación.

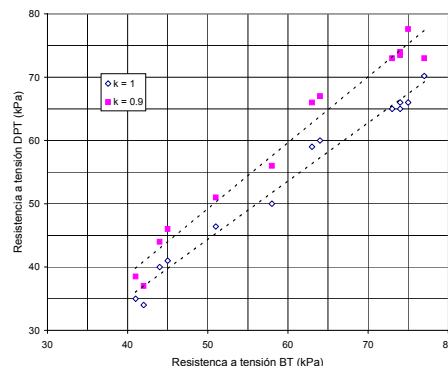


Fig 1.7

Correlación entre la resistencia obtenida mediante la prueba Brasileña (BT) y la prueba de Doble-Punzón (DPT), variando el coeficiente empírico *k*

1.2.4 Ensaye a tensión por flexión

Como se indicó en el esquema 3) de la fig 1.2 existen dos pruebas para determinar la resistencia del suelo a tensión por flexión. En ambas se utiliza el mismo tipo de probeta prismática, que se ensaya a flexión como una viga libremente apoyada, con la diferencia del modo en que se aplica la carga: en un caso, la flexión se produce con una carga en el centro del claro, y en el otro con dos cargas concentradas iguales, aplicadas en los tercios del claro.

La prueba de flexión con carga en los tercios se utiliza para determinar, además de la resistencia a tensión, el modulo de flexión y características de fatiga de suelos estabilizados [TM 5-825-2-1, AFM].

Este procedimiento aplica cargas repetidas sobre especímenes prismáticos elaborados en laboratorio, bajo condiciones controladas de esfuerzo. Se monitorea tanto la carga aplicada como la deflexión a lo largo del eje neutro y en la superficie inferior de la viga.

Las vigas se prepara conforme la Norma ASTM D 1632. Esta norma describe el procedimiento para elaborar especímenes prismáticos de sección cuadrada de 3pulg de lado y 11 ¼pulg de largo; sin embargo, cualquier tamaño puede ser utilizado en el ensaye. Para suelos con tamaños de agregado mayores a ¾pulg, se recomienda que los especímenes tengan una sección de 4 a 6pulg de lado por lado, y que su longitud sea adecuada para colocar el cabezal de carga, siendo al menos tres veces mayor que la longitud de la sección del espécimen.

Los especímenes se deben elaborar tratando de reproducir las condiciones esperadas para la estructura en la obra, teniendo interés en el contenido de estabilizante, en el contenido de agua y en su densidad. Los materiales tratados con cemento deben curarse durante 7 días, mientras que los suelos tratados con cal deben de curarse durante 28 días a 23°C.

La prueba de flexión de la viga es un ensaye de esfuerzo controlado. Por consiguiente, un espécimen debe ser cargado estáticamente hasta alcanzar la falla; el nivel de esfuerzo inicial para el ensaye con carga repetida, deberá convenirse en un 50% de la máxima carga de ruptura. El ensaye mediante carga repetida tendrá que ejecutarse mediante una onda senoidal (rama positiva) con una duración de 0.5s y una frecuencia de aproximadamente 1Hertz.

Para desarrollar un modelo de repetición de esfuerzos es recomendable ensayes con el 40%, 50%, 60% y 70% de la máxima carga de ruptura; sin embargo, pueden variarse estos niveles de esfuerzo. Los datos registrados incluyen: carga, deflexión a lo largo del eje neutro, esfuerzo en la cara inferior de la viga, y el número de repeticiones de carga.

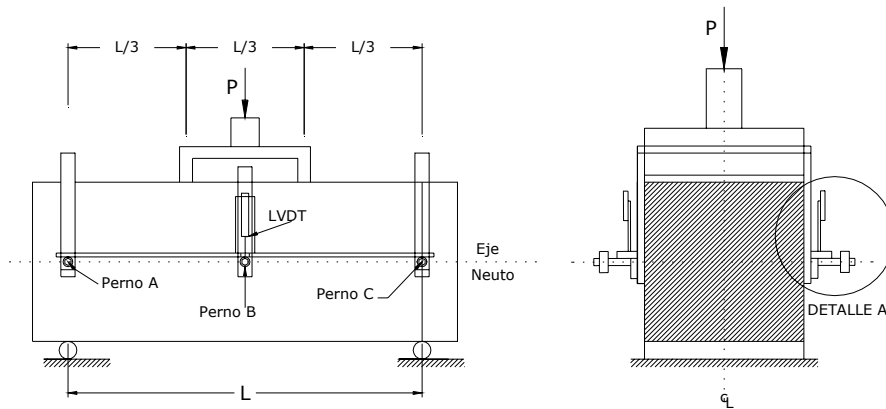


Fig 1.8
Vista general de la colocación del equipo

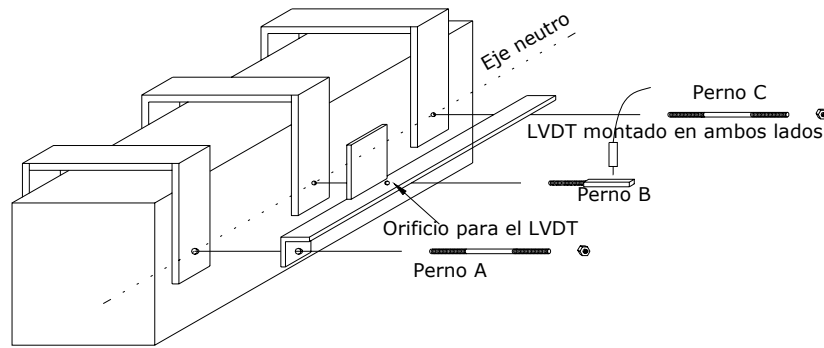


Fig 1.9
Detalle de la instrumentación de la viga

El módulo de flexión debe ser para 100, 1,000 y 10,000 repeticiones de carga o a la falla. Su valor puede determinarse con la deflexión monitoreada para ese nivel de repetición de carga, usando la expresión:

$$E_f = \frac{23PL^3}{1296dI} \left[1 + 2.11 \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 1.4})$$

Donde:

- E_f Modulo de flexión, lb/plg²
- P amplitud máxima de carga, lb
- L longitud del espécimen, pulg
- d deflexión en el eje neutro, pulg
- I momento de inercia, pulg²
- h altura del espécimen en pulg

1. Conocimiento actual del comportamiento a tensión en suelos

El valor del módulo de flexión será el promedio aritmético de los valores obtenidos durante el ensaye.

Las características de fatiga del material pueden observarse al graficar el nivel de esfuerzo aplicado y el número máximo de ciclos que resistió antes de producirse la falla de la viga. De esta manera, puede encontrarse alguna ecuación que gobierne al fenómeno.

2. Experimentación

2.1 Descripción y propiedades del material utilizado

2.1.1 Suelo

El material empleado en el desarrollo del proceso experimental es representativo de los suelos arcillosos que se encuentran comúnmente en el terreno de cimentación del pavimento, patios de maniobra, calles de rodaje, accesos, vías férreas, etc., y en algunas ocasiones formando parte de las terracerías.

En este caso, el suelo se tomó del sitio denominado El Salitre, en la ciudad de Santiago de Querétaro, mediante sondeos a cielo abierto, obteniendo muestras alteradas.

En la tabla 2.1 se muestran las características de plasticidad del suelo, así como de los suelos resultantes de mezclar cal hidratada a razón de 3%, 6% y 9% en peso. La clasificación del suelo natural conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es descrita como MH, suelo limo-arcilloso de alta compresibilidad; mientras que al ser estabilizado, su descripción cambia a ML, suelo limoso de baja compresibilidad.

Tabla 2.1
Propiedades plásticas de la arcilla en estudio

% humedad		Suelo natural	3 % de cal	6% de cal	9% de cal
A 1 hora de saturación	LL	57	45	46	48
	LP	35	34	36	38
	IP	22	11	10	10
	CL	15.4	5.6	5.1	5.0
A 24 horas de saturación	LL	61	50	50	48
	LP	36	36	38	36
	IP	25	14	12	12
	CL	17.2	5.4	5.5	5.8

Se realizó un estudio granulométrico simplificado de la arcilla en estudio; los resultados integran la tabla 2.2.

Tabla 2.2
Características granulométricas del suelo en estudio

Malla No	Abertura mm	Porcentaje que pasa la malla	
		Sin lavar	Lavado
4	4.75	100	100
40	0.425	41	89
200	0.075	11	67

Por otra parte, al suelo en estudio se realizó la prueba de compactación Próctor estándar. Los resultados se pueden apreciar en la Fig 2.1.

En esta investigación se denomina **tiempo de reposo o de humectación capilar** al lapso que permanece el material en bolsas plásticas con la humedad de elaboración hasta antes de su compactación. Se denomina **tiempo de curado** al lapso que permanece la probeta ya compactada en bolsas plásticas, desde el momento de su compactación hasta su ensaye posterior.

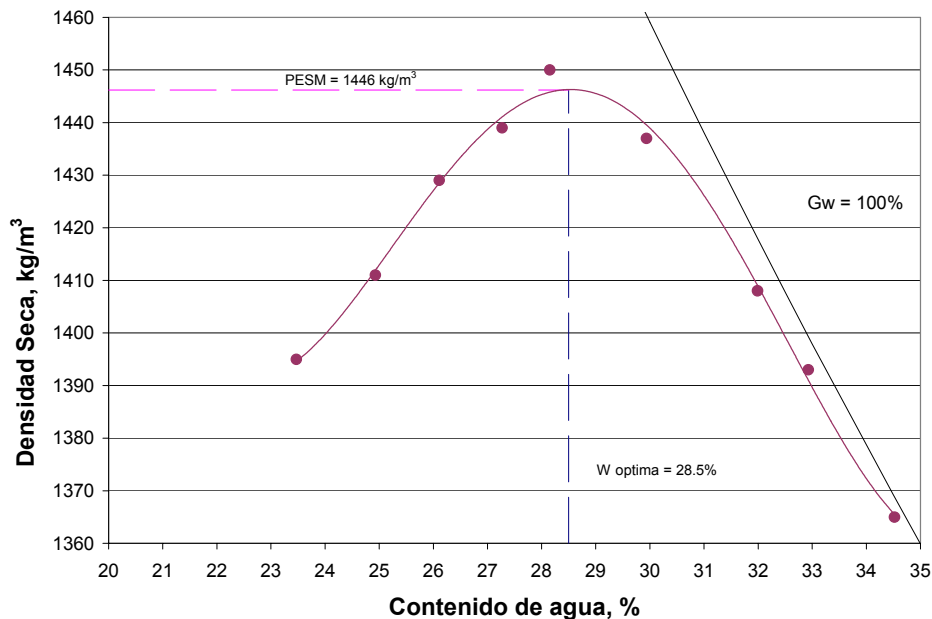


Fig 2.1
Curva de compactación Próctor estándar del suelo natural

Con base en esta prueba se determinó un contenido de agua óptimo de 28.5% y un PESH de 1446kg/m³. Características que serán la base para determinar los niveles de compactación del suelo mediante presión estática en la investigación.

En la tabla 2.3 aparecen los resultados de la determinación de los pesos específicos para el suelo natural y para probetas con tres días de curado y compactadas con una presión estática de 1000kg (12.3kg/cm²).

Tabla 2.3
Pesos específicos del suelo natural y estabilizado

	Suelo natural	Suelo estabilizado con cal, curado de 3 días y compactado a 1000kg (12.3kg/cm ²)		
		3%	6%	9%
Peso específico	2.595	2.650	2.685	2.703

2.1.2 Cal

La cal hidratada que se emplea en la estabilización de suelos debe reunir los requisitos de la Norma ASTM C 977-02 en cuanto a su composición química y tamaño de grumos (tabla 2.4). La cal hidratada utilizada presentó un 3% retenido en la malla No. 200 y el 100% de la muestra pasó la malla No 30.

Tabla 2.4
Especificaciones químicas y físicas de la cal hidratada

Composición química	
Óxido de calcio y magnesio	90.00 máximo
Dióxido de carbono	5.00 mínimo
Agua libre	2.00 máximo
Propiedades físicas	
Retenido en la malla No 30	3% máximo
Retenido en la malla No 200	25% máximo

2.1.3 Agua

Las características del agua para el experimento se presentan en la tabla 2.5.

Tabla 2.5
Resultados del análisis del agua

DETERMINACIÓN	TÉCNICA	RESULTADO
pH	Potenciometría	7.85
Alcalinidad total	Valoración	18 mg/l como CaCO ₃
Cloruros	Valoración	4.1 mg/l
Conductividad eléctrica	Conductimetría	276 micromhos/cm
Dureza de calcio	ICP	55.4 mg/l como CaCO ₃
Dureza total	ICP	101.6 mg/l como CaCO ₃
Fluoruros	Espectrofotometría	0.90 mg/l
Sólidos disueltos totales	Gravimetría	291 mg/l
Sulfatos	Espectrofotometría	26 mg/l
Sodios	ICP	44.2 mg/l
Observaciones: ICP = espectrofotometría de emisión por plasma.		

2.2 Equipo de ensaye a tensión indirecta

En el estudio se realizaron ensayos para determinar la resistencia a tensión, y características de fatiga de una arcilla compactada estáticamente y estabilizada con cal, mediante un dispositivo para inducir los esfuerzos de tensión de forma indirecta a través de compresión diametral.

El dispositivo de ensaye consta de dos puentes móviles que se desplazan sobre dos guías tubulares empotradas en una base metálica. El puente móvil superior consta de un cabezal de carga que se acopla al pistón del equipo de ensaye servo-hidráulico que transmite la carga; además, en su parte inferior está provisto de una barra metálica que se adapta a la circunferencia del espécimen para asegurar la aplicación de la carga en el eje vertical diametral de la probeta a ensayar. Al puente se le acoplan dos LVDT's; uno a cada extremo, para medir las deformaciones verticales que se presenten.

Empotrada en la placa base, se localiza una barra rígida paralela a la barra superior sobre la cual se monta el espécimen alineado para asegurar la aplicación de la carga de compresión a lo largo de las generatrices contenidas en el plano vertical de simetría de la probeta. De esta manera se asegura que la probeta falle al excederse su resistencia a la tensión. La fig 2.2 muestra una probeta montada sobre el dispositivo de ensaye para determinar la resistencia a tensión de los suelos, y sus características de fatiga ante la aplicación repetida de diferentes niveles de esfuerzo.

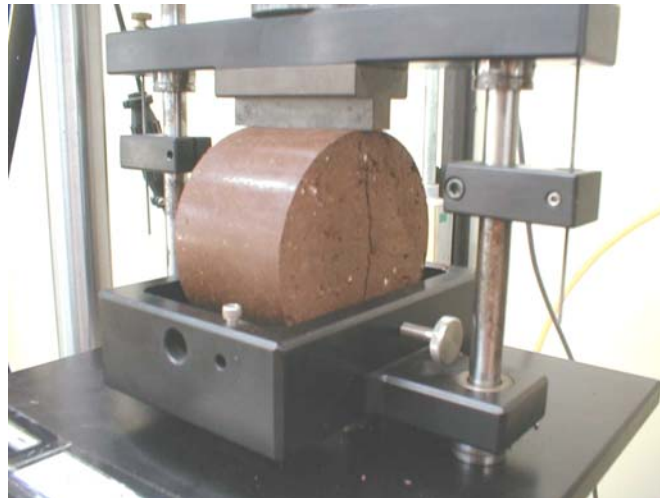


Fig 2.2
Dispositivo de ensaye

El puente móvil inferior se emplea para colocar los transductores que medirán la deformación horizontal del espécimen al momento del ensaye. Mediante dos tornillos horizontales que se insertan exactamente en el centro de la cara lateral del espécimen, éste es colocado en posición. El puente está provisto de dos oquedades en las que se insertan y empotran los sensores que medirán las deformaciones horizontales.

2.3 Elaboración de especímenes

2.3.1 Dosificación de materiales

Para obtener muestras representativas del suelo en estudio, y asegurar que cada probeta tenga características granulométricas similares del suelo original, fue cribado para obtener los porcentajes del material retenido y que pasa la malla No

40, y del que se retiene y pasa malla No 200. Con estos porcentajes se realizaron cada una de las probetas.

El contenido de agua se monitoreó constantemente para realizar el ajuste pertinente en la cantidad de cal, conforme el nivel de estabilización realizado.

La dosificación del material se hizo con una cantidad lo suficiente para obtener tres probetas de suelo con características similares de compactación (carga y humedad) y contenido de estabilizante. Las dimensiones de las probetas son de 4pulg de diámetro y 2.5pulg de altura.

2.3.2 Determinación del contenido de estabilizante

Las características granulométricas y de plasticidad son los factores principales que se toman en cuenta para determinar de manera rápida y razonable, el tipo de estabilizante y la cantidad necesaria para el mejoramiento de un suelo.

El ejército de los Estados Unidos de América emplea la fig 2.3 para clasificar el suelo según su graduación y con base en ésta realiza la selección del aditivo más recomendable en la estabilización. Los aditivos más comunes al respecto son la cal, el cemento Pórtland, asfalto y combinaciones de cal o cemento con ceniza volante. La estabilización se realiza con la intención de disminuir los espesores de las capas del pavimento.

Conforme este procedimiento de selección de estabilización, el suelo en estudio queda comprendido dentro del Área 3 perteneciente a los suelos de granos finos los cuales se clasifican como CH o CL, MH o ML, o suelos orgánicos. Para este caso en particular se tiene un suelo clasificado como MH.

Las recomendaciones indican que es factible estabilizar el suelo con cemento Pórtland o con cal. Uno u otro aditivo se emplea según las características plásticas presentes en el suelo. Si presenta un Límite Líquido inferior a 40% y un Índice Plástico menor a 20%, es recomendable el cemento Pórtland; en cambio, si el Índice Plástico es mayor a 12%, la cal es la más adecuada para la estabilización. Los suelos orgánicos o fuertemente ácidos no son susceptibles a estabilizarse por métodos ordinarios.

Dado que el suelo en estado natural presenta un Índice Plástico entre 22% y 25% resulta la estabilización con cal la acción correctiva más recomendable, según el criterio del Ejército de los Estados Unidos de América (Fig 2.3).

La cantidad de cal se determina mediante la valoración del pH de mezclas con diferentes contenidos de cal. El nivel de estabilización del mortero con un pH

aproximado de 12.4 poco tiempo después de elaborado, será momento para iniciar la estabilización.

Con el contenido de cal una vez determinado para este nivel óptimo de estabilización, se procederá a realizar ensayos de compresión sin confinar en probetas de suelo compactadas a un 95% del Peso Específico Seco Máximo (PESM) de la prueba de compactación seleccionada. Se ensayaran otras dos series de tres probetas con contenidos de cal 2% arriba y abajo del óptimo determinado. El tamaño de las probetas guarda una relación de 1:2 entre su diámetro y altura respectivamente. Cuando menos del 35% del material sea retenido en la malla No 4 el diámetro de las probetas será de 2pulg, de lo contrario, el diámetro deberá ser de 4pulg de diámetro.

El tiempo de curado de las probetas será de 28 días a una temperatura de 23°C, teniendo la opción de curarlas de manera acelerada durante 48h a una temperatura de 50°C.

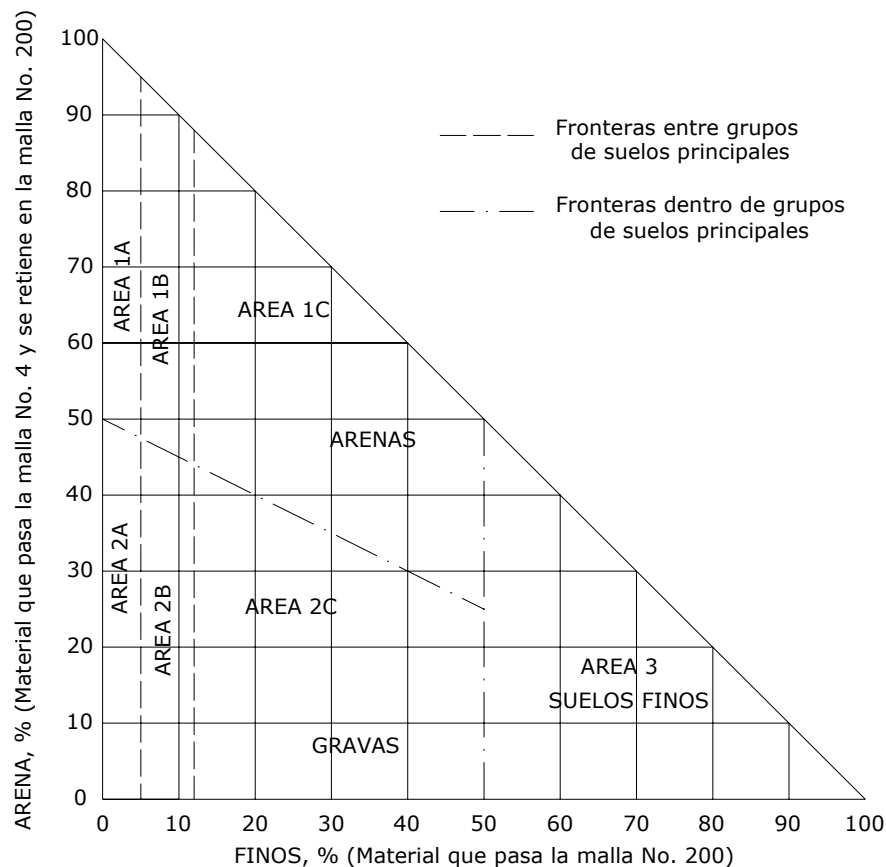


Fig 2.3
Triángulo de gradación para la selección del aditivo estabilizante comercial

De acuerdo con el Cuerpo de Ingenieros, el contenido óptimo de cal será el mínimo que cumpla con los requisitos de la tabla 2.6.

Tabla 2.6
Mínimas resistencias a compresión sin confinar para suelos estabilizados con cemento, cal , cemento-cal y cal-cemento-ceniza volante

Capa estabilizada	Mínima resistencia a compresión sin confinar, kg/cm ²	
	Pavimento flexible	Pavimento rígido
Base	55	55
Sub-base o subrasante	20	15

Resistencia a la compresión sin confinar determinada después de siete días de curado para suelos estabilizados con cemento y 28 días para suelos estabilizados con cal

Los ensayos más comunes para el contenido óptimo de estabilizante incluyen la medición del pH mediante el procedimiento descrito por Eades y Grim, el cual no es aplicable cuando se emplea cemento en la estabilización; la medición de la reducción del IP y la evolución del Valor Relativo de Soporte (VRS) son otros de los procedimientos más recurridos

Para determinar el contenido óptimo de cal se monitoreó la reducción que se presenta en el Índice Plástico (IP) para diferentes contenidos de cal. Un contenido de cal es el óptimo si limita al Índice Plástico a un valor máximo de 15%.

Dado que no se presentó variación alguna en el valor del IP para contenidos de estabilizante entre 6 y 9%, el óptimo puede ser del 6% (tabla 2.1). Para fines de estudio, las pruebas programadas se realizarán con diferentes contenidos de cal del 3, 6 y 9%.

Existen dos principales factores en la estabilización de un suelo (Prusinski, J R y Bhattacharja, S, 1994), estos son: la cantidad adecuada de calcio para optimizar el intercambio catiónico, floculación y aglomeración, así como el desarrollo de la resistencia. Este último se debe a la reacción puzolánica que se da como proceso secundario de la estabilización; es un proceso muy lento que puede durar meses y años; se presenta por la combinación de los iones de calcio con los silicatos y aluminatos presentes en la arcilla. Para que se dé este proceso, el estabilizante debe ser capaz de mantener altos valores de pH durante un largo tiempo.

2.3.3 Determinación del contenido de agua

El contenido óptimo de agua se determinó mediante la prueba de compactación Próctor estándar, el resultado fue un 28% de humedad aproximadamente (fig 2.1).

Para obtener suficiente información experimental acerca de las propiedades a tensión y a la fatiga, se trabajó con un amplio rango de humedades; de esta manera, los contenidos de agua fluctuaron entre 22 y 32%, con una variación aproximada de 2% entre contenidos sucesivos.

De este modo se espera favorecer el desarrollo eficiente del proceso reactivo entre las partículas de suelo y el estabilizante adicionado a fin de obtener información acerca de la resistencia a tensión para el suelo compactado, en una amplia zona de su curva de compactación.

2.3.4 Determinación del tipo de compactación

El mecanismo de densificación con carga estática provoca un acercamiento de granos, partículas o grumos con pocas distorsiones a diferencia de la compactación por amasado, y en menor proporción la de impactos que inducen fuertes distorsiones o amasamiento al suelo (Mendoza, M 1992). Estas distorsiones que inducen diferentes tipos de compactación determinan propiedades mecánicas muy diferentes, aún para un mismo peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación. Pudieran incurrir fuertes distorsiones en una mayor variabilidad, en las resistencias a tensión del suelo.

Se realizaron ensayos de compactación a diferentes velocidades de aplicación de carga y diversas magnitudes máximas. El objetivo es tratar de reproducir la curva de compactación Próctor estándar. Las magnitudes máximas de carga estática que se manejaron para compactar el suelo fueron de 600, 800 y 1000kg; estas cargas se aplicaron mediante dos velocidades de deformación, 3.5 y 8.5mm/min. Las curvas de compactación por este procedimiento de compactación se pueden apreciar en las figs 2.4 y 2.5.

Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal

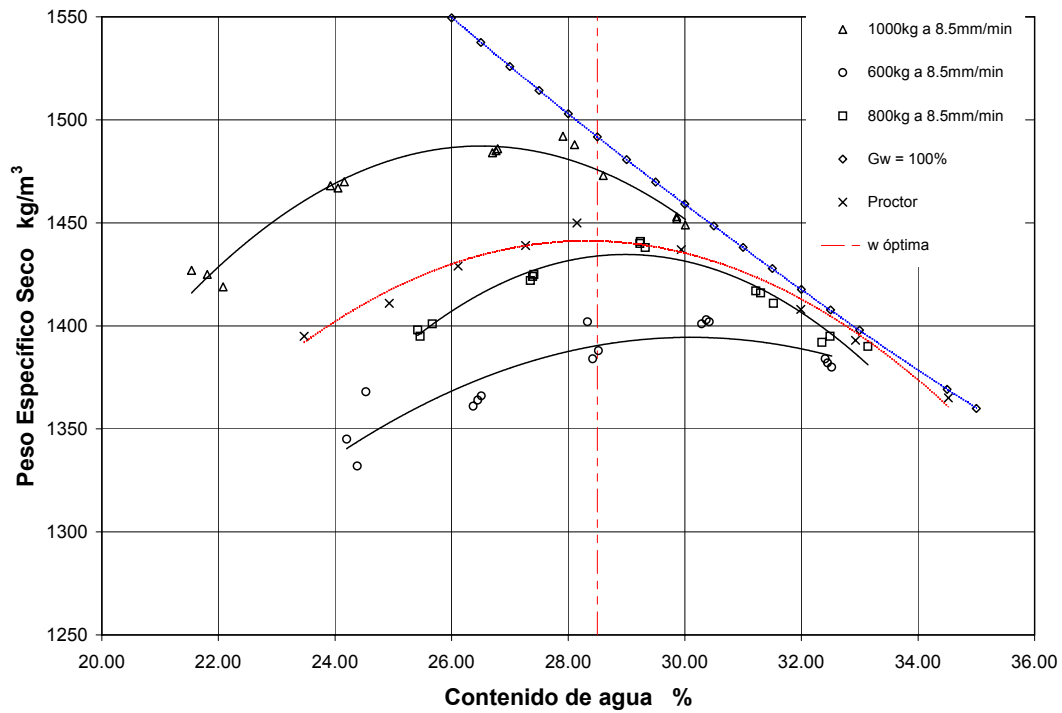


Fig 2.4
Curvas de compactación monotónica para una velocidad de aplicación de carga de 8.5mm/min

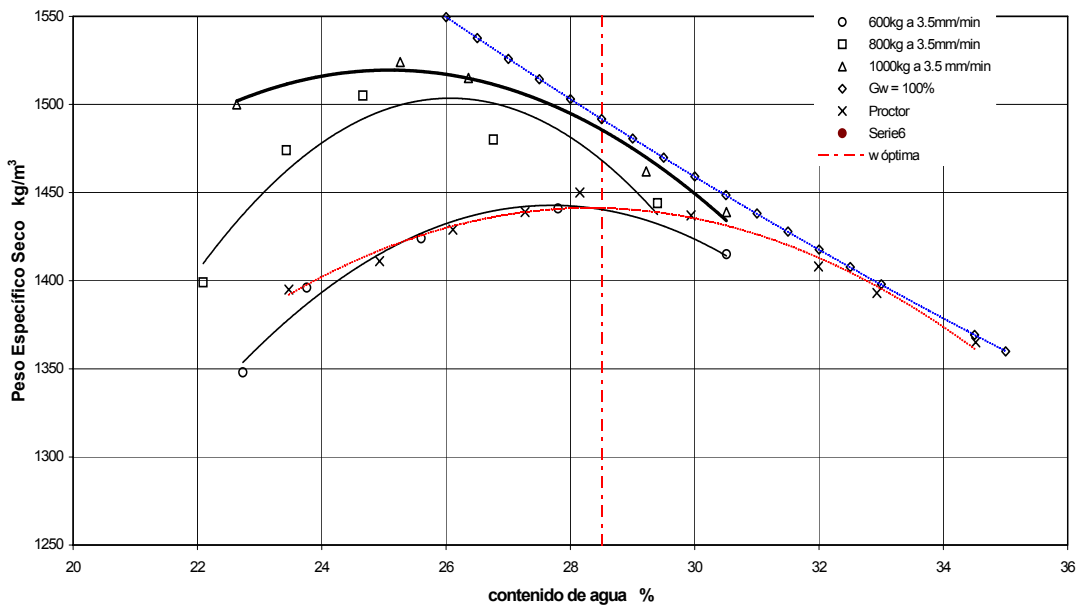


Fig 2.5
Curvas de compactación monotónica para una velocidad de aplicación de carga, de 3.5mm/min

La compactación realizada a una velocidad de 3.5mm/min resulta en mayores densidades secas (Pesos Específicos Secos Máximos –PESM-) para contenidos de agua menores al óptimo, en comparación con las curvas de compactación para una velocidad de aplicación de carga de 8.5mm/min.

Debido a que para una velocidad de aplicación de carga de 8.5mm/min se obtienen Pesos Específicos Secos Máximos más cercanos a los de la prueba de compactación Próctor estándar se decidió llevar a cabo los especímenes con esta velocidad de aplicación.

2.3.5 Humectación capilar del suelo

Las muestras de suelo se elaboraron según las características granulométricas determinadas. Posterior a la dosificación, las muestras se almacenaron dentro de bolsas plásticas para prevenir una contaminación con otros materiales.

La humectación capilar de las muestras de suelo consiste en sujetarlas a un periodo de humectación de 24h, en cuyo transcurso alcanzarán su saturación uniforme.

La cantidad de agua se ha de agregar a cada serie; será el contenido de agua fijado anteriormente (variando entre 22 y 32%). La muestra con la cantidad de agua estipulada será nuevamente depositada en la bolsa plástica para evitar una evaporación excesiva.

Es muy importante realizar una humectación apropiada, pues de ello depende en gran parte la variabilidad que pueda presentarse en los resultados experimentales. El proceso de humectación debe realizarse en un cuarto cerrado, donde no existan corrientes de aire. En la fig 2.6 se muestra el equipo necesario para esta actividad.



Fig 2.6
Equipo para humectación del suelo

El objeto de someter las muestras de suelo a un tiempo de humectación con la cantidad total de agua proyectada, es permitir el desarrollo de su capacidad de absorción. De esta manera se logra reproducir la condición más desfavorable de compactación en obra.

2.3.6 Compactación de especímenes

Antes de iniciar el proceso de compactación, se realizan determinaciones de la humedad de elaboración mediante pequeñas porciones representativas del material a ser compactado.

Las probetas de suelo a ser ensayadas en las pruebas para determinar la resistencia a tensión y en aquellas para determinar las propiedades de fatiga del suelo, se elaborarán mediante compactación estática para tres niveles de carga.

Los especímenes se compactan en una sola capa a través de aplicar carga monotónica a una velocidad de 8.5mm/min hasta alcanzar la presión máxima de compactación fijada (600, 800 ó 1000kg). El equipo utilizado en la compactación es el siguiente:

- Molde de compactación de acero inoxidable
- Varilla de acero circular de $\frac{3}{8}$ pulg de diámetro
- Máquina de compactación estática con sistema eléctrico hidráulico con capacidad de 15ton y aproximación de 5kg

- Báscula electrónica con capacidad de 1500g y aproximación de una centésima de gramo
- Extractor de muestras

El suelo, después de cumplir con las 24h de humectación capilar se deposita en el molde de compactación en dos capas; cada una varillada mediante 40 golpes con una varilla de $\frac{3}{8}$ pulg de diámetro. El molde es un cilindro de 4 pulg de diámetro interior y de 2.5 pulg de altura (fig 2.7). El molde deberá estar ligeramente engrasado para permitir la extracción de la probeta posteriormente a su compactación.

Inmediatamente después del acomodo del suelo en el molde, se compacta la probeta a la velocidad y carga máxima especificada. Luego de alcanzar la carga máxima se mantiene por 2min.

Se engrasa el espécimen cuidadosamente una espátula o cuchillo hasta dejar el nivel del suelo al ras del borde superior del molde.

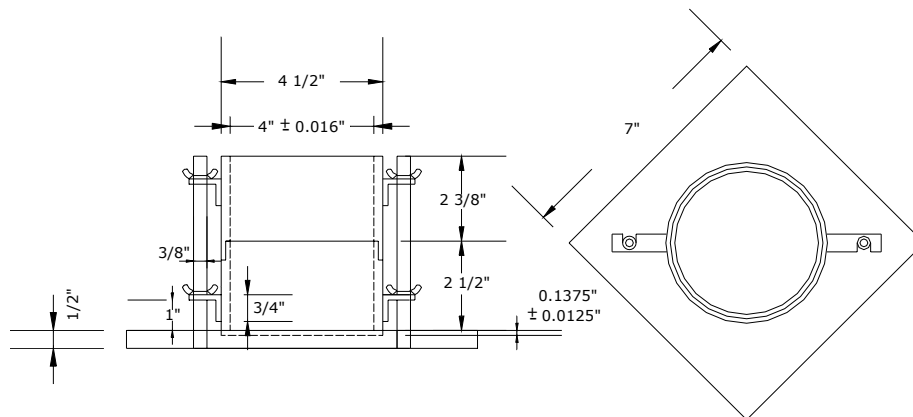


Fig 2.7
Molde utilizado en la compactación del suelo

Posteriormente se procede a pesar el espécimen, etiquetarlo y almacenado en bolsas plásticas para una adecuada conservación de la humedad (fig 2.8).

2.3.7 Curado

Se efectúa dentro de bolsas plásticas, las cuales aseguran que la humedad de las muestras permanecerá sin variaciones hasta el momento del ensaye.

Las probetas se depositan en estantes en un cuarto cerrado, donde la temperatura se mantiene prácticamente constante durante las 24h del día, siendo la temperatura aproximadamente de 23°C.



Fig 2.8
Curado de probetas en bolsas plásticas

2.4 Condiciones de ensaye a tensión

A continuación se describen las principales condiciones de prueba a que se someten las probetas ensayadas, mediante carga monotónica para determinar la resistencia a tensión de los suelos y con carga repetida para definir sus características de fatiga.

2.4.1 Ensaye de tensión con carga monotónica

Al realizar el ensaye se marca el eje diametral de la probeta, para de esta manera colocar las placas rígidas bien alineadas en su centro.

La velocidad de aplicación de la carga es de 1.25%/min de acuerdo con la deformación unitaria de la pastilla por minuto, con una altura de la pastilla de 10.10cm.

Se prueban tres especímenes por cada serie, teniendo éstos las mismas características de elaboración. Se reporta la máxima carga que resiste cada probeta y se calcula su resistencia a tensión con la ec 2.1.

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi hd} \quad (2.1)$$

Donde:

- P** máxima carga soportada por el espécimen
- h** altura del espécimen (6.35cm)
- d** diámetro del espécimen (10.16cm)

Se realizaron determinaciones de la resistencia a tensión de suelos con las siguientes características:

% de cal	Carga en compactación estática			Tiempo de curado			Tiempo de humectación capilar			
	600	800	1000	3	14	28	3	24	120	510
%	kg			días			horas			
0	x	x	x	x				X		
3	x	x	x	x				X		
6	x	x	x	x				X		
6			x		x	x		X		
6			x	x			x		x	x
9	x	x	x	x				X		

2.4.2 Ensayo de tensión con carga repetida

Se hicieron las mismas consideraciones para preparar las probetas de ensayo para carga cíclica, que para los especímenes ensayados con carga monotónica.

Se determinaron las características de fatiga del suelo para un rango entre 0 y 10,000 repeticiones de esfuerzo.

Las probetas se ensayaron con cargas repetidas, con relaciones de esfuerzo entre el esfuerzo aplicado y su resistencia a tensión entre 1 y 0.7. Al menos se probaron cuatro probetas para determinar la resistencia a tensión de la serie ensayada.

Las series ensayadas para determinar sus propiedades de fatiga con un contenido de agua de 29%, son las siguientes:

- Suelo sin estabilizar y compactación 1,000kg
- Suelo sin estabilizar y compactación 600kg
- Suelo estabilizado con 6% de cal y compactación 1,000kg
- Suelo estabilizado con 6% de cal y compactación 600kg

Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal

La aplicación de la carga se hizo de manera senoidal con una frecuencia de aplicación de carga de 10Hz y un período de reposo de 0.9, por lo que un ciclo de carga-descarga dura 1s, como se aprecia en la fig 2.9.

De ahí que la carga máxima quede definida mediante la ec:

$$P_{\text{máx}} = P_{\text{contacto}} + P_{\text{cíclica}} \quad (2.2)$$

La serie de ciclos de carga-descarga aplicados, se rige con la función seno dentro de valores absolutos.

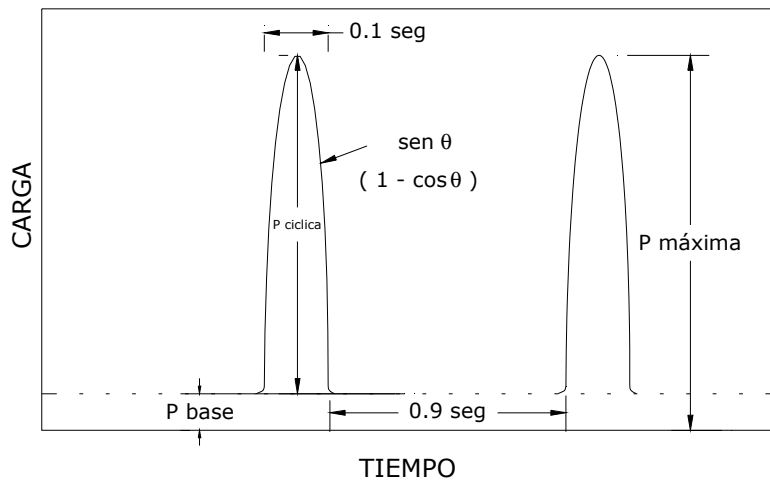


Fig 2.9
Definición del ciclo carga-descarga

3. Resultados

3.1 Influencia del contenido de agua

Se puede apreciar claramente en el comportamiento de la resistencia a tensión en el suelo sin estabilizar que a partir de un contenido de agua cercano al óptimo, se presenta la máxima resistencia a tensión. Para contenidos de agua que rebasan al óptimo la resistencia a tensión se ve disminuida claramente (fig 3.1). Este comportamiento se presenta en todos los niveles de energía de compactación empleados.

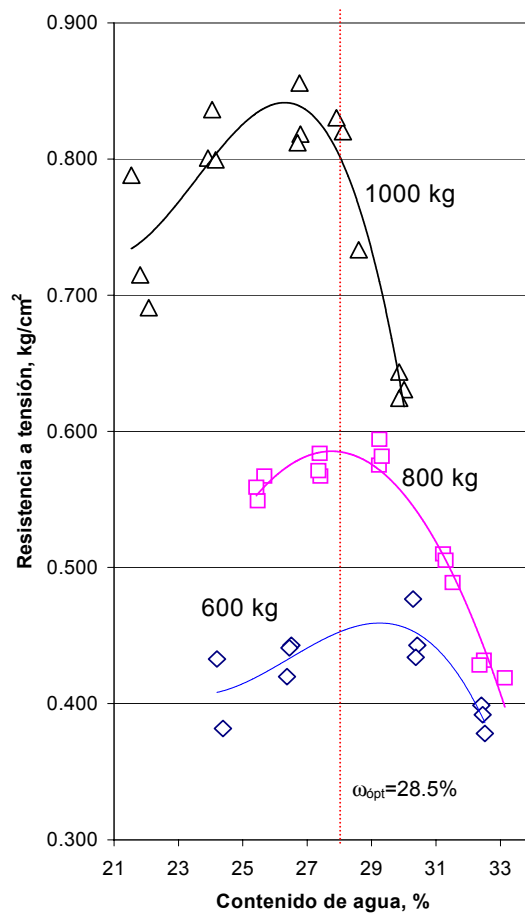


Fig 3.1
Influencia del contenido de agua sobre la resistencia a tensión del suelo sin estabilizante

En la fig 3.2 se observa que la influencia del contenido de agua no está claramente definida. Para contenidos altos de estabilizante (9%), el desarrollo de la resistencia a tensión presenta un comportamiento irregular en la gama de humedades de las probetas ensayadas.

También se puede apreciar en dicha figura que para el contenido de cal del 6% y para la energía de compactación de 1,000kg se obtuvo la mayor resistencia a tensión indirecta.

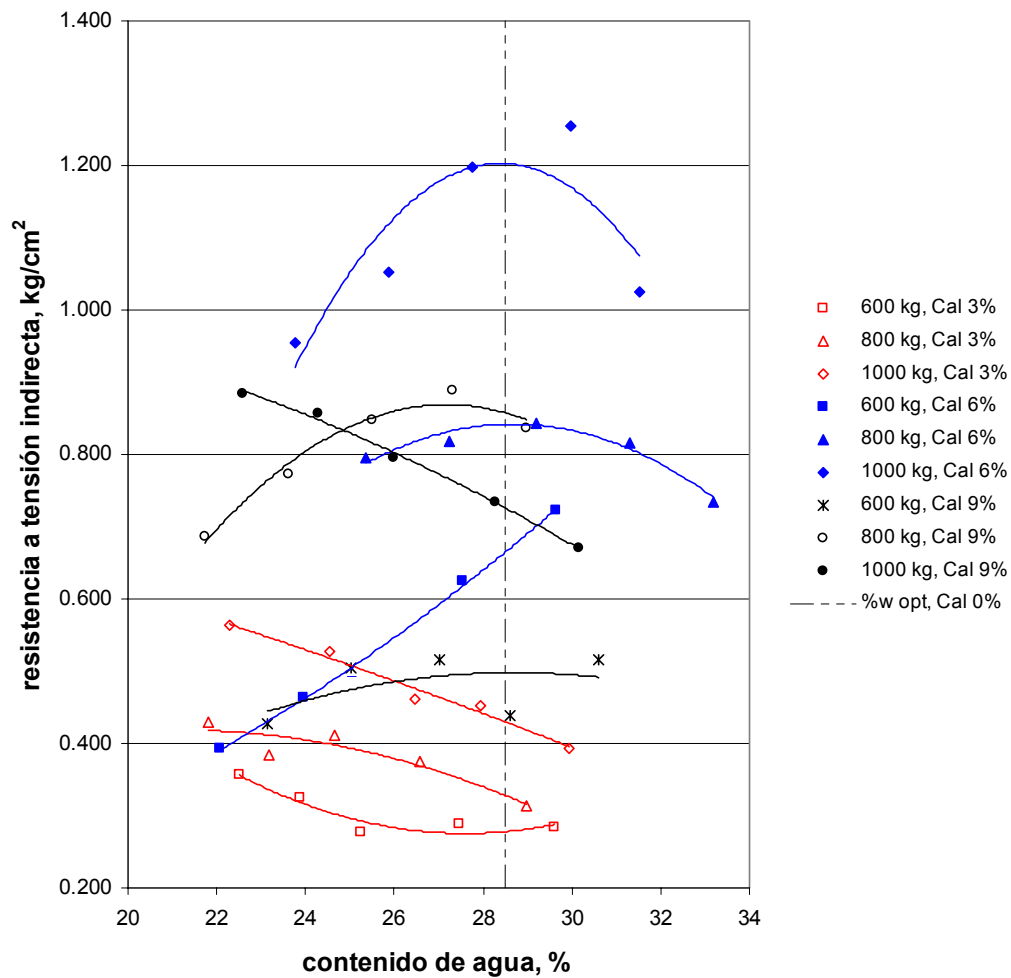


Fig 3.2
Influencia del contenido de agua en el suelo estabilizado con cal

3.2 Influencia del peso volumétrico

Generalmente, la compactación de suelos estabilizados con cal trae consigo la obtención de pesos volumétricos inferiores a los del suelo sin estabilizar para una misma energía de compactación. A medida que se incrementa el contenido de cal, la reducción resulta más evidente. En la fig 3.3 se puede observar las curvas de compactación para el suelo en estudio, sujeto a una energía de compactación de 1,000kg (12.3kg/cm²) y estabilizado con diferentes contenidos de cal.

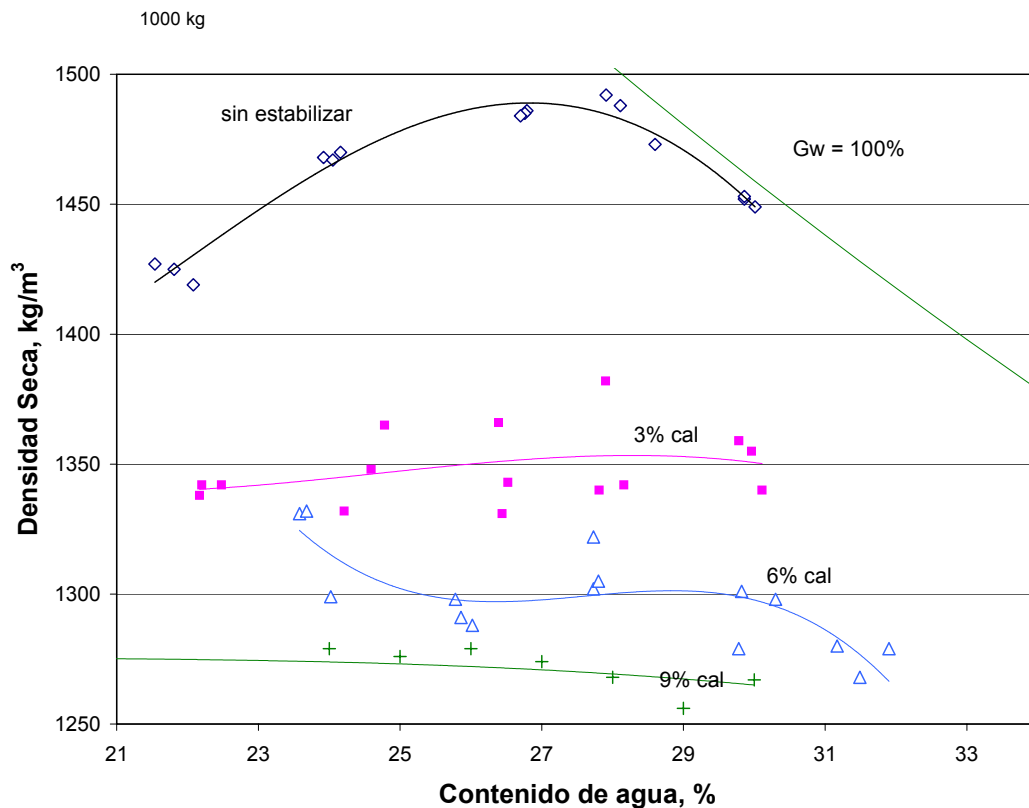


Fig 3.3
Curvas de compactación del suelo de El Salitre compactado con 1,000kg (12.3kg/cm²) de carga máxima y estabilizado con diferentes porcentajes de cal

Se pudiera pensar que la reducción en la densificación de las probetas de suelo, a medida que aumenta el contenido de cal representa una disminución semejante en la resistencia a tensión obtenida. No obstante, esto no ocurre así; esto es debido a las reacciones que se presentan inmediatamente después de haber realizado la mezcla (fig 3.4).

Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal

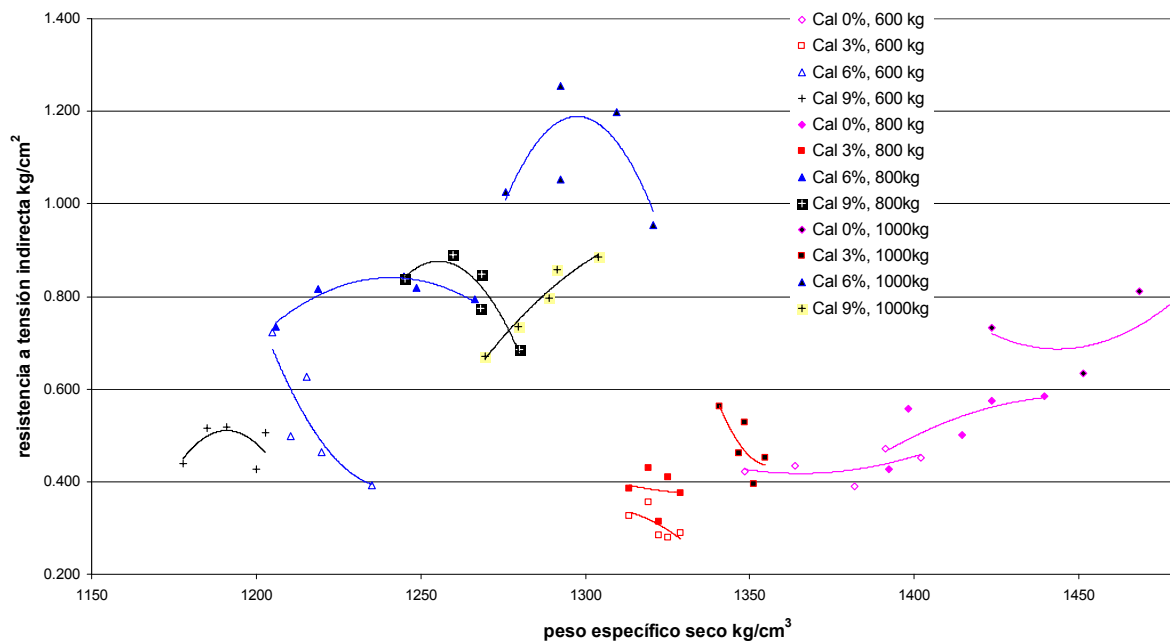


Fig 3.4
Resistencias máximas a tensión obtenidas para diferentes contenidos de estabilizante y energías de compactación

Los cationes de calcio de la cal se unen a las superficies de las láminas arcillosas por efecto de intercambio catiónico, desarrollando fuerzas eléctricas suficientes para contribuir a la formación de puentes que unen las partículas de arcilla. La estabilización se produce principalmente en el primer mes de la reacción. Una acción puzolánica, aparición de minerales nuevos, es la responsable de ganancias de resistencia posterior [Fernández, A, 1982].

La fig 3.5 muestra las resistencias de tensión para cada nivel de estabilización. La máxima se obtuvo para el suelo estabilizado con 6% de cal. Las obtenidas en el suelo estabilizado con un 3% de cal son menores que las alcanzadas para el suelo sin estabilizar. También puede apreciarse que una estabilización con un 9% no incrementa la resistencia del material.

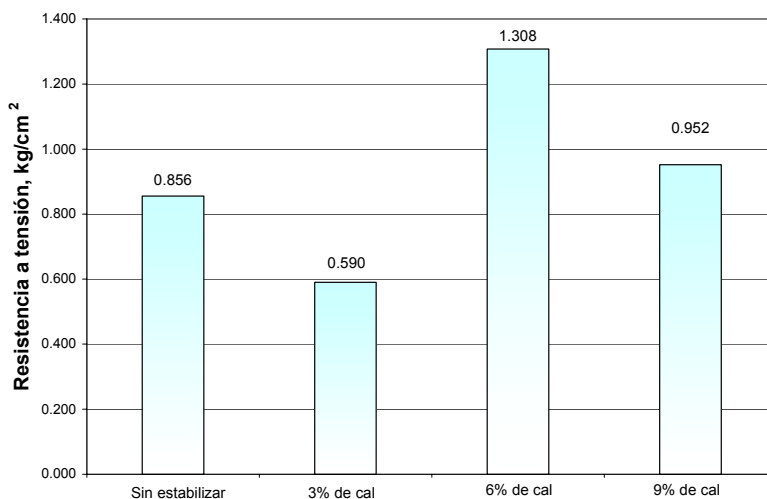


Fig 3.5
Resistencias máximas a tensión obtenidas para diferentes contenidos de estabilizante y una misma energía de compactación

El ideal es tratar de reproducir en el laboratorio las características que se dan a un material con el equipo disponible y procedimientos de construcción utilizados en la obra asegura que los parámetros de diseño estén presentes en la capa construida. Es por ello que las pruebas en el sitio son importantes en el control de calidad.

3.3 Influencia de la energía de compactación

La energía de compactación tiene una gran influencia en la resistencia a tensión alcanzada por el suelo. A medida que se incrementa, se logran mayores resistencias.

En la fig 3.6 se podrá observar la influencia de la energía de compactación en el desarrollo de la resistencia a tensión. Una mayor energía resulta en una ganancia sustancial de resistencia a tensión.

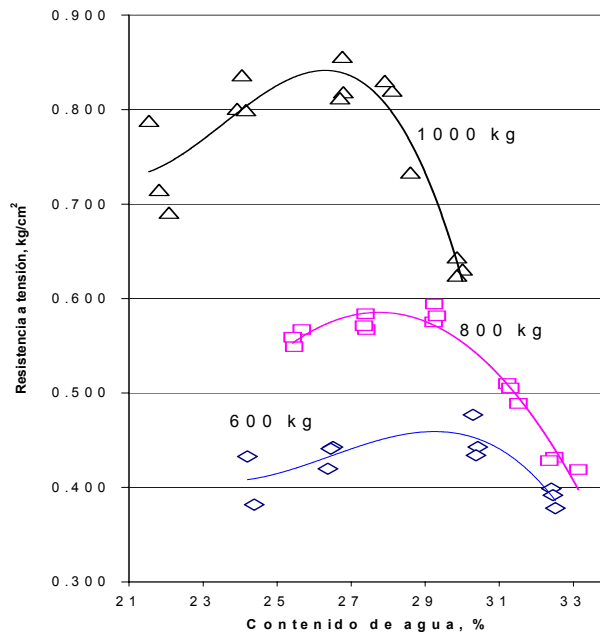


Fig 3.6

Influencia de la energía de compactación en el suelo sin estabilizar

Para todos los niveles de estabilización realizados, se puede apreciar que el aumento en la energía de compactación provoca un incremento en la resistencia a tensión. Únicamente, en el caso de la estabilización realizada con un 9% de cal y para el suelo compactado con 1,000kg (12.3kg/cm²) de presión estática, se tiene una caída en la resistencia a tensión para grados de saturación por encima del 72% (fig 3.7)

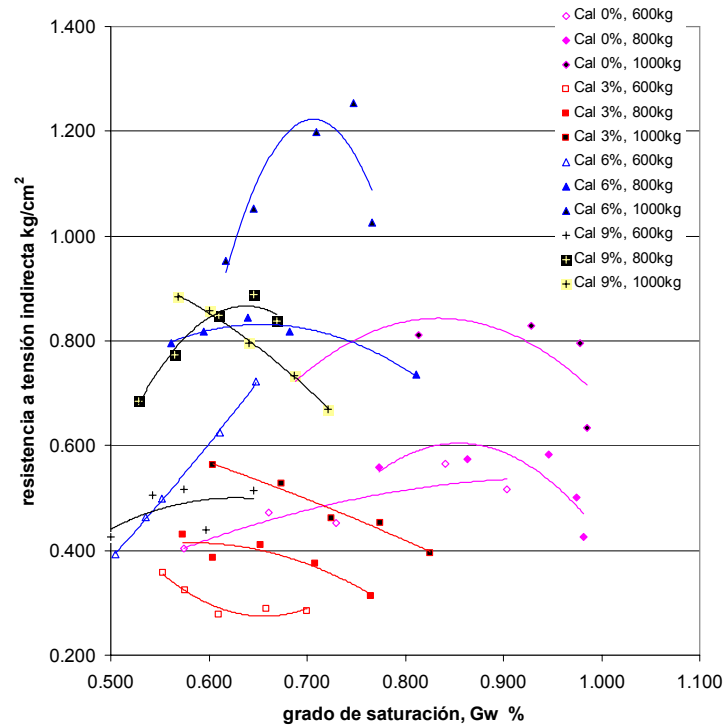


Fig 3.7

Influencia de la energía de compactación en el suelo estabilizado

En la tabla 3.1 se observa la influencia que tiene el nivel de compactación (Nc) en la máxima resistencia obtenida, mediante la curva de regresión para cada contenido de estabilizante.

Tabla 3.1
Influencia del nivel de compactación (Nc) y el contenido de estabilizante en la resistencia a tensión

% de cal	Nc = 1,000kg		Nc = 800kg		Nc =600kg	
	σ_t kg/cm ²	Gw %	σ_t kg/cm ²	Gw %	σ_t kg/cm ²	Gw %
0%	0.865	0.888	0.655	0.88	0.512	0.84
3%	0.572	0.65	0.414	0.62	0.36	0.55
6%	1.215	0.71	0.845	0.69	0.72	0.67
9%	0.88	0.57	0.71	0.78	0.52	0.64

Como se observa, para cada nivel de carga se presenta la máxima resistencia a tensión en un contenido de estabilizante de 6%. La tendencia es igual para cada nivel de compactación; la resistencia disminuye en probetas con 3% de cal en comparación con la resistencia del suelo sin estabilizar; posteriormente toma su valor máximo para contenidos de cal de 6%, y para un contenido de cal de 9% la

Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal

resistencia es similar a la del suelo sin estabilizar. Este comportamiento lo podemos apreciar en la fig 3.8.

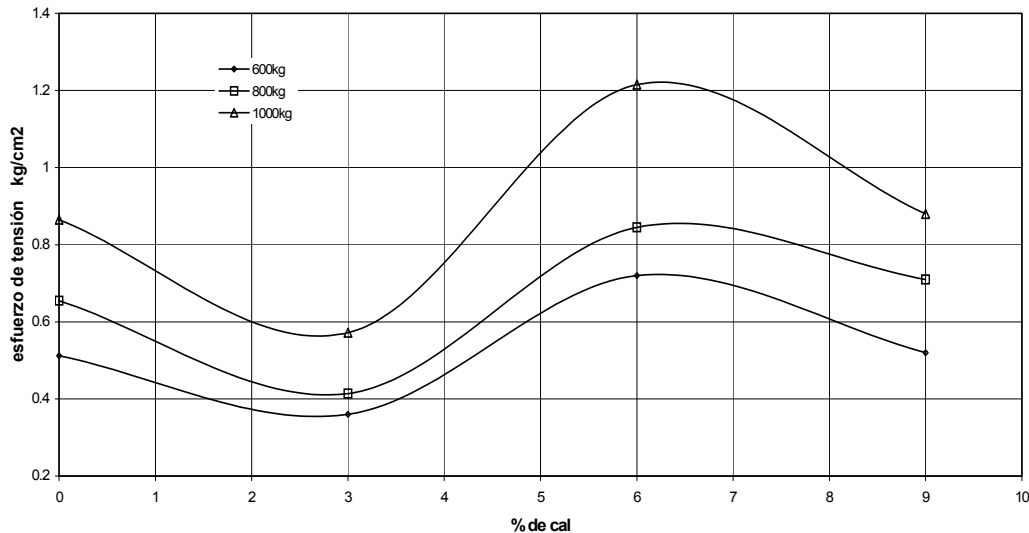


Fig 3.8

Correlación entre la resistencia a tensión determinada en cada contenido de estabilizante y la resistencia obtenida con un 6% de cal, para cada nivel de compactación

3.4 Influencia del contenido de cal

La resistencia a tensión del suelo sin estabilizar, y con un contenido de cal de 9% representa un 70% de la máxima resistencia, determinada mediante las curvas de tendencia; en tanto, la resistencia del suelo estabilizado con un 3% de cal alcanza un valor de 50%. Este comportamiento se da para todos los niveles de compactación.

Se ha determinado que los especímenes estabilizados con cemento tienden a compactarse mejor con bajas energías; en tanto que los estabilizados con cal se acomodan mejor a altas energías de compactación en laboratorio. Esto indica que a cada tipo de estabilizante le corresponde una energía de compactación en especial para lograr las propiedades ingenieriles óptimas [Kennedy et al].

3.5 Influencia del tiempo de curado

Para determinar la influencia del tiempo de curado en la resistencia a tensión, se elaboraron especímenes con un contenido de cal de 6% y compactados con una carga de 1,000kg (12.3kg/cm²), los cuales fueron ensayados a 3, 14 y 28 días después de compactarse. En la fig 3.9 puede observarse el comportamiento.

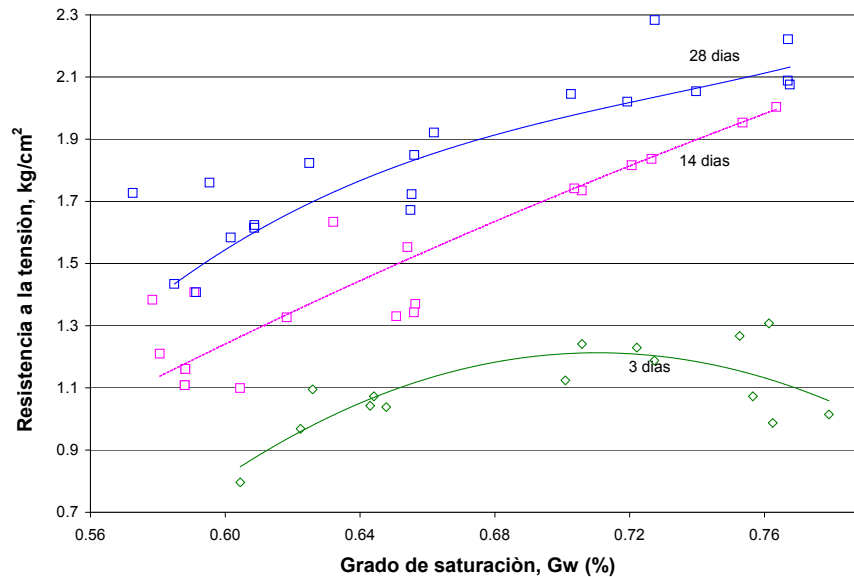


Fig 3.9

Influencia del tiempo de curado en la resistencia a tensión

Como puede apreciarse en la fig anterior, los especímenes ensayados con tres días de curado presentan una disminución en la resistencia a tensión, para grados de saturación mayores del 72% (contenido de agua del 30%). Mientras que en los especímenes ensayados a 14 y 28 días de edad muestran un aumento gradual en su resistencia para todo rango de humedad evaluado.

La resistencia a tensión a los 14 días es un 66% más alta que la resistencia determinada a los 3 días de curado. Mientras que la resistencia a los 28 días presenta un incremento del 76% a las probadas con tiempo de curado de 3 días

Los estudios de laboratorio indican que el tratamiento con cal incrementa las características de resistencia del suelo, medidas a través de determinar del Valor Relativo de Soporte (VRS). Independientemente del tiempo de curado y la reacción de la cal. Thompson documentó efectos inmediatos del tratamiento con cal en el valor del VRS para distintos suelos. Al curar el suelo durante 4 días se reportaron incrementos de hasta tres veces los valores obtenidos para los suelos sin tratar. Cuando a los suelos tratados se les proporciono un curado por 48h a 49°C, equivalente a un periodo de curado de 30 días a 21°C, los valores del VRS

excedieron cien veces los obtenidos para el suelo sin tratar [Thompson, M R, 1969].

El VRS reportado para capas estabilizadas con cal, construidas entre 3 y 17 años antes, toma un valor promedio de 65%; en tanto, el reportado para el suelo previo a su tratamiento es de 10% en promedio. Esto indica que normalmente las técnicas de construcción pueden aportar un beneficio en el mejoramiento del suelo [Aufmuth, R E, 1970]

Efectos similares se han determinado sobre el Módulo de Resiliencia. Incrementos de 3 a 10 veces son típicos para un suelo tratado con 4 a 6% de cal y sin curar.

3.6 Influencia del tiempo de humectación capilar

En investigaciones de la Universidad Autónoma de Querétaro se determinó el tiempo de curado óptimo para la mezcla suelo-cal con base en la resistencia a la compresión sin confinar, límites de contracción, plasticidad, curvas de compactación y grados de acidez. Este tiempo de curado (tiempo de humectación capilar) es el que transcurre entre el momento de hacer la mezcla y en el que se inicia su compactación [López, L T, 2000].

De estas investigaciones se desprende que el tiempo de curado propicio para la compactación del suelo arcilloso clasificado como MH (LL= 96.55%, IP= 57.13%, LC= 15.84%) es de 100h. Para este tiempo se obtiene una resistencia a la compresión simple de 4.10kg/cm² en comparación con la del suelo sin estabilizar de 2.65kg/cm². Aunque la resistencia a la compresión del suelo estabilizado, sujeto a un tiempo de humectación capilar de 500h es mucho mayor, presentando un valor de 13.00kg/cm²; este tiempo de curado equivale a 21 días.

En el estudio, conforme se aumenta el “tiempo de curado” se presenta una disminución en los valores del PESH, definidos mediante la compactación Próctor estándar, algo típico en los suelos estabilizados con cal; sin embargo, para un periodo de curado de 500h, se obtiene un PESH similar al del suelo sin estabilizar.

Para identificar la influencia del tiempo de humectación capilar sobre la resistencia a tensión, se procedió a elaborar especímenes con un tiempo de humectación de 3, 24, 120 y 510h. Los resultados pueden apreciarse en la fig 3.10. La resistencia a tensión disminuye a medida que el tiempo de humectación del suelo aumenta.

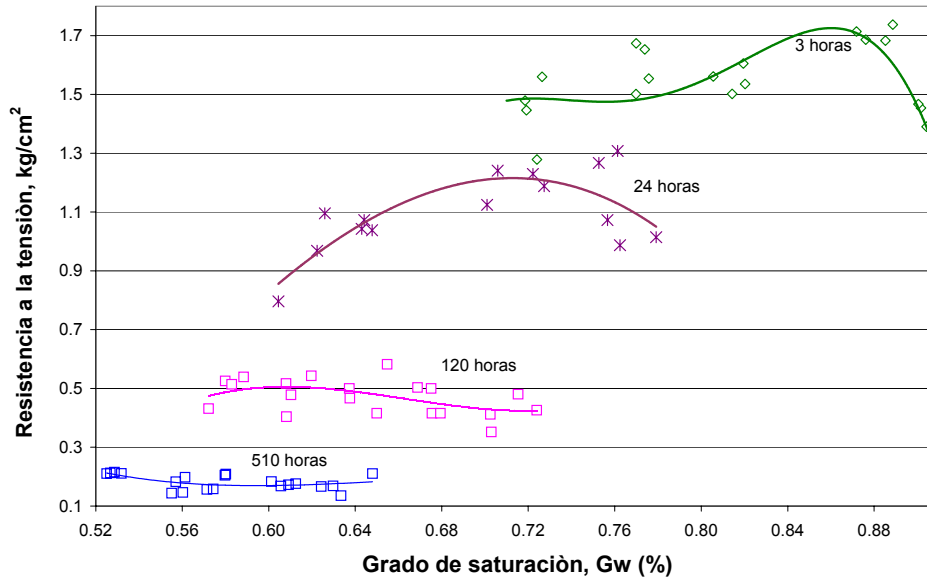


Fig 3.10
Influencia del tiempo de humectación capilar en la resistencia a tensión

Está claramente definido que un tiempo de humectación más allá de 24h provoca una disminución considerable en la resistencia a tensión del suelo.

La máxima resistencia a tensión determinada en probetas con 3 días de curado y sometidas únicamente a 3h de humectación capilar es de 1.72kg/cm², siendo un 81% de la resistencia obtenida de probetas durante 28 días y compactadas después de 24h de humectación capilar.

Los factores que influyen en la expansión y contracción de un suelo no quedan comprendidos únicamente en su naturaleza básica (mineralogía, succión, plasticidad, características químicas del agua del suelo, densidad, etc), sino que además intervienen factores ambientales y el estado de esfuerzos actuantes. Es por ello que el diseño de pavimento, deberá incorporar el conocimiento del comportamiento climático (temperaturas y contenidos de agua del suelo) de la región en que se desarrolla la obra. No se debe pensar que un suelo tendrá un mismo comportamiento en cualquier época del año.

4. Propiedades a la fatiga

4.1 Estudios en otros materiales

4.1.1 Concreto hidráulico

Las características de fatiga en concreto se determinan en estructuras sometidas a la acción de cargas repetidas, que les producen variaciones cíclicas en los niveles de esfuerzo; tales estructuras son losas de pavimentos, losas de puentes y durmientes de concreto del ferrocarril. Cuando las estructuras trabajan bajo esta condición, se provoca paulatinamente un estado en el concreto, según el cual después de cada ciclo de carga-descarga, se acumula una deformación adicional permanente; de modo que al cabo de un determinado número de ciclos (que depende del intervalo de fluctuación de los esfuerzos aplicados) se llega al estado de deformación crítico en el que sobreviene la falla del concreto. Este tipo de falla, que depende del tiempo requerido para acumular el número de ciclos (de acuerdo con la frecuencia de estos), se denomina falla por fatiga dinámica o simplemente por fatiga [CFE, 1994].

El número de ciclos de carga-descarga que puede resistir el concreto depende del nivel del esfuerzo máximo aplicado (σ_i/σ_r); conforme disminuye este nivel se incrementa el número de ciclos que el concreto puede soportar. Al relacionar estas variables en una gráfica semilogarítmica, con el número de ciclos de falla como abscisa y el nivel de esfuerzos como ordenada, se obtiene una recta (fig 4.1) de cuya extrapolación se infiere que aun trabajando a niveles bajos de esfuerzo, el concreto puede fallar por fatiga si el número de ciclos de carga-descarga es lo suficientemente grande.

De ahí que se considere al concreto sin una duración ilimitada por fatiga; a diferencia del acero de refuerzo que al hacerlo trabajar a niveles de esfuerzo menores del 50% de su resistencia a tensión, es capaz permanecer sin falla por fatiga un número prácticamente infinito de ciclos de carga-descarga.

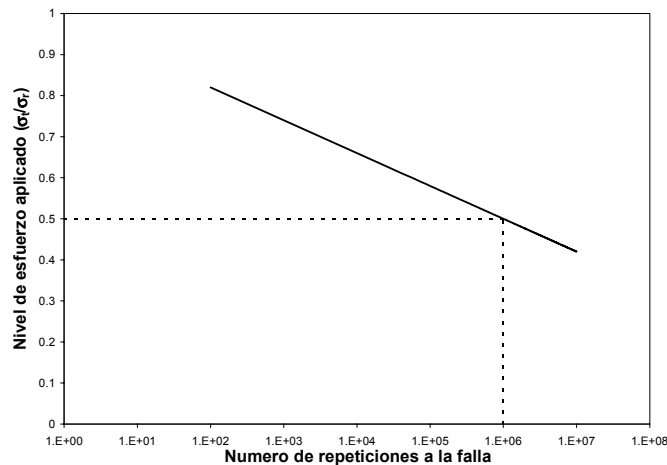


Fig 4.1
Características del concreto sometido a fatiga

Debido a la falta de definición de un límite de duración por fatiga en el concreto, no es teóricamente viable diseñar estructuras para una vida de servicio limitada por este concepto. Por consiguiente, en la práctica suele adoptarse el criterio de diseño para que el concreto resista conservadoramente las condiciones de fatiga que se pueden presentar en la estructura en el curso de su vida útil.

Con cierta frecuencia este número se supone del orden de un millón, de modo que para resistir esa cantidad de ciclos, el concreto debe hacerse trabajar a un nivel de esfuerzo de compresión menor al 50% de su resistencia convencional. Sin embargo, esta consideración sólo tiene validez si el intervalo de variación de esfuerzos aplicados abarca desde cero hasta el límite máximo, tal como es el caso de la fig 4.1.

En la práctica esto no siempre es así, pues aun en la descarga el concreto conserva cierto nivel de esfuerzos mínimo aplicado, por lo cual el intervalo de variación de esfuerzos durante los ciclos de carga-descarga fluctúa entre un valor mínimo diferente de cero y un valor máximo.

En este sentido, el modelo de fatiga adoptado por la PCA (Portland Concrete Association) estima que para una relación de esfuerzos (SR) por debajo de 0.45, el daño por fatiga no ocurre.

En la fig 4.2 puede observarse la curva de diseño utilizada por la PCA, con línea punteada.

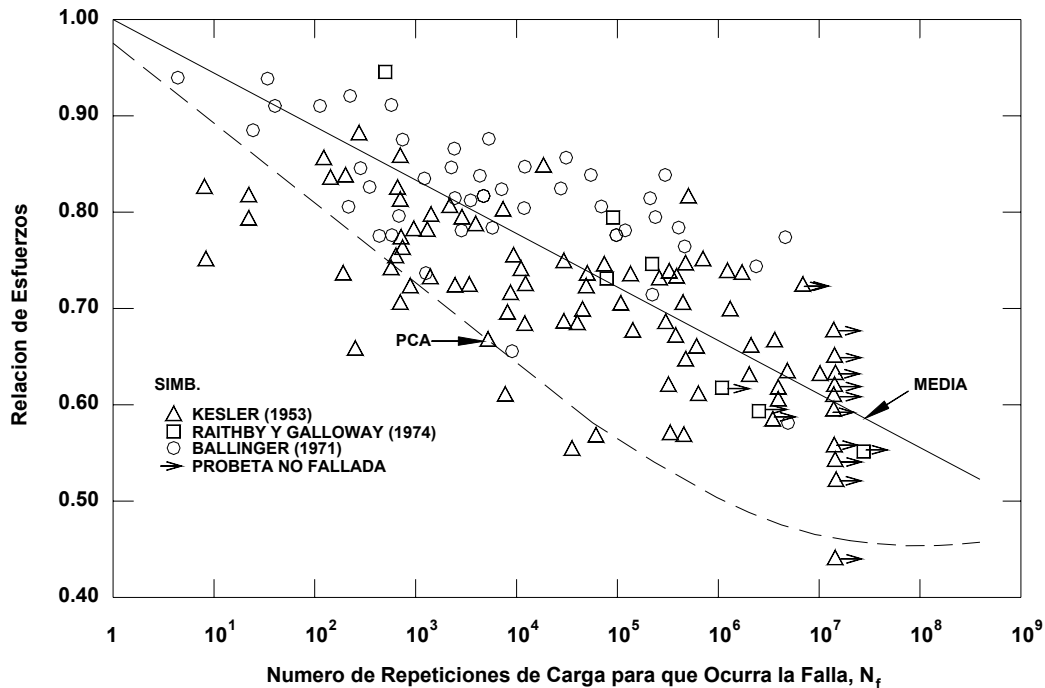


Fig 4.2
Resultados de ensayos de fatiga del concreto

4.1.2 Concreto asfáltico

Para la caracterización de los materiales en la elaboración de una mezcla asfáltica se procede a determinar, entre otras cosas, las propiedades a la fatiga y a deformación permanente bajo carga repetida durante el ensaye de probetas de concreto asfáltico en condiciones controladas. Un tipo de ensaye muy recurrido es la prueba de tensión por compresión diametral.

En la literatura se encuentran numerosas investigaciones que tratan de los principales factores que afectan la fatiga del concreto asfáltico como son los agregados pétreos, el tipo de cemento asfáltico utilizado, el contenido de cemento, los aditivos manejados, la forma de compactación, la temperatura, el nivel de esfuerzos, etc.

Las investigaciones de Santiago Corro con objeto de verificar el Método de Diseño Estructural de Pavimentos Asfálticos muestran que existe una gran dispersión en los resultados sobre la fatiga del concreto asfáltico, y hacen hincapié en que los resultados de laboratorio dan duraciones de falla inferiores a las que se presentan en condiciones reales de servicio. Por tanto, los resultados deben multiplicarse por un factor de transferencia, el cual puede ser alto y depende de las condiciones de prueba y de la deformación a la falla. A nivel internacional se observa que

dependiendo del tipo y condiciones de prueba, los factores de transferencia de laboratorio a campo varían entre 10 y 800 [Corro, S et al,1997].

Algunos resultados sobre la fatiga del concreto asfáltico son los de la fig 4.3.

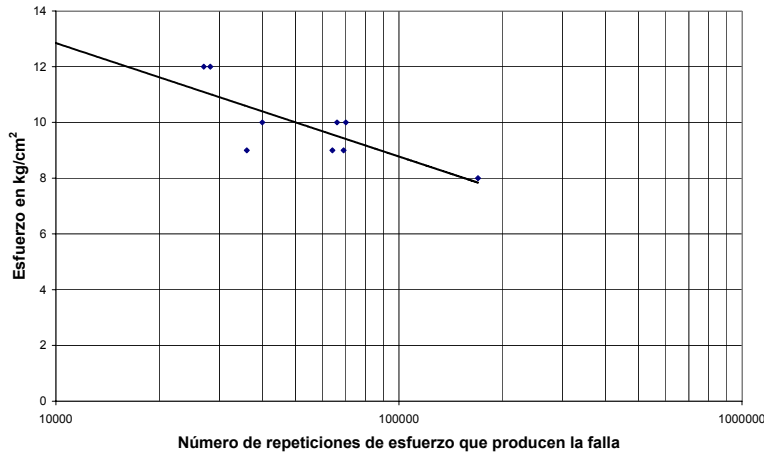


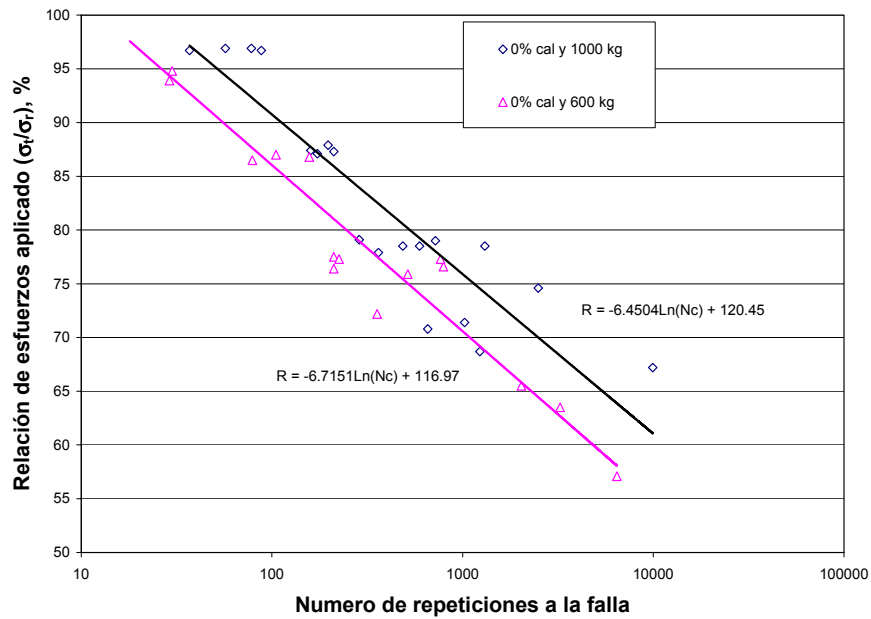
Fig 4.3
Pruebas de fatiga en mezclas de concreto asfáltico

La deformación acumulada en cada repetición de esfuerzo hasta llegar a la falla alcanza valores máximos de 0.5cm. Puede notarse que las diversas mezclas realizadas presentan falla por fatiga entre las 18,000 y 160,000 repeticiones de carga, e invariablemente ocurre en un rango de deformación vertical entre 0.3 y 0.5cm.

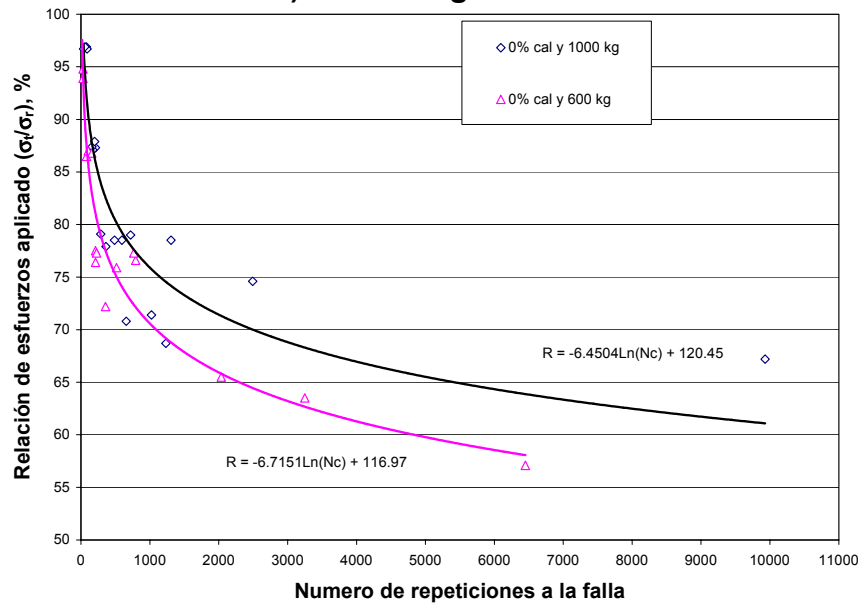
4.2 Resultados experimentales sobre fatiga en suelos estabilizados

4.2.1 Curvas de fatiga

Los resultados experimentales muestran que un suelo compactado con una mayor energía tiende a resistir mayor número de repeticiones de esfuerzo para una misma relación de esfuerzos aplicado, como en la fig 4.4 para un suelo sin estabilizar y compactado con cargas máximas de 600 y 1000kg. En el suelo estabilizado con un 6% de cal los resultados muestran el mismo comportamiento. Las líneas de tendencia son sensiblemente paralelas entre si.



a) Escala logarítmica



b) Escala aritmética

Fig 4.4
Curvas de fatiga para el suelo sin estabilizar

En la fig 4.5 se comparan las curvas de fatiga para un suelo sin estabilizar y estabilizado con 6% de cal, donde se denota que el suelo estabilizado con cal y compactado a una energía de 1,000kg (12.3kg/cm²) es el de mayor resistencia a la fatiga.

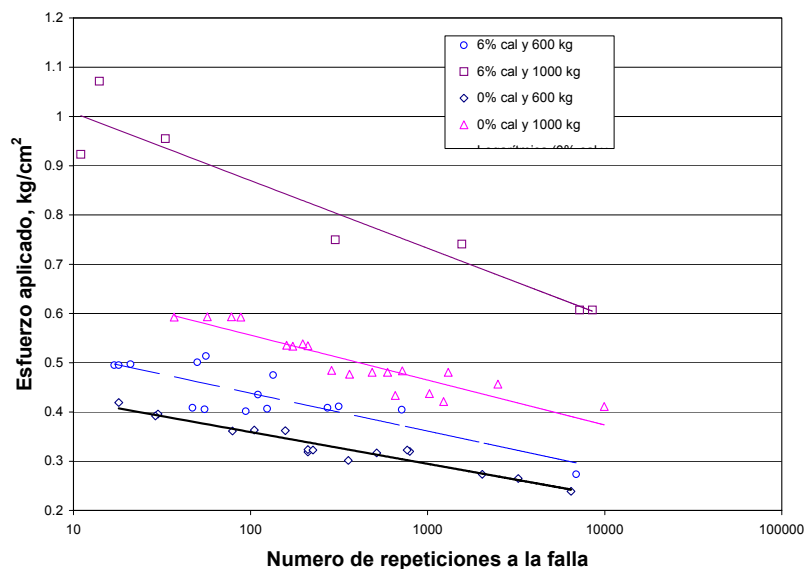


Fig 4.5
Curvas de fatiga para el suelo sin estabilizar y estabilizado con 6% de cal

4.2.2 Deformaciones permanentes

Es bien conocido que el agrietamiento por fatiga en las capas asfálticas de rodamiento se ocasiona por sobrepasar los esfuerzos de tensión derivados de la repetición de cargas del tránsito, a la resistencia de tensión en la parte inferior de la carpeta. El agrietamiento por fatiga es una de las principales fallas en el pavimento.

Los métodos Mecanicistas de diseño de pavimentos incluyen en su procedimiento de cálculo los criterios de falla a la fatiga y la deformación permanente de las capas del pavimento. Es por ello que los ensayos que relacionan el número de aplicaciones de carga a la deformación por tensión en probetas ensayadas en laboratorio sujetas a fatiga, se han vuelto esenciales.

Las deformaciones verticales durante los ensayos de fatiga de probetas sujetas a tensión por compresión diametral se muestran en las figs 4.6 y 4.7; corresponden a los ensayos efectuados sobre el suelo sin estabilizar y compactado con 1,000kg (12.3kg/cm²), así como para el suelo estabilizado con 6% de cal y compactado con 1,000kg (12.3kg/cm²).

Como puede apreciarse, en estas figuras, la estabilización con cal provoca mayor rigidez del suelo y su falla se presenta a menores niveles de deformación axial

permanente. De esta manera, la falla del suelo estabilizado con un 6% de cal se produce al alcanzar un nivel de deformación unitaria vertical de aproximadamente 0.08%; en tanto, el suelo no estabilizado presenta un limite de deformación permanente de 0.5%.

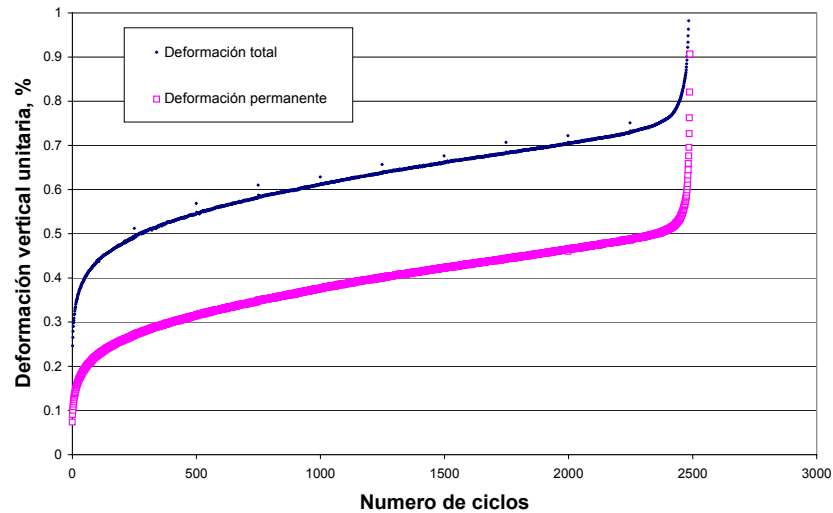


Fig 4.6
Deformaciones en un espécimen no estabilizado y compactado a 1,000kg (12.3kg/cm²) sujeto a ciclos de carga-descarga

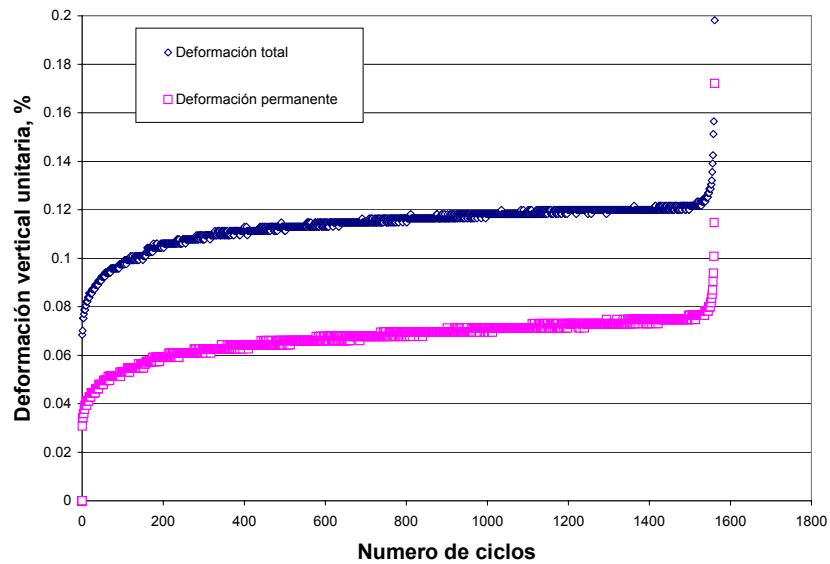


Fig 4.7
Deformaciones en un espécimen estabilizado con 6% de cal y compactado a 1,000kg (12.3kg/cm²) sujeto a ciclos de carga-descarga

4.2.3 Módulo de resiliencia (Mr)

Es otra de las propiedades fundamentales para caracterizar los materiales constitutivos de un pavimento, dentro de los métodos mecanicistas.

Los ciclos de carga generados por vehículos se transmiten a través de las capas del pavimento, originando diferentes magnitudes de deformación en cada una de ellas. Esta deformación puede ser de carácter resiliente (elástica) o plástica. La deformación resiliente es de recuperación instantánea y se denomina plástica a aquella deformación que permanece en el pavimento después de ser retirada la carga [Garnica, P et al, 2000].

La deformación presente en cada capa da una idea clara de la rigidez de la misma y el Mr indica la capacidad de transmisión de las cargas de los materiales que constituyen el pavimento.

Las investigaciones realizadas por Achampong muestran que el Mr se incrementa al disminuir el esfuerzo desviador; de esta manera para un esfuerzo desviador de 68.9kPa se tiene un Mr de 21.2kPa, y al disminuir el esfuerzo desviador a 13.8kPa el Mr aumenta a un valor de 62kPa. Al adicionarle cal al suelo se produce un sustancial mejoramiento en el Mr de los suelos; de esta forma, para un nivel de estabilización de 6% de cal y un esfuerzo desviador de 27.6kPa, se obtiene un Mr de 114.7kPa [Achampong, F et al, 1997].

El Mr se define como la relación entre el esfuerzo desviador aplicado a una probeta de suelo en un ensaye de compresión triaxial y la deformación axial recuperable, conforme la ec 4.4. Se ha adoptado este tipo de ensaye para su determinación, dado que de esta manera se tiene la condición más favorable para que se presenten las deformaciones verticales máximas; en este caso, aun cuando aparecen esfuerzos cortantes nulos únicamente se presentan esfuerzos normales; lo que representa el momento en que el neumático del vehículo pasa precisamente sobre el punto en que se determinan las deformaciones hipotéticas.

$$M_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{axial}} \quad (4.1)$$

Donde:

- σ_1 esfuerzo principal mayor
- σ_3 esfuerzo principal menor
- σ_d esfuerzo desviador
- ϵ_{axial} deformación recuperable

En suelos cohesivos, el Mr disminuye al aumentar el nivel de esfuerzo desviador y es, en general, poco sensible a la magnitud del esfuerzo de confinamiento.

También depende de las condiciones de compactación, del número de ciclos aplicado y es afectado por el fenómeno de tixotropía.

Mediante ensayos de fatiga por pruebas de tensión indirecta, se puede determinar el Mr del suelo. En este caso, las expresiones son:

$$M_{ri} = P \frac{(V_{ri} + 0.27)}{t * \Delta H_i} \quad (4.2)$$

$$M_{rt} = P \frac{(V_{rt} + 0.27)}{t * \Delta H_t} \quad (4.3)$$

$$V_{ri} = 3.59 \frac{\Delta H_i}{\Delta V_t} - 0.27 \quad (4.4)$$

$$V_{rt} = 3.59 \frac{\Delta H_t}{\Delta V_i} - 0.27 \quad (4.5)$$

Donde:

E_{ri}	módulo de resiliencia instantáneo, lb/pulg ²
E_{rt}	módulo de resiliencia total, lb/pulg ²
P	carga repetida, lbf
t	espesor del espécimen, pulg ²
ΔH_i	deformación horizontal instantánea recuperable, pulg
ΔV_i	deformación vertical instantánea recuperable, pulg
ΔH_t	deformación horizontal total recuperable, pulg
ΔV_t	deformación vertical total recuperable, pulg

En la fig 4.8 se muestran las curvas típicas de la carga, deformación y el tiempo de un ensayo de fatiga por tensión indirecta en un suelo sin estabilizar y compactado a 600kg de presión monotónica.

Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal

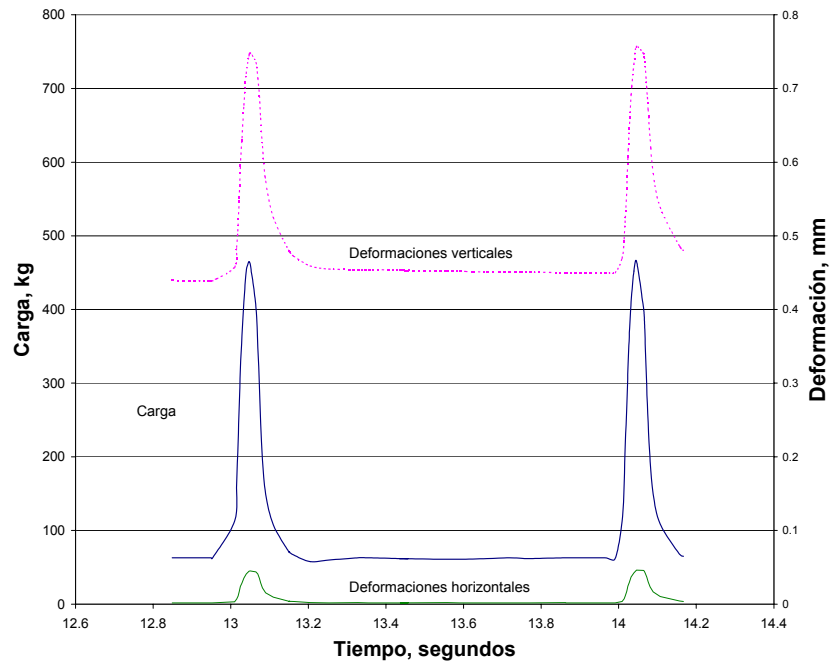


Fig 4.8
Curva de la carga, deformación y tiempo de un ensayo de fatiga por tensión indirecta

La tabla 4.1 proporciona valores típicos de módulo de resiliencia y otras características, para diferentes tipos de suelos susceptibles de usarse en la construcción de terracerías y capas granulares de pavimentos.

Tabla 4.1
Valores de módulo de resiliencia y otras características de
materiales para pavimentación

Clasificación AASHTO	Descripción	SUCS	γ_d (kN/m ³)	VRS %	Valor K (MPa/m)	Módulo resiliente (MPa)
Suelos de grano grueso						
A-1-a bien graduado	Grava	GW	19.6-22.0	60-80	81.44-122.16	70.37-140.74
A-1-a mal graduado		GP	18.9-20.4	35-60	81.44-108.58	70.37-140.74
A-1-b	Arena gruesa	SW	17.3-20.4	20-40	54.29-108.58	42.23-105.55
A-3	Arena fina	SP	16.5-18.9	15-25	40.72-81.44	35.18-14.07
Suelos A-2 (materiales granulares con alto porcentaje de finos)						
A-2-4 gravosa	Grava limosa	GM	20.4-22.8	40-80	81.44-135.73	70.37-211.11
A-2-5 gravosa	Grava arena limosa					
A-2-4 arenosa	Arena limosa	SM	18.9-21.2	20-40	81.44-108.58	70.37-140.74
A-2-5 arenosa	Arena limosa con grava					
A-2-6 gravosa	Grava arcillosa	GC	18.9-22.0	20-40	54.29-122.16	56.29-140.74
A-2-7 gravosa	Grava arcillosa con arena					
A-2-6 arenosa	Arena arcillosa	SC	16.5-20.4	10-20	40.72-95.00	35.18-105.55
A-2-7 arenosa	Arena arcillosa con grava					
Suelos de grano fino*						
A-4	Limo	ML OL	14.1-16.5	4-8	6.79-44.79	14.07-42.22
	Grava-arena-limo		15.7-19.6	5-15	10.86-59.72	28.14-56.29
A-5	Limo alta compresibilidad	MH	12.6-15.7	4-8	6.79-51.58	14.07-42.22
A-6	Arcilla plástica	CL	15.7-19.6	5-15	6.79-69.22	14.07-70.37
A-7-5	Arcilla compresibilidad baja	CL, OL	14.1-19.6	4-15	6.79-58.36	14.07-70.37
A-7-6	Arcilla compresibilidad alta	CH OH	12.6-17.3	3-5	10.86-59.73	28.14-70.37

5. Conclusiones

Como ya se vio a lo largo del trabajo es cada vez más necesario, un dominio en el conocimiento del comportamiento de la resistencia a la tensión en suelos para resolver problemas en estructuras sujetas a ciclos de carga-descarga repetida, como es con los pavimentos. Así mismo, podrán desarrollarse nuevos dispositivos de ensaye para pruebas de tensión en suelos o mejorar los existentes, lo que resultará en un desarrollo importante en esta área de estudio de los suelos.

El suelo, con el que se llevó a cabo la experimentación, de acuerdo con la clasificación SUCS es un MH, limo de alta compresibilidad; por lo que es un suelo susceptible a los cambios volumétricos ante variaciones de humedad. La determinación de la Densidad Seca Máxima (Peso Específico Seco Máximo, PESH) y el contenido óptimo de agua se realizó de acuerdo con la compactación Próctor estándar. La Densidad Seca Máxima para este suelo fue de $1,446\text{kg/cm}^3$ y el contenido óptimo de agua de 28.5%.

El tipo de estabilización se determinó a partir del triángulo de gradación propuesto por el ejército de los Estados Unidos de América. Conforme a los resultados de la granulometría del suelo (el material que pasa malla No 4 y retenido en malla No 200 es del 33%, y el material que pasa la No 200 es del 67%). Del triángulo de gradación se determina que el suelo en estudio cae en el Área 3, lo cual indica que el suelo puede ser estabilizado con cemento Portland o cal. La decisión final se toma con base en el Índice Plástico (IP) del suelo, que varía de un 22 a 25%, por lo que la acción estabilizante del suelo más recomendada por el ejército de los Estados Unidos de América es mediante cal. El contenido óptimo de cal se determinó monitoreando el IP para diferentes contenidos de cal, resultando de un 6%.

Con un tiempo de humectación capilar mayor a 24h las densidades secas decrecen y a menores densidades secas menos rigidez y menos resistencia a la tensión. Así que podría decirse que un tiempo adecuado para la compactación del suelo estabilizado, sería antes de 24h para obtener buenas densidades secas y resistencia a la tensión.

La tensión en el suelo está principalmente asociada a la tensión capilar entre sus partículas, por lo que altos contenidos de agua en el suelo rompen esta condición y la resistencia a tensión en suelos disminuye considerablemente. Por lo que se define que a contenidos de agua mayores al óptimo, determinado con la compactación Próctor estándar, la resistencia a la tensión disminuye.

Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal

La obtención de densidades secas menores debido a la estabilización no quiere decir que la resistencia a la tensión disminuya, pues en el suelo estabilizado con 6%, una compactación de 1,000kg (12.3kg/cm²) y una densidad seca al punto máximo de la curva es cerca de 1,300kg/cm³; mientras que para el suelo sin estabilizar la densidad seca máxima determinada con compactación Próctor es de 1,446kg/cm³. Por lo que la densidad seca por sí sola no necesariamente es un parámetro que nos indique un cambio en la resistencia a tensión en el suelo.

La energía de compactación influye en la rigidez de un suelo, de ahí que energías de compactación altas darán pesos específicos altos y por ende, resistencias altas a tensión.

Como se ha dicho, para un tipo de suelo dado existe un contenido de estabilizante que propicia que dé una mejor manera la interacción entre la cal y las partículas de suelo. Tomando en consideración el parámetro de la resistencia a tensión, todo parece indicar que un contenido de 6% de cal es el adecuado, y que para contenidos mayores de cal ya no se observa mejora en el comportamiento del material.

Mayores contenidos de humedad evolucionan en mayores resistencias a tensión en un tiempo determinado, el cual sobrepasa los siete días.

A medida que se incremente el contenido de cal en el suelo, este se va haciendo cada vez menos sensible a los incrementos de la energía de compactación.

Si bien la resistencia a tensión no deberá ser el único parámetro a considerar en la selección de la manera de compactar y estabilizar un suelo arcilloso, si es fuente importante para definir el mejor comportamiento del material.

Un adecuado funcionamiento de la capa subrasante incluye una baja susceptibilidad a sufrir cambios volumétricos originados por variaciones de humedad. Los defectos estructurales de un pavimento son a menudo originados por un suelo con gran potencial de expansión. Es por ello que resultaría prudente determinar la mejora mediante la estabilización con cal sobre las características de expansión del suelo, interviniendo todas las variables posibles en el estudio (tiempo de curado, contenido de estabilizante, tipo de suelo, tiempo de humectación, grado de compactación, etc).

Bibliografía

- ASTM. **Standard Test Method for Indirect Tension for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures.** ASTM Designation D 4123 (1995).
- Buttlar W G, Bauer J M, Sherman D S. **Dynamic Modulus of Asphalt Concrete using a Hollow Cylinder Tensile Tester.** Journal of the Transportation Research Board (2001)
- Comisión Federal de Electricidad. **Manual de Tecnología del Concreto. en Estado Endurecido.** Sección 3, LIMUSA NORIEGA EDITORES (1994).
- Corro S C. **Comportamiento de bases granulares para carretera.** Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM (1985).
- Chen W F, Drucker D C. **Bearing Capacity of Concrete Blocks or Rocks.** Journal Engineering Division Proceedings, ASCE, 95, EM4, pp 955-978 (1969).
- Cheng D, Little D N, Lytton R L, Holste J C. **Surface Energy Measurement of Asphalt and its Application to Predicting Fatigue and Healing in Asphalt Mixtures.** Journal of the Transportation Research Board (2001).
- Favaretti M. **Tensile Strength of Compacted Clays.** Unsaturated soils; pp 51-56 (1995).
- Garnica A P. **Mecánica de materiales para pavimentos.** Publicación Técnica No. 197, Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, Qro (2002).
- Guddati M N, Feng Z, Kim Y R. **Towards a Micromechanics-based Procedure to Characterize Fatigue Performance of Asphalt Concrete.** Journal of the Transportation Research Board (2001).
- Ho S S M, Zanzotto L. **Sample Preparation for Direct Tension Testing. Improving Determination of Asphalt Binder Failure Stress and Test Repeatability.** Transportation Research Record 1766. paper No. 01-2277.
- Huang, Y H. **Pavement Analysis and Desing.** University of Kentucky; PrenticeHall, Inc (1993).

- Krishnayya A V G, Einsenstein Z, Morgenstern N R. **Behavior of Compacted Soil in Tension.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of de American Society of Civil Engineers, Vol 100, No GT9 (September 1971).
- Long-Term Pavement Performance Federal Highway Administration. **Protocol P07. Test Method for Determining the Creep Compliance, Resilient Modulus and Strength of Asphalt Materials using the Indirect Tensile Test Device.** U S Department of Transportation (2000).
- López L T. **Estudio físico-químico de la modificación de suelos arcillosos.** Tesis Doctoral en Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, Qro. (2002).
- Narain J, Rawat P C. **Tensile Strength of Compacted Soils.** Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol 96, No SM6 (November 1970).
- Pérez G N. **Caracterización del comportamiento esfuerzo-deformación de suelos compactados en ensayos triaxiales cíclicos.** Tesis de Maestría en Ciencias de la Universidad Autónoma de Querétaro, Qro. (1999).
- Pérez R M. **Succión y comportamiento esfuerzo-deformación en suelos expansivos de Jurica y Tejada, Qro.** Universidad Autónoma de Querétaro; Querétaro, Qro. (1993).
- Raad L, Saboundjian S, Minassian G. **Field Aging Effects on Fatigue of Asphalt Concrete and Asphalt-rubber Concret.** Transportation Research Record 1767. paper No. 01-3097.
- Rico R A. **Agrietamiento longitudinal en carreteras.** Politécnica de Francia e Ingenieros de Puertos y Calzadas en París; París, Francia (1982).
- Rico R A. **Pavimentos flexibles. Problemática, Metodologías de Diseño y Tendencias.** Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica No. 104, Sanfandila, Qro. (1998).
- Rodríguez-Pacheco R L. **Estudio experimental de flujo y transporte de cromo, níquel y manganeso en residuos de la zona minera de Moa (Cuba): Influencia del comportamiento Hidrodinámico.** Tesis doctoral; Universidad Politécnica de Cataluña, España (2002).
- Salazar R A. **Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos.** Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A C, México (1998).

- Tang G X, Graham J. **A Method for Testing Tensile Strength in Unsaturated Soils**. American Society for Testing and Materials (2000).
- Wen H, Kim Y R. **A Simple Performance Test for Fatigue Cracking of Asphalt Concrete based on Viscoelastic Analysis of Indirect Tensile Testing and its Validation using Westrack Asphalt Mixtures**. Journal of the Transportation Research Board (2001).
- Zollinger D G. **Experiencias del programa de comportamiento de pavimentos rígidos a largo plazo (LTPP) en los Estados Unidos**. Estado del arte de los pavimentos rígidos en México; tendencias, diseño materiales, construcción supervisión y conservación. Asociación Mexicana de Vías Terrestres, México (1997).



CIUDAD DE MEXICO

Av. Patriotismo 683
Col. Mixcoac
03730, México, D. F.
Tel (55) 56 15 35 75
55 98 52 18
Fax (55) 55 98 64 57

SANFANDILA

Km. 12+000, Carretera
Querétaro-Galindo
76700, Sanfandila, Qro.
Tel (442) 2 16 97 77
2 16 96 46
Fax (442) 2 16 96 71

**Internet: <http://www.imt.mx>
publicaciones@imt.mx**