



*Certificación ISO 9001:2008 ‡*

---

---

# **Modelo para estimar el módulo de resiliencia de suelos finos compactados en la condición óptima de compactación**

Natalia Pérez García  
Paul Garnica Anguas  
José Luis González Rufino  
Norma Patricia Curiel Iñiguez  
María José Ruiz Sanginez

**Publicación Técnica No. 475  
Sanfandila, Qro. 2016**



---

**SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**  
**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Modelo para estimar el módulo de resiliencia de  
suelos finos compactados en la condición óptima de  
compactación**

**Publicación Técnica No. 475**  
**Sanfandila, Qro. 2016**

---



Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte, por la Dra. Natalia Pérez García, el Dr. Paul Garnica Anguas, José Luis Rufino, Norma Curiel y María José Ruiz.

Participaron en el desarrollo de los ensayos el técnico Mario Antonio Pérez González y Miguel A. Cervantes Nieto.



# Contenido

---

Resumen	v
Abstract	vii
Resumen ejecutivo	ix
Introducción	1
1 El módulo de resiliencia	3
1.1 Introducción	3
1.2 Los primeros usos del término resiliencia en la ingeniería de carreteras	3
1.2.1 Relación entre deflexión del pavimento y su resistencia	3
1.3 Definición de módulo de resiliencia	5
1.4 Protocolos para la determinación del módulo de resiliencia en laboratorio	6
1.5 ¿De dónde vienen los estados de esfuerzos utilizados en la prueba de $M_r$ ?	8
1.6 Factores que afectan el módulo de resiliencia	12
1.7 Correlaciones para predecir el módulo de resiliencia	13
1.7.1 Determinación del módulo de resiliencia a partir de correlaciones que involucran el CBR	14
1.7.2 Determinación del módulo de resiliencia a partir de pruebas de resistencia en compresión no confinada	15
1.7.3 Determinación del módulo de resiliencia a partir de correlaciones que involucran otras propiedades índice	19
1.8 Valores típicos de $M_r$	26
2 Materiales y procedimientos de prueba	29
2.1 Introducción	29
2.2 Muestreo de materiales	29
2.3 Propiedades índice y de compactación	29
2.4 Preparación de los especímenes de prueba	31
2.5 Prueba de módulo de resiliencia	34
2.5.1 Descripción del equipo	34
2.5.2 Colocación de la probeta en el equipo triaxial	37
2.5.3 Desarrollo de la prueba	37
3 Resultados y análisis	39
3.1 Propiedades índice	39
3.2 Características de compactación	40
3.3 Resultados de módulo de resiliencia	41
3.3.1 Resultados típicos de una prueba de módulo de resiliencia	41
3.3.2 Repetitividad de los resultados	41
3.3.3 Características de los especímenes de prueba	42
3.3.4 Base de datos de módulo de resiliencia	45

3.4	Modelo para estimar los datos de $M_r$ en suelos finos plásticos	45
4	Conclusiones	49
	Referencias	51



## Resumen

---

El módulo de resiliencia es uno de los parámetros de diseño de pavimentos más estudiado en varios países. Los estudios han sido sobre las variables que lo afectan, los protocolos para su obtención, el desarrollo de modelos para representar los resultados, la obtención de correlaciones para su estimación, etc. Sobre este último punto, existen decenas de correlaciones para predecir los valores de  $M_r$ , sin embargo, algunas de ellas han sido obtenidas para condiciones de esfuerzo específicas, otras sólo aplican a algún tipo de suelo y otras contienen demasiadas variables. En este documento se presenta un modelo para estimar el módulo de resiliencia para todos los estados de esfuerzos utilizados en el protocolo NCHRP 1-28A. Los resultados de las pruebas se ajustaron con un modelo potencial con parámetros de ajuste  $k_1$  y  $k_2$ . Los valores de  $k_1$  y  $k_2$  se correlacionaron con diferentes propiedades; se encontró que se correlacionaban con el límite líquido, el índice de plasticidad, el contenido de agua óptimo y el grado de saturación correspondiente al contenido de agua óptimo. Las correlaciones se sustituyeron en el modelo potencial y se escribió la nueva expresión para estimar el módulo de resiliencia. El modelo se verificó comparando los datos de laboratorio con los estimados. Se observó que el modelo parece adecuado para estimar el  $M_r$ .



# Abstract

---

The resilient modulus ( $M_r$ ) is one of the parameters most widely studied around the world. Studies on variables that affect it have been put forward, the testing protocols have been deeply studied, models to represent the results of a laboratory test have been published, correlations to estimate  $M_r$  were presented by many authors, etc. Regarding the last issue, there are many correlations, however, some of them were developed just for a stress state, others are for specific soils and some others need a wide variety of data. In this document, the authors put forward a new model to estimate all the resilient values obtained in a laboratory test (for example, values obtained with NCHRP 1-28A protocol). The resilient modulus data were fitted with a power model and the fitting parameters ( $k_1$  and  $k_2$ ) were correlated with index properties. The best correlations were found with properties such as liquid limit, plasticity index, optimum water content and degree of saturation at optimum.

The correlations for  $k_1$  and  $k_2$  were placed in the power model to obtain the final model to estimate  $M_r$ . The model was then verified by comparing the lab data with the values calculated with the model. It was found that the model is adequate to estimate the parameter.



# Resumen ejecutivo

---

En este documento se presenta un estudio sobre módulo de resiliencia. Este parámetro ha sido objeto de varios estudios llevados a cabo en todo el mundo. En varios departamentos de transporte y universidades de Estados Unidos se han determinado bases de datos de este parámetro; se han determinado zonificaciones de valores de módulos de resiliencia para algunos estados. También se han estudiado modelos para representar los datos de módulo de resiliencia. Otros modelos han sido desarrollados para evaluar el efecto de humedecimiento y secado en el módulo de resiliencia, se han propuesto también varias correlaciones para estimar este parámetro, etc.

El objetivo de esta investigación fue la de obtener un modelo para estimar el módulo de resiliencia, pero que éste se basara en pruebas de módulos de resiliencia de suelos mexicanos y, por otro lado, que involucrara pocas variables.

El documento está formulado de la siguiente manera:

En el capítulo uno se tratan aspectos como los primeros usos del término resiliencia en el área de ingeniería de carreteras. En este mismo capítulo se presentan aspectos como la definición de módulo de resiliencia, los procedimientos de prueba existentes para su determinación. Se explica de dónde provienen los estados de esfuerzos contemplados en los protocolos. Enseguida se indican en forma resumida los factores de los que depende el módulo de resiliencia. Posteriormente se enumeran las correlaciones que se han propuesto para estimar el módulo de resiliencia. Algunas de ellas están en función de propiedades como el California Bearing Ratio (CBR), propiedades índice como límites de consistencia, características granulométricas; también existen otras en función de resistencia a compresión simple, etc. Para finalizar el capítulo se tabulan valores típicos de valores de módulo de resiliencia para algunos materiales.

En el capítulo dos primeramente se describen los materiales ensayados y los procedimientos bajo los cuales se determinaron las propiedades índice y de compactación. Se presenta enseguida el procedimiento para la elaboración de los especímenes de ensaye. En este mismo capítulo se describe el equipo para determinar el módulo de resiliencia y el procedimiento utilizado.

En el capítulo tres se resumen primeramente los resultados de propiedades índice de los materiales y las características de compactación de todos los suelos ( $w_{opt}$  y  $\gamma_{dmax}$ ). A continuación se muestra la base de datos de módulos de resiliencia para suelos clasificados como CH, CL, ML, MH, SC y SM. Una vez indicada la base de

datos, los datos de cada suelo se ajustan con un modelo potencial y se tabulan los valores de los coeficientes  $k_1$  y  $k_2$ . Posteriormente, conocidos los valores de  $k_1$  y  $k_2$ , se correlacionan con otras propiedades y se encuentra que  $k_1$  puede relacionarse con el límite líquido, el porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200 y con el contenido de agua óptimo. El valor de  $k_2$  se correlaciona con el índice de plasticidad y el grado de saturación en la condición óptima de compactación. Una vez determinadas las correlaciones, se escribe el modelo para predecir el módulo de resiliencia. Finalmente se verifica comparando los valores del modelo con los de laboratorio y se encuentra que el modelo parece ser adecuado.

Finalmente se presentan las conclusiones y referencias del documento.

# Introducción

---

Una de las fases del diseño del pavimento es la evaluación de las respuestas de éste ante las cargas del tránsito, es decir, determinar los esfuerzos y las deformaciones (en posiciones críticas) que se presentan en cada uno de los materiales que conforman la estructura del pavimento. Éstas a su vez, sirven como parámetros de entrada en las funciones de transferencia, las cuales relacionan los esfuerzos y deformaciones con el número de cargas que puede soportar el pavimento antes de que alcance una condición terminal (Theyse et al., 1996).

Para llevar a cabo el cálculo de esfuerzos y deformaciones se utilizan los programas multicapa o de elemento finito, los cuales requieren como variable de entrada parámetros como el módulo de resiliencia (en adelante sólo se utiliza la nomenclatura  $M_r$ ) y la relación de Poisson. El segundo parámetro varía entre 0.1 y 0.5 para materiales de construcción de carreteras (Huang, 1993), por lo cual no se hacen estudios profundos de esta relación, sin embargo, el  $M_r$ , presenta dependencia de diferentes variables y su rango de variación es muy amplio. Debido a esto, es necesario que este parámetro se determine para los materiales utilizados en la construcción de las capas inferiores de los pavimentos.

## Descripción del problema y justificación

Uno de los problemas a los que se enfrenta el ingeniero que diseña pavimentos es la obtención de las propiedades de los materiales requeridos en el diseño. Esta problemática se acentúa con el uso del método de diseño empírico-mecanicista, ya que éste requiere una gran cantidad de datos de entrada en comparación con los que se utilizaban en las metodologías anteriores.

Uno de los parámetros de diseño que más atención ha recibido por parte de los investigadores es el módulo de resiliencia. Uno de los temas más abordados es el desarrollo de correlaciones para estimarlo. Esto se debe a que no todos los laboratorios comerciales cuentan con el equipo para poder medirlo, sin embargo, es importante que antes de utilizar estas correlaciones, se verifiquen para determinar cuál de ellas puede ser la más adecuada y, de preferencia, obtener las correlaciones de cada país.

## **Objetivos del trabajo**

### **Objetivo general**

Desarrollar un modelo para estimar el módulo de resiliencia de suelos finos compactados en la condición óptima de compactación.

### **Objetivos específicos**

1. Llevar a cabo una investigación bibliográfica para enumerar las correlaciones propuestas para predecir el  $M_r$ .
2. Determinar la base de datos de  $M_r$  en la que se sustentará el desarrollo del modelo. La base de datos estará conformada por resultados obtenidos por los autores así como resultados publicados en la literatura.
3. Llevar a cabo la verificación del modelo desarrollado.



# **1 El módulo de resiliencia**

---

## **1.1 Introducción**

La resiliencia es un vocablo que se utiliza en casi cualquier área del conocimiento. Por ejemplo, en música se habla de “resiliencia por una nota”<sup>[2]</sup>. En ecología se estudia “la resiliencia de los ecosistemas”. También se habla de desarrollar ciudades resilientes<sup>[4]</sup>. Se han publicado igualmente varios libros en los que se hace mención a la palabra resiliencia, por ejemplo: “la maravilla del DOLOR: el sentido de la resiliencia, de Boris Cyrolnik; Saber crecer: resiliencia y espiritualidad, de Rosa Argentina Rivas; “todos somos resilientes” (de Erik Hollnagel, David D. Woods y Nancy Leveson). En ingeniería por ejemplo, se ha escrito sobre “entendiendo la resiliencia de la infraestructura”, etc.

Cabe preguntarse, sin embargo, ¿qué significa esta expresión? ¿Quién fue el primero en utilizarlo en el área de pavimentos? ¿Cómo se determina? ¿Cómo se puede predecir? Estos aspectos se abordan en lo restante de este capítulo.

## **1.2 Los primeros usos del término resiliencia en la ingeniería de carreteras**

### **1.2.1 Relación entre deflexión del pavimento y su resistencia**

En 1938 Francis Hveem del Departamento de Carreteras de California (hoy Caltrans), inició la evaluación de deflexiones transitorias en pavimentos; para 1955 había instalado 400 equipos de medición de deflexión (LVDTs) en 43 proyectos (Hveem, 1955; Hveem, et al., 1962 citados por Irwin, 2002). Los LVDTs se referenciaron a una profundidad de 0.91 m por debajo de la superficie del pavimento. En consecuencia, estos dispositivos proporcionaron no sólo la deflexión total, sino que se tenía una idea de con cuánto contribuía cada material.

Las mediciones se correlacionaron con valores de deflexión medidos con viga Benkelman, además, el estudio se complementó con mediciones de propiedades resilientes de los materiales extraídos de cada sección.

El objetivo de Hveem era definir los niveles máximos permitidos de deflexión para usarlos en el diseño y evaluación del pavimento. De hecho, el Departamento de Carreteras utilizaba los valores establecidos en la Tabla 1.1.

**Tabla 1.1 Valores de deflexión máxima con propósitos de diseño (Hveem et al., 1962 citado por Irwin, 2002)**

Espesor del pavimento, mm*	Tipo de pavimento	Deflexión máxima con propósitos de diseño (tentativo) (mm)
200	Concreto de cemento Portland	0.3048
150	Base tratada con cemento (superficie con pavimento asfáltico)	0.3048
100	Concreto asfáltico	0.4318
75	Concreto asfáltico sobre base de grava (mezclado en planta)	0.508
50	Concreto asfáltico sobre base de grava (mezclado en planta)	0.635
25	Concreto asfáltico sobre base de grava (mezclado en obra)	0.9144
13	Tratamiento superficial	1.27

\*Nota: Los datos originales se convirtieron a unidades métricas y se redondearon.

En el artículo “The effect of resilience-deflection relationship on the structure design of asphaltic pavements (Hveem et al., 1962)”, se observó lo siguiente:

*“Indudablemente, las investigaciones de deflexiones futuras en una gran variedad de pavimentos en los Estados Unidos, permitirá que el ingeniero en carreteras asigne niveles de deflexión seguros a las carreteras con razonable confianza de tal manera que estas estructuras no se fatiguen durante su vida útil”.*

Cabe señalar que la resiliencia de un suelo la medían con un equipo llamado “resiliómetro”, y que la resiliencia se reportaba como un cambio volumétrico debido a la carga cíclica aplicada a la muestra. Respecto a la medición del valor de resiliencia, además, conviene aclarar que el desplazamiento volumétrico se registraba después de un cierto valor, de tal manera que los datos reflejaran, casi completamente, la deformación resiliente del espécimen.

Hveem et al (1962) indicaron que para introducir el factor de resiliencia en el diseño estructural del pavimento era necesario ligar las mediciones de laboratorio con comportamiento de campo, medido mediante deflexiones. Entonces, como resultado de las investigaciones de campo y laboratorio, se obtuvo una gráfica de deflexiones contra resiliencia (Figura 1.1). Con esta gráfica y conociendo el valor de resiliencia de los materiales, se obtenía el valor de deflexión, el cual se comparaba con los valores de la Tabla 1.1. Si el valor de deflexión era mayor al diseño, entonces se modificaban los espesores de los materiales o el tipo de material.

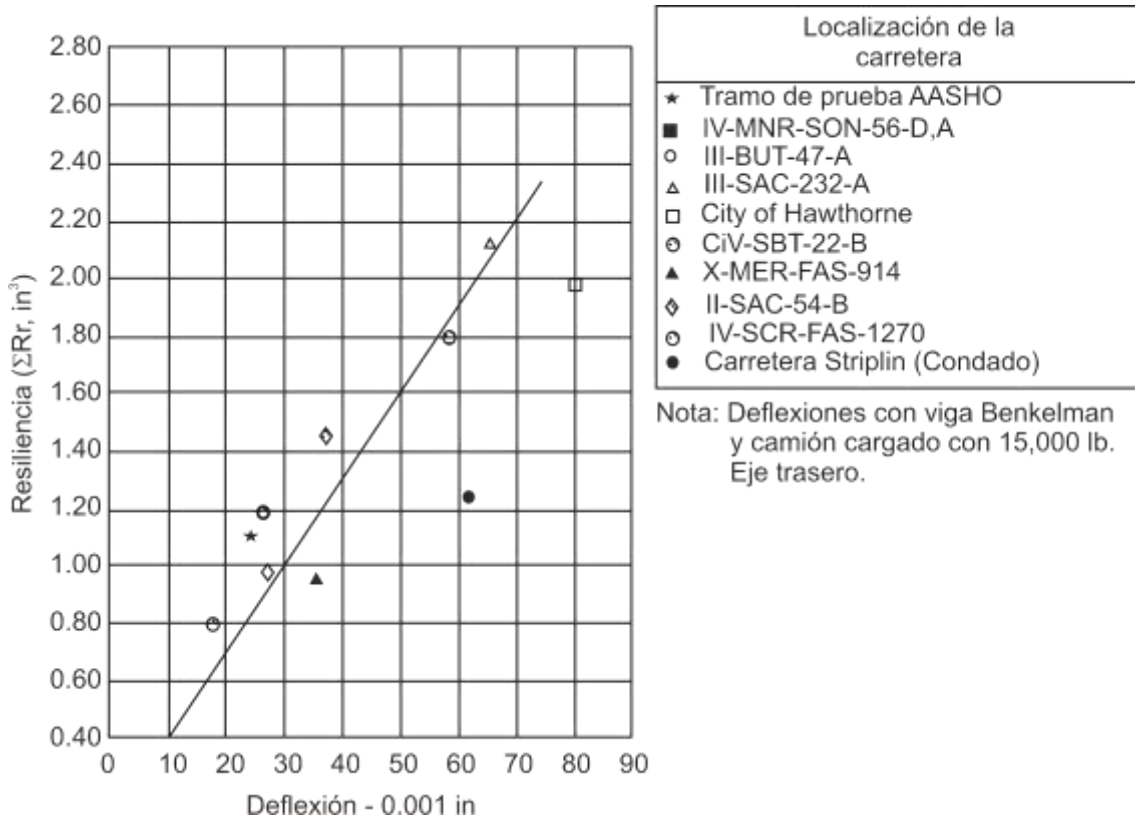


Figura 1.1 Resumen de los valores de resiliencia contra deflexiones de campo

### 1.3 Definición de módulo de resiliencia

Es hasta 1955 que Seed introduce el término módulo de resiliencia y lo define como la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación recuperable de una prueba triaxial (Ecuación 1.1).

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1.1)$$

En donde:

$\sigma_d$  = Esfuerzo desviador

$\epsilon_r$  = Deformación recuperable

A partir de su introducción, este parámetro ha sido ampliamente investigado en varios países. Algunos de los temas tratados son: evaluación de los protocolos de prueba, factores que afectan su determinación, desarrollo de bases de datos de  $M_r$

tanto para suelos finos como para materiales granulares, determinación de modelos de predicción, etc.

## 1.4 Protocolos para la determinación del módulo de resiliencia en laboratorio

Uno de los primeros protocolos para determinar el módulo de resiliencia fue el AASHTO T274-82, el cual fue muy criticado por el tiempo de prueba (5 horas) y que el nivel de cargas era muy severo, por lo que el espécimen podía fallar en la etapa de acondicionamiento. Posteriormente se llevaron a cabo tres modificaciones y las correspondientes nomenclaturas fueron: AASHTO T292-91, en el cual se redujo el tiempo de prueba a 2.5 horas. Para 1992, AASHTO adoptó el método de prueba SHRP P46, al que se dio la denominación AASHTO T294-92 (AASHTO 1994). Posteriormente se actualizó y se nombró AASHTO T307-99. Las diferencias de estos protocolos eran el tipo de señal aplicada y el uso de LVDTs. En la Tabla 1.2 se resumen las diferencias y en la 1.3 se indican los estados de esfuerzos aplicados en cada protocolo.

**Tabla 1.2 Tipo de onda utilizada y frecuencia de carga en los protocolos AASHTO (suelos finos)**

	T-274-82	T-292-91	T-294-94	T-307-99
Señal aplicada	Seno, haversine, rectangular y triangular	Rectangular y triangular	Haversine	Haversine
Duración de la carga (s)	0.1	0.1 a 1.0	0.1	0.1
Duración del ciclo (s)	1.0 a 3.0	1.0 a 3.0	1.0	1.0 a 3.0

**Tabla 1.3 Estados de esfuerzos aplicados en los protocolos AASHTO**

Procedimiento de prueba	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	Número de ciclos
T274-82	7	41, 21, 0	200
	14	41, 21, 0	200
	28	41, 21, 0	200
	55	41, 21, 0	200
	69	41, 21, 0	200
T-292-91	21, 34, 48, 69, 103	21	50
T294-94	14, 28, 41, 55, 69	41	100
	14, 28, 41, 55, 69	21	100
	14, 28, 41, 55, 69	0	100
T307-99	14, 28, 41, 55, 69	41	100
	14, 28, 41, 55, 69	28	100
	14, 28, 41, 55, 69	14	100

El protocolo AASHTO T294-94 se basó en el de SHRP P46 (Resilient Modulus for Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soil), el cual tiene las características presentadas en la Tabla 1.4 y 1.5.

**Tabla 1.4 Protocolo SHRP P46. Resilient Modulus for unbound granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soil**

Tipo de material	Características	Duración de aplicación de carga	Duración del ciclo	Localización de LVDTs	Espécimen	Método para reconstituir muestras	No de capas del espécimen
I	Menos del 70% pasa la malla 70.  20% máximo de material que pasa la malla 200	0.1 s	1 s	Fuera de la cámara triaxial	15 cm de diámetro	Vibratorio	5
II	Suelos con clasificación A-4, A-5, A-6, A-7, A-1-b, A-2 y A-3				7.1 cm de diámetro	Estático	

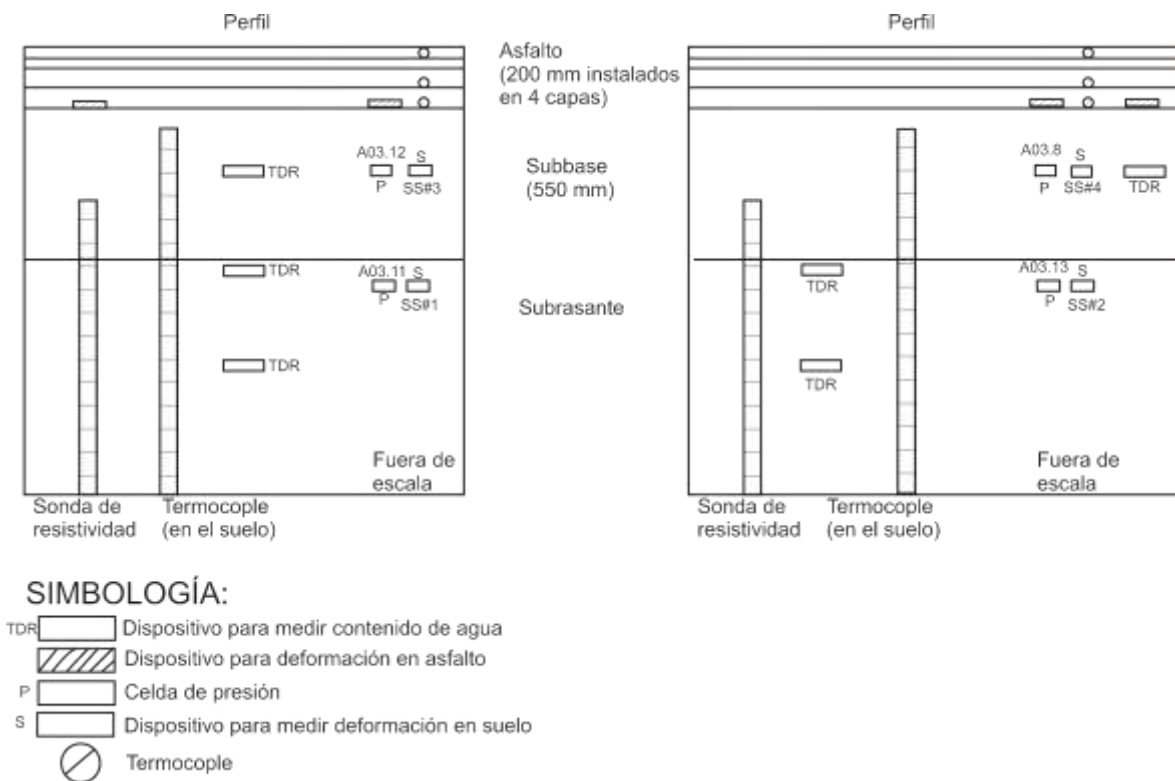
**Tabla 1.5 Secuencia de carga del protocolo SHRP P46**

Secuencia No.	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	No. de aplicaciones de carga
0*	41.4	27.6	1000
1	41.4	13.8	100
2	41.4	27.6	100
3	41.4	41.4	100
4	41.4	55.2	100
5	41.4	69.0	100
6	20.7	13.8	100
7	20.7	27.6	100
8	20.7	41.4	100
9	20.7	55.2	100
10	20.7	69.0	100
11	0.0	13.8	100
12	0.0	27.6	100
13	0.0	41.4	100
14	0.0	55.6	100
15	0.0	69.0	100

La versión del protocolo SHRP P46 de 1989 contempla lo mencionado anteriormente, pero en las últimas secuencias de carga el confinamiento se incrementó a 13.8 kPa.

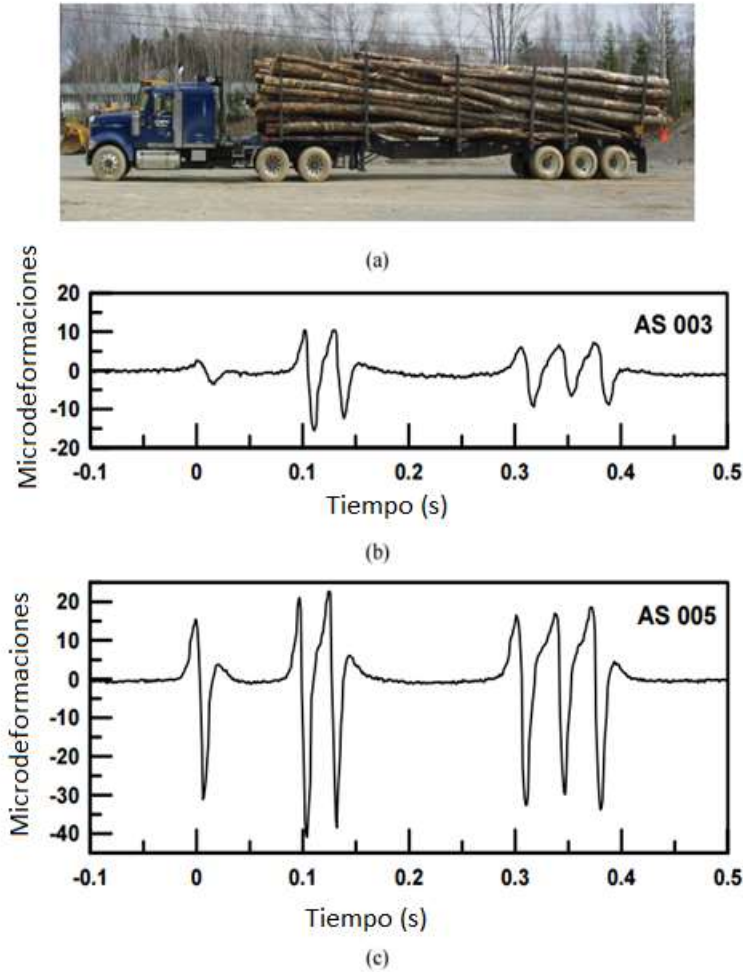
## 1.5 ¿De dónde vienen los estados de esfuerzos utilizados en la prueba de $M_r$ ?

Varias secciones de pavimento han sido instrumentadas en otros países. El propósito es determinar el estado de esfuerzos y deformaciones de los diferentes materiales que constituyen la sección estructural. Por ejemplo, Swett (2007), evaluó esfuerzos y deformaciones en una sección de 60 m que se reconstruyó en Maine, Estados Unidos. Los dispositivos que se colocaron fueron: sensores de temperatura, de contenido de agua, de esfuerzo y de deformación. Estos sensores se instalaron tanto en el material de carpeta, subbase y subrasante. La Figura 1.2 muestra el perfil donde se puede observar la colocación de cada uno de los sensores y su tipo.



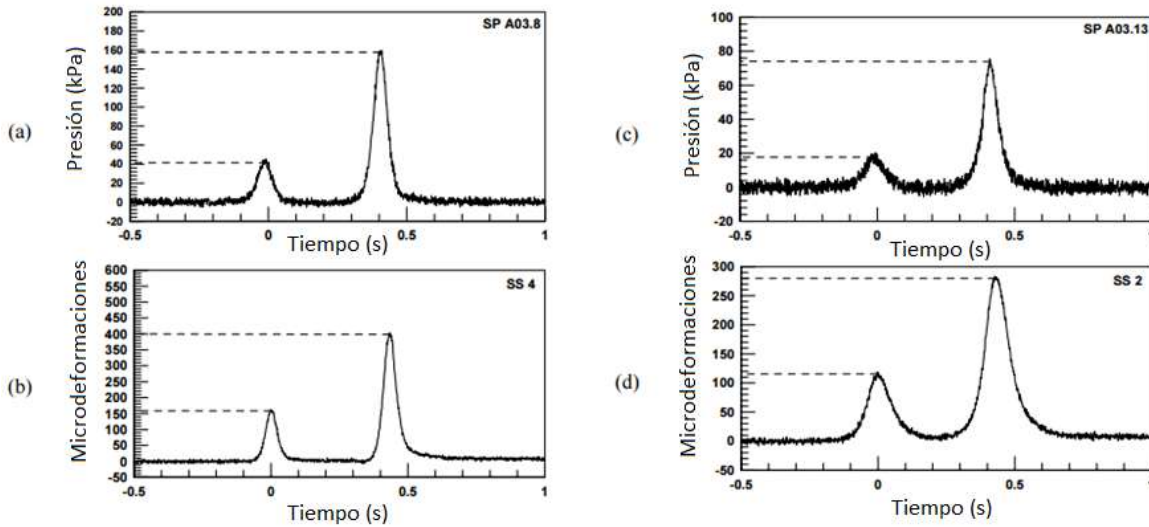
**Figura 1.2 Perfil del pavimento en donde se observa la colocación de la instrumentación**

Un ejemplo de las deformaciones medidas en dos puntos de la carpeta se muestran en la Figura 1.3. En esta figura se observa los niveles de deformación que se presentan en la carpeta cuando pasa un vehículo de seis ejes. La posición 498-003 se localiza cerca de la línea de centro del carril y la 498-005 se encuentra cerca del hombro.



**Figura 1.3 (a) Vehículo de seis ejes; (b) gráfica de deformación en el asfalto en la estación 3+599, posición 498-003; (c) deformaciones en la carpeta en la estación 3+599, posición 498-005**

Con respecto a las mediciones de esfuerzos y deformaciones a nivel de subbase y subrasante, se observó primeramente que los sensores de presión presentaban bastante variación en la medición, no así los sensores de deformación. A pesar de esto, se obtuvieron algunas mediciones como las que se presentan en la Figura 1.4. De esta figura se pueden constatar, que para el caso de esta sección y debido al paso de un vehículo cargado (vehículo de dos ejes), a nivel de subrasante se tiene un esfuerzo aproximado de 80 kPa cuando pasa el eje con mayor carga.

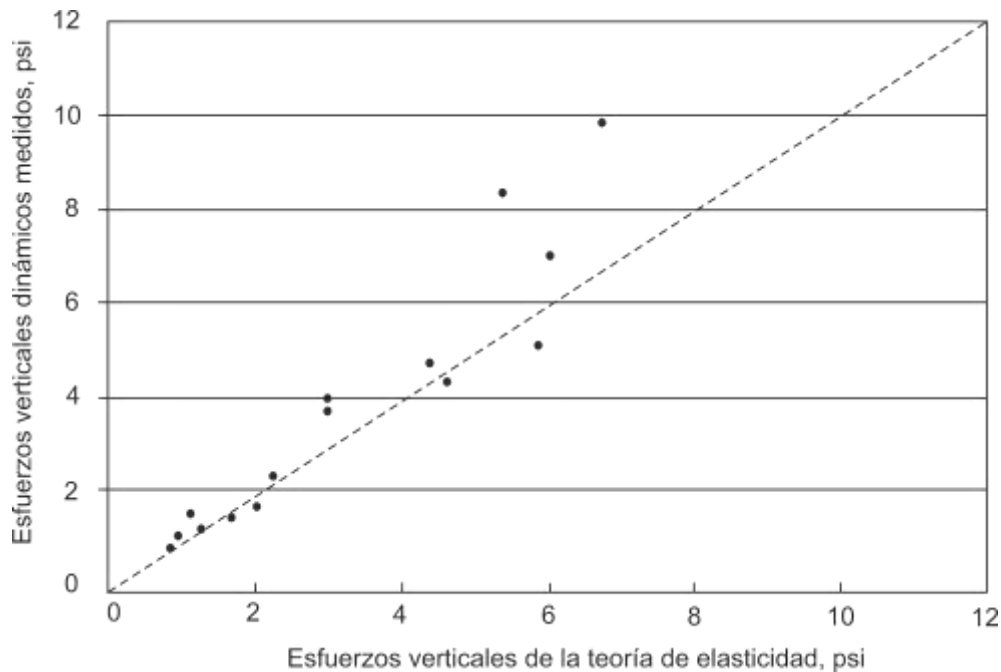


**Figura 1.4 (a y b) Esfuerzo y deformación en la subbase debidas al paso de un vehículo cargado de dos ejes; (c y d) Esfuerzos y deformaciones en la subrasante debidas al paso de un camión cargado de dos ejes**

En un estudio llevado a cabo por el Laboratorio de Tránsito y Transporte de Londres (TRRL), se utilizaron instrumentos de medición piezoeléctricos para registrar esfuerzos verticales en la base y subrasante de un pavimento. El pavimento tenía una sección conformada por 4 in de mezcla asfáltica, una base de 6 a 8 in (la base podía ser de concreto, suelo-cemento, roca triturada o base tratada con asfalto). Se hizo circular una rueda con una carga de 2300 lb viajando a una velocidad de 9.3 mph. Los esfuerzos verticales fueron medidos en la parte superior de cada capa.

En este estudio se compararon los esfuerzos verticales de campo y los obtenidos con un modelo multicapa; los resultados concordaban adecuadamente (Figura 1.5). De esta figura se aprecia además que los esfuerzos medidos en la subrasante pueden variar entre 1 y 10 psi; las mediciones corresponden a los diferentes tipos de bases estudiadas.

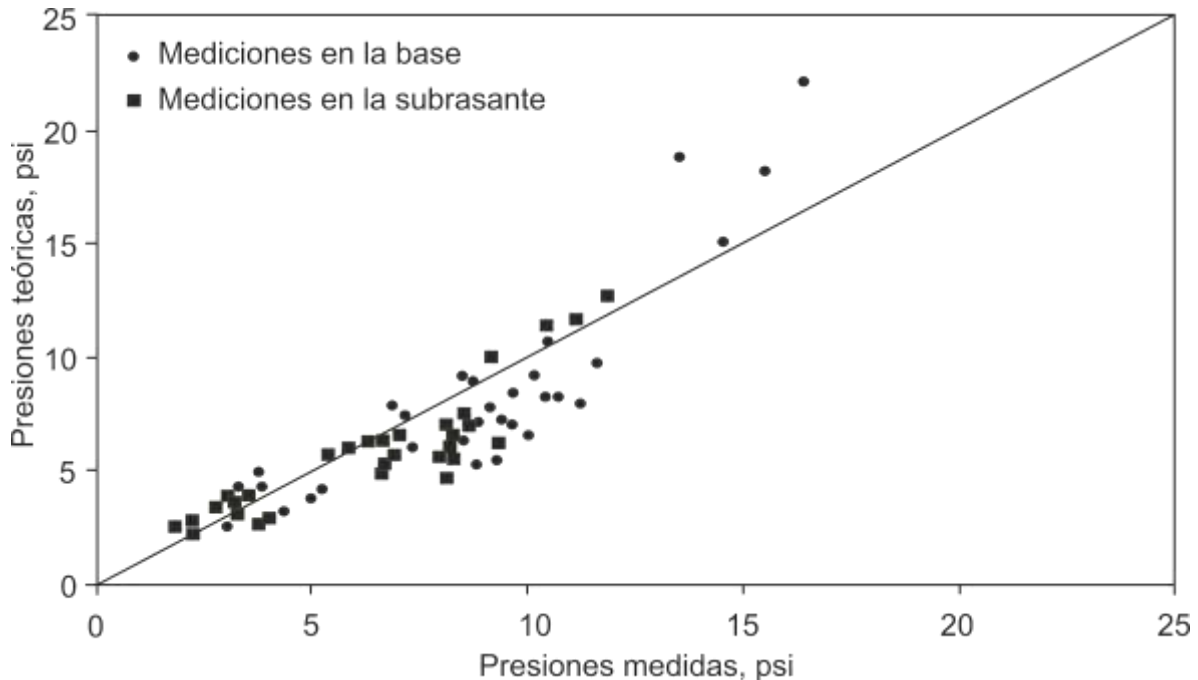




**Figura 1.5 Comparación de valores de esfuerzos en la subrasante (Whiffin y Lister, 1962; citado por Selvaraj, 2012)**

En el Centro Nacional para la Tecnología del Asfalto (NCAT) se realizó un estudio para comparar las respuestas teóricas de un pavimento (esfuerzos y deformaciones) con las medidas en campo. En este estudio se utilizaron 8 secciones de prueba que fueron instrumentadas para medir esfuerzos en la capa de base y subrasante. Las secciones tenían diferentes espesores de carpeta asfáltica y se utilizaron asfaltos modificados y no modificados. Para la aplicación de la carga se utilizó un trailer triple y una caja de trailer. El trailer triple tenía una carga de 12 kip en el eje direccional, en el eje tándem 40 kip y cinco ejes simples con 20 kip cada uno. La caja del trailer tenía un eje direccional con una carga de 12 kip y dos ejes tándem de 34 kip cada uno (Selvaraj y Timm, 2006; citado por Selvaraj, 2012).

Los resultados indicaron que en general lo calculado por medio de elasticidad comparaba bien con las respuestas medidas en campo. Por otro lado, los esfuerzos verticales en la subrasante variaron aproximadamente entre 2 y 12 psi (14 y 90 kPa) (Figura 1.6).



**Figura 1.6 Comparación de las presiones calculadas y medidas en base y subrasante; medidas en la pista NCAT (Modificada de Selvaraj y Timm, 2006; citados por Selvaraj, 2012)**

De este tipo de investigaciones se ha determinado el estado del esfuerzo al que está sometido cada una de las muestras ensayadas en la prueba de módulo de resiliencia.

## 1.6 Factores que afectan el módulo de resiliencia

Para determinar el efecto que tienen algunos factores en el módulo de resiliencia se han llevado a cabo varios estudios. A continuación se resumen algunos de los factores reportados en la literatura.

### Condiciones físicas del suelo

El módulo de resiliencia de los suelos de subrasante se reduce con el incremento en contenido de agua o grado de saturación (Barksdale 1972; Fredlund 1977; Drumm et al. 1997; Huang, 2001; Butalia 2003, y Heydenger 2003, citados por Titi et al. 2006).

Drumm et al. (2006) (citado por Titi et al. 2006) estudiaron la variación del módulo de resiliencia con un incremento en el contenido de agua posterior a la compactación. De su estudio se encontró que el módulo se redujo cuando se incrementó el grado de saturación.

Por otro lado, el peso volumétrico también es una de las variables que afecta el  $M_r$  y ha sido estudiado por diferentes investigadores (Smith y Nair 1973, Chou 1976,

Allen 1996, Drumm 1997 citados por Titi et al. 2006). Los resultados indican que un incremento en densidad incrementa el módulo de resiliencia, sin embargo, el efecto es menor que el del contenido de agua (Rada y Witczak 1981 citado por Titi et al. 2006).

### **Condiciones de esfuerzo**

El  $M_r$  es una propiedad que depende del estado de esfuerzos. Un incremento en el esfuerzo desviador resulta en un decremento en módulo de resiliencia de suelos cohesivos y un incremento en el confinamiento lo aumenta.

Rada y Witczak (1981) encontraron que la duración del esfuerzo, la frecuencia, y el número de repeticiones para alcanzar la deformación resiliente de equilibrio tienen muy poco efecto en el módulo de resiliencia. Con respecto al último factor, Pezo et al (1992) y Nazarian y Filiberti (1993) reportaron que el condicionamiento del espécimen afecta el módulo de resiliencia e indicaron que la historia de esfuerzos juega un papel clave en la evaluación del módulo (Titi et al. 2006).

### **Otros factores**

Otros factores que tienen influencia en el módulo son: Tipo de suelo, cantidad de material fino y límites de consistencia, método de preparación de la muestra, tamaño de la muestra, granulometría, ciclos de congelamiento y deshielo, etc. Por ejemplo, Thompson y Robnett (1979) indicaron que suelos con un índice plástico bajo, bajo límite líquido, bajo valor de peso específico relativo de sólidos y alto contenido de materia orgánica, proporcionan como resultado módulos de resiliencia bajos.

Seed et al. (1962) reportó que la compactación estática da como resultado módulos de resiliencia mayores a los obtenidos cuando se compacta por medio de amasado.

## **1.7 Correlaciones para predecir el módulo de resiliencia**

El módulo de resiliencia puede ser determinado de tres formas (Malla, y Joshi, 2007):

1. Con pruebas de laboratorio de carga repetida,
2. De correlaciones con propiedades índice y
3. Retrocalculando el valor de pruebas no destructivas.

En este inciso sólo se resume el segundo; el primer caso se presenta en el capítulo de procedimientos de prueba y el último no se documenta por no estar dentro del alcance de este documento de trabajo.

### 1.7.1 Determinación del módulo de resiliencia a partir de correlaciones que involucran el CBR

El  $M_r$  es una propiedad que en los últimos años ha sido ampliamente estudiada. Su determinación es a partir de una prueba de carga cíclica de laboratorio, sin embargo, en la literatura se menciona que determinarlo de esta forma requiere de equipos costosos y personal especializado. Por tal motivo, durante los últimos 20 años, se han propuesto varios modelos para predecir este parámetro. Algunos de ellos están formulados con variables de esfuerzo, otros con propiedades físicas u otros con ambos. Sin embargo, una de las desventajas de los modelos es que han sido desarrollados para ciertos tipos de suelos, cuando se han tratado de aplicar a otros se han obtenido desviaciones importantes (Kim et al., 2006).

Han sido varias las investigaciones en las que se han propuesto modelos o correlaciones. Por ejemplo, en la Tabla 1.6 se resumen algunas de las correlaciones que involucran el CBR.

**Tabla 1.6 Correlaciones que involucran el CBR (Gopalakrishnan y Thompson, 2007)**

Relación	Referencia
$M_r (ksi) = 1.42CBR$ Para suelos con CBR menores a 10 (1.2)	Heukelon y Klomp (1962)
$M_r (psi) = 5409CBR^{0.71}$ (1.3)	Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (Green y Hall, 1975)
$M_r (psi) = 3000CBR^{0.65}$ (1.4)	South African Council on Scientific and Industrial Research (CSIR)
$CBR = 0.62s_u (psi)$ (1.5)	Black (1961) y Duncan y Buchignani (1976)
$M_r = 100 - 500s_u$ (1.6)	
$M_r = 500 - 1500s_u$ (1.7)	
$M_r (psi) = 160 \text{ a } 2420CBR$ (1.8) PI > 30 PI < 30 Donde $s_u$ = resistencia al corte no drenada y PI = índice plástico	
$M_r (psi) = 2555CBR^{0.64}$ (1.9)	Powell et al. (1984) y NCHRP (2004) Transport and Road Research Laboratory (TRRL) y M-E Pavement Design Guide-Level 2 (USA)
$M_r (psi) = 3116CBR^{0.67797}$ (1.10)	Webb y Campbell (1986) Departamento de Transporte de Georgia
$M_r (psi) = 10^{(0.85\log(CBR)+2.97)}$ (1.11)	Newcomb y Birgisson (1999) Departamento de Transporte de Alabama
$\log M_r (ksi) = 1.0016 + 0.043(CBR) - 1.9557\left(\frac{\log \sigma_d}{CBR}\right) - 0.1705 \log \sigma_d$ (1.12)	Lofti (1984) y Lofti et al (1988)

El Departamento de Transporte de Ohio utiliza otra correlación para obtener el módulo de resiliencia en función del CBR, sin embargo, el valor de CBR lo obtienen mediante un nomograma que relaciona este parámetro con el índice de grupo (Figura 1.7).



**Figura 1.7 Relación entre el CBR, Índice de grupo y clasificación AASHTO (adaptada de ODOT 2008)**

Una vez que se tiene el CBR, entonces el  $M_r$  se obtiene con la siguiente expresión:

$$M_r (ksi) = 1.2 \times CBR \quad (1.13)$$

### 1.7.2 Determinación del módulo de resiliencia a partir de pruebas de resistencia en compresión no confinada

El  $M_r$  no sólo se ha tratado de predecir a partir de pruebas de CBR, la resistencia a compresión es otra de las pruebas que también se ha utilizado en gran medida para obtenerlo. Así lo muestran los estudios como el llevado a cabo por Lee et al. (1997) que presentaron una relación simple entre los resultados de compresión no confinada y el  $M_r$  para suelos cohesivos. Para desarrollar dicha relación estos autores llevaron a cabo pruebas de  $M_r$  y resistencia a compresión en tres suelos arcillosos de Indiana –clasificados como A-4/A-6 (CL), A-6(CL), y A-7-6 (CH).

En este estudio, los autores primeramente aplicaron carga al espécimen -a una velocidad de 1%/min- hasta una deformación de 1% y después realizaron la prueba de módulo de resiliencia. Para obtener la relación, se eligió el módulo de resiliencia determinado a un esfuerzo de 6 psi y una presión de confinamiento de 3 psi. Al relacionar el esfuerzo obtenido a 1% de deformación ( $S_{u1\%}$ ) se observó una correlación con coeficiente  $R^2$  de 0.97 independientemente del contenido de agua y del peso volumétrico. La expresión de  $M_r$  se escribió como:

$$M_r(\text{psi}) = 695.4 \times (S_{u1\%}) - 5.93 \times (S_{u1\%})^2 \quad (1.14)$$

Hossain y Kim (2014) evaluaron el módulo de resiliencia de suelos de Virginia utilizando el procedimiento AASHTO T307. En su estudio también determinaron resistencia a compresión no confinada, por lo que pudieron verificar el modelo propuesto por Lee et al (1997). Para realizar la verificación sólo se utilizaron los valores de módulo de resiliencia para un esfuerzo desviador de 6 psi y una presión de confinamiento de 2 psi (en el estudio de Lee et al. 1997 se utilizó mismo esfuerzo desviador pero 3 psi de presión de confinamiento), además, se utilizaron los resultados de muestras compactadas en forma estática. Hossain y Kim nuevamente encontraron una muy buena correlación con pequeñas variaciones en los coeficientes de la ecuación como se muestra en la expresión siguiente:

$$M_r(\text{psi}) = 657 \times (S_{u1\%}) - 6.75 \times (S_{u1\%})^2 \quad (1.15)$$

$$R^2 = 0.97$$

Hossain y Kim (2014) también muestran en el mismo documento otras dos relaciones para estimar el  $M_r$  (de suelos finos) de muestras compactadas en forma estática o dinámica. Éstas además de tomar en cuenta la resistencia en compresión no confinada utilizan como variables otras propiedades índice:

$$\text{(Compactación estática)} \quad M_r(\text{psi}) = 7884.2 + 99.7 \times Q_u + 193.1 \times \text{PI} - 47.9 \times P_{200} \quad (1.16)$$

$$R^2 = 0.86$$

$$\text{(Compactación dinámica)} \quad M_r(\text{psi}) = 6113 + 95.1 \times Q_u + 173.7 \times \text{PI} - 27.8 \times P_{200} \quad (1.17)$$

$$R^2 = 0.91$$

Donde:

$M_r$  = Módulo de resiliencia (psi)

$Q_u$  = Resistencia en compresión última (psi)

$P_{200}$  = Porcentaje de material que pasa la malla No. 200

PI = Índice de plasticidad (PI = 0 para suelos no plásticos)

Thompson y Robnett (1979) estudiaron el módulo de resiliencia de suelos finos de Illinois. En su estudio llevaron a cabo pruebas índice, valor de soporte California (CBR), resistencia a compresión no confinada y módulo de resiliencia. Con los resultados estos autores propusieron dos expresiones para estimar el módulo de resiliencia. Cabe señalar señalar sin embargo que los coeficientes de correlación fueron bajos, es decir, 0.47 y 0.53, respectivamente.

$$M_r(\text{ksi}) = 3.49 + 1.9 \times \text{módulo tangente inicial} \quad (1.18)$$

$$M_r(\text{ksi}) = 0.86 + 0.307 \times \text{resistencia en compresión confinada} \quad (1.19)$$

Por su lado, Drumm et al (1990) determinaron una correlación para estimar el  $M_r$  de suelos de Tennessee. Los suelos utilizados fueron: 6 suelos clasificados como A-4 (3 CL, 1 SM-CL y 2 ML); un suelo se clasificó como A-2-4 (SM), uno como A-6 (CL), dos como A-7-5 (MH) y uno como A-7-6 (CL). Cada suelo se ensayó a dos grados de saturación. Las pruebas de módulo de resiliencia sólo se llevaron a cabo con un esfuerzo desviador de 6 psi y cero como presión de confinamiento. Posterior a la prueba de  $M_r$ , en el mismo espécimen se determinó la resistencia a compresión no confinada. La expresión para estimar el  $M_r$  fue la siguiente:

$$M_r(\text{ksi}) = 45.8 + 0.00052(1\dot{a}) + 0.188(q_u) + 0.45(\text{PI}) - 0.216(\gamma_d) - 0.25(\text{S}) - 0.15(\text{P}_{200}) \quad (1.20)$$

$$R^2 = 0.83$$

Donde:

$M_r$  (ksi) = Valor de módulo de resiliencia

$a$  = Módulo tangente inicial de la curva esfuerzo-deformación (psi)

$q_u$  = Resistencia en compresión no confinada (psi)

PI = Índice de plasticidad (%)

$\gamma_d$  = Peso específico seco (pcf)

S = Grado de saturación (%)

$P_{200}$  = Porcentaje de material que pasa la malla No. 200

Con los mismos datos, Drumm et al (1990) desarrollaron otra expresión de  $M_r$  pero en este caso el rango del esfuerzo desviador fue de 2.5 a 25 psi.

$$M_r(\text{ksi}) = \frac{(a' + b' \sigma_d)}{\sigma_d}; R^2 = 0.73 \quad (1.21)$$

$$a' = 318.2 + 0.337(q_u) + 0.73(\% \text{clay}) + 2.26(\text{PI}) - 0.92(\gamma_d) - 2.19(\text{S}) - 0.304(\text{P}_{200}) \quad (1.22)$$

$$b' = 2.10 + 0.00039(1\dot{a}) + 0.104(q_u) + 0.09(\text{LL}) - 0.10(\text{P}_{200}) \quad (1.23)$$

Donde:

$q_u$  = Resistencia en compresión no confinada (psi)

%clay = Porcentaje de suelo más fino que 0.002 mm,

PI = Índice de plasticidad (%),

$\gamma_d$  = Peso volumétrico seco (pcf),

S = Grado de saturación (%), y

P<sub>200</sub> = Porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200

σ<sub>d</sub> = Esfuerzo desviador (psi)

Hossain et al. (2011) desarrollaron otra ecuación para estimar el módulo de resiliencia tomando en cuenta datos de resistencia de 130 muestras de suelos de Oklahoma.

$$\frac{M_r}{P_a} = 2494.2 + 0.6(PI) - 8.66(P_{200}) + 16.4(GI) + 165.53(MCR) - 1961(DR) + 185.29 \left( \frac{q_u}{P_a} \right) \quad (1.24)$$

$$R^2 = 0.44$$

Donde:

M<sub>r</sub> (kPa) = Módulo de resiliencia para un esfuerzo desviador de 41.34 kPa y presión de confinamiento de 13.78 kPa.

P<sub>a</sub> = Presión atmosférica (kPa),

PI = Índice de plasticidad (%)

P<sub>200</sub> = Porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200,

GI = Índice de grupo,

MCR = Proporción de contenido de agua (contenido de agua/contenido de agua óptimo)

DR = Proporción de densidad (densidad seca/densidad seca máxima)

Hossain y Kim (2014) llevaron a cabo pruebas de módulo de resiliencia con suelos de subrasante de Virginia. Las pruebas las llevaron a cabo con norma AASHTO T307-10. Después de la prueba de módulo de resiliencia llevaron a cabo una prueba de compresión no confinada, que consistió en aplicar carga estática al espécimen a una velocidad de 1%/min. También realizaron pruebas a las que llamaron “quick shear test”. Esta prueba se llevó a cabo después de la de M<sub>r</sub>. El confinamiento fue de 34.5 kPa y una velocidad de aplicación de carga de 1%/min. Con los datos obtenidos se propusieron las siguientes ecuaciones para predecir el M<sub>r</sub> (Tabla 1.7).



Tabla 1.7 Correlacione de  $M_r$  a partir de resistencia a compresión sin confinar

Modelo	Muestra preparada para UC <sup>a</sup>	Modelo de regresión	R <sup>2</sup> del modelo	Parámetros del modelo
Resistencia a la compresión no confinada	Compactación estática	$M_r = 6062 + 142Q_u$ (1.25)	0.64	$M_r$ = Módulo de resiliencia (psi) $Q_u$ = Resistencia a compresión última (psi)
	Compactación por impactos (con pisón Proctor)	$M_r = 64283 + 143Q_u$ (1.26)	0.73	
Resistencia a la compresión no confinada y propiedades índice	Compactación estática	$M_r = 7884.2 + 99.7Q_u + 193.1PI - 47.9P_{200}$ (1.27)	0.86	PI = Índice de plasticidad (para suelos no plásticos PI = 0) $P_{200}$ = Porcentaje que pasa la malla No. 200
	Compactación por impactos (con pisón Proctor)	$M_r = 6113 + 95.1Q_u + 173.7PI - 27.8P_{200}$ (1.28)	0.91	
Esfuerzo a 1% de deformación de la prueba de resistencia no confinada	Compactación estática	$M_r = 657S_{u1\%} - 6.75(S_{u1\%})^2$ (1.29)	0.97	$S_{u1\%}$ = Esfuerzo al 1% de deformación

### 1.7.3 Determinación del módulo de resiliencia a partir de correlaciones que involucran otras propiedades índice

Jones y Witczak (1977) desarrollaron dos correlaciones para suelos tipo A-7-6 (suelos de subrasante). Éstas se obtuvieron a partir de datos de pruebas triaxiales en carga repetida, aunque los esfuerzos desviadores ( $\sigma_d$ ) utilizados fueron 6, 12 y 18 psi y los de confinamiento ( $\sigma_3$ ) fueron 2, 4, 6, 8 y 12 psi, la correlación sólo se desarrolló para  $\sigma_d = 6$  psi y  $\sigma_3 = 2$  psi. Las expresiones 1.30 y 1.31 se obtuvieron para muestras remoldeadas (se utilizaron 10 muestras) e inalteradas (se utilizaron 97 muestras de campo), respectivamente.

$$\log M_r (ksi) = -0.1328w + 0.0134S + 2.319 \quad (1.30)$$

$$R^2 = 0.94$$

$$\log M_r (ksi) = -0.1111w + 0.0217S + 1.179 \quad (1.31)$$

$$R^2 = 0.45$$

Donde:

w = Contenido de agua (%)

S = Grado de saturación (%)

Thompson y Robnett (1979) estudiaron las características resilientes de varios suelos finos de subrasante de Illinois. Las muestras se prepararon con

compactación por amasado. La correlación obtenida fue para un esfuerzo desviador de 6 psi fue expresada como:

$$M_r(ksi) = 6.37 + 0.034\%CLAY + 0.45PI - 0.0038\%SILT - 0.244CLASS \quad (1.32)$$

Donde:

$M_r$  = Módulo de resiliencia medido para  $\sigma_d = 6$  psi para suelos con una compactación relativa del 95% de acuerdo con la prueba AASHTO T99.

%CLAY = Contenido de arcilla (%)

PI = Índice de plasticidad (%)

%Silt = Contenido de limo (%)

CLASS = Clasificación AASHTO. Ejemplo: A-7-6 debe introducirse como 7.6

Elliot et al. (1988) estudiaron 12 suelos de subrasante de Arkansas. Un suelo era granular y los otros finos. Para estos suelos se determinaron la granulometría, los límites de consistencia, contenido de materia orgánica, el valor de R y las características de compactación (AASHTO T-99) para determinar las correlaciones con el  $M_r$ , el cual fue determinado con el protocolo AASHTO T274-82. Estos autores propusieron dos modelos para 4 y 8 psi de esfuerzo desviador.

Para  $\sigma_d = 4$  psi,

$$M_r(ksi) = 11.21 + 0.17\%CLAY + 0.20PI - 0.73w_{opt} \quad (1.33)$$
$$R^2 = 0.80$$

Para  $\sigma_d = 8$  psi,

$$M_r(ksi) = 9.81 + 0.13\%CLAY + 0.16PI - 0.60w_{opt} \quad (1.34)$$
$$R^2 = 0.77$$

Hudson et al. (1994) llevaron a cabo 75 pruebas de módulo de resiliencia en 8 suelos de subrasante de Tennessee utilizando el protocolo P46 (1989). Los suelos variaron en tipo desde A4 hasta A-7-6 (sistema clasificación AASHTO). Los especímenes se prepararon en un rango de contenidos de agua y pesos volumétricos. Estos fueron compactados con un compactador por amasado. Estos autores sugirieron el siguiente modelo para estimar el  $M_r$ .

$$\begin{aligned} \text{Log}M_r(ksi) = & 46.93 + 0.0188\sigma_d + 0.0333\Delta\gamma_d - 0.1143LI + 0.4680S + 0.0085CLASS^2 \\ & - 0.0033\Delta\gamma_d^2 - 0.0012\sigma_c^2 + 0.0001PL^2 - 0.0278LI^2 - 0.0017S^2 - 38.44\text{Log}S - 0.2222\text{Log}\sigma_d \end{aligned} \quad (1.35)$$

$$R^2 = 0.70$$

Donde:

$\Delta\gamma_d$  = Desviación con respecto al peso volumétrico seco máximo ( $\pm$ pcf) =  $\gamma_d - \gamma_{dmax}$

LI = Índice de liquidez (%)

$\Delta w$  = Desviación con respecto al contenido de agua óptimo,  $w_{opt}$ , basado en la prueba de compactación Proctor ( $\pm$ %)

Pezo y Hudson (1994) también propusieron una correlación para  $M_r$ . Estos autores seleccionaron diferentes suelos de Texas. Las pruebas de  $M_r$  se llevaron a cabo con el protocolo SHRP P46 (1989). La correlación que propusieron se basó en seis factores y se expresó como:

$$M_r = F_0 * F_1 * F_2 * F_3 * F_4 * F_5 * F_6 \quad (1.36)$$

$$R^2 = 0.803$$

Donde:

$F_0$  = 9.80 ksi (unidades inglesas) o 67.60 MPa (para unidades SI)

$F_1$  = Factor de corrección por contenido de agua

$F_2$  = Factor de corrección por densidad seca respecto a la densidad máxima

$F_3$  = Factor de corrección por plasticidad del suelo

$F_4$  = Factor de corrección por edad del espécimen compactado

$F_5$  = Factor de corrección por presión de confinamiento

$F_6$  = Factor de corrección por esfuerzo desviador

Los valores de los factores se muestran en la Tabla 1.8. Cabe señalar que también se estudiaron otras variables (clasificación AASHTO, densidad seca, porcentaje de finos y carga de contacto) para la formulación de la correlación, sin embargo, no se encontraron correlaciones adecuadas con estas variables.

**Tabla 1.8 Valores de los coeficientes F**

Contenido de agua (%)	$F_1$	$\gamma_d/\gamma_{dmax}$	$F_2$	Índice de plasticidad (%)	$F_3$
10	4.0	100	1.00	10	1.00
15	2.0	95	0.90	20	1.50
20	1.0	90	0.80	30	2.00
25	0.5	85	0.70	$\geq 40$	2.50
Edad del espécimen (días)	$F_4$	$\sigma_c$ (kPa/psi)	$F_5$	$\sigma_d$ (kPa/psi)	$F_6$
2	1.00	13.8/2	1.00	13.8/2	1.00
10	1.10	27.6/4	1.05	27.6/4	0.98
20	1.15	41.4/6	1.10	41.4/6	0.96
$\geq 30$	1.20			55.2/8	0.94
				69.0/10	0.92

Las propiedades de los suelos ensayados estaban en los siguientes rangos:

Contenido de agua	10-35%
Compactación relativa	80-100% (AASHTO T99)
Índice de plasticidad	4-52%
Edad del espécimen	2-188 días
Confinamiento	13.8-41.4 kPa
Esfuerzo desviador	11-102.8 kPa

Por su parte Rahim (2005) también llevó a cabo un estudio sobre el módulo de resiliencia para determinar un modelo para estimarlo. En su estudio se extrajeron muestras (con tubo Shelby) de 5 secciones de pavimento. Los intervalos de muestreo de cada sección fueron de 61 m y la profundidad fue de 1.5 m.

Las pruebas de módulo de resiliencia se llevaron a cabo con el método AASHTO TP46 (1993). Después de obtener los resultados de  $M_r$ , de cada gráfica se obtuvo el valor para un esfuerzo desviador de 37 kPa y esfuerzo de confinamiento de 14 kPa. Este estado de esfuerzos se determinó de un análisis multicapa. Con estos datos se llevó a cabo un análisis y se determinó que el mejor modelo para predecir el  $M_r$  para suelos finos se expresa de la siguiente forma:

$$M_r = 17.29 \left[ \left( \frac{LL}{w_c + 1} \times \gamma_{dr} \right)^{2.18} + \left( \frac{\#200}{100} \right)^{-0.609} \right] \quad (1.37)$$

$$R^2 = 0.70$$

Y para suelos arenosos:

$$M_r = 324.14 \left[ \left( \frac{\gamma_d}{w_c + 1} \right)^{0.8998} \left( \frac{\#200}{\log c_u} \right)^{-0.4652} \right] \quad (1.38)$$

$$R^2 = 0.75$$

En donde:

LL = Límite líquido (%)

$w_c$  = Contenido de agua (%)

#200 = Material que pasa la malla No. 200 (%)

$\gamma_{dr}$  = Densidad seca/densidad seca máxima

$\gamma_d$  = Densidad seca ( $\text{kN/m}^3$ )

$c_u$  = Coeficiente de uniformidad

$R^2$  = Coeficiente de determinación

Elliot et al. (1988) (citado por Mokwa y Akin, 2009), investigaron el efecto de la compactación, humedad, congelamiento-deshielo y combinación de esfuerzos

desviadores y confinamiento, en el módulo de resiliencia de 15 suelos de subrasante de Arkansas. Los suelos se clasificaron como A-4, A-6, A-7 y un suelo A-2. La pruebas triaxiales de carga repetida se llevaron a cabo con  $\sigma_3 = 0, 3$  y  $6$  psi, mientras que el  $\sigma_d$  varió entre  $1, 2, 4, 8$  y  $10$  psi. Estos autores propusieron dos expresiones de módulo resiliencia que se expresaron como:

Para  $\sigma_d = 4$  psi

$$M_r(ksi) = 11.21 + 0.17(\%clay) + 0.20(PI) - 0.73w_{opt} \quad (1.39)$$

$$R^2 = 0.80$$

Para  $\sigma_d = 8$  psi

$$M_r(ksi) = 9.81 + 0.13(\%clay) + 0.16(PI) - 0.60w_{opt} \quad (1.40)$$

$$R^2 = 0.77$$

Farrar y Turner (1991) (citado por Mokwa y Akin, 2009), desarrollaron dos correlaciones para suelos arcillosos (A-6 y A-7-6) y limosos (A-4) de Wyoming. Sus pruebas de módulo de resiliencia las llevaron a cabo de acuerdo con la norma AASHTO T274. Los esfuerzos de confinamiento fueron  $0, 3$  y  $6$  psi, mientras que los esfuerzos desviadores fueron  $4, 8$  y  $10$  psi. Los especímenes se compactaron por medio de amasado bajo las siguientes condiciones: con una densidad correspondiente a  $1\%$  abajo del óptimo; con la densidad correspondiente a  $2\%$  por arriba del contenido de agua óptimo y especímenes con humedad y densidad para el valor R correspondiente a una presión de exudación de  $300$  psi. Los especímenes fueron de  $4$  in de diámetro y  $8$  in de longitud y se compactaron en cuatro capas.

Estos investigadores desarrollaron dos correlaciones, pero en este documento sólo se presenta la siguiente:

$$M_r(ksi) = 30.280 - 0.359S - 0.325\sigma_d + 0.237\sigma_c + 0.086(PI) + 0.107(p\#200) \quad (1.41)$$

$$R^2 = 0.663$$

Donde:

S = Grado de saturación

PI = Índice de plasticidad

p#200 = Porcentaje de material que pasa la malla No. 200

$\sigma_d$  = Esfuerzo desviador

$\sigma_c$  = Esfuerzo de confinamiento

Seed (1962) (citado por Ping y Ling, 2007) evaluó la influencia del contenido de agua en el módulo de resiliencia de muestras inalteradas. Basado en sus resultados propuso las dos siguientes expresiones para determinar el  $M_r$ :

$$M_r = 27.06 - 0.006^{\theta} \quad \text{para } \gamma_d > 100 \text{ pcf} \quad (1.42)$$

$$M_r = 18.18 - 0.004^{\theta} \quad \text{para } \gamma_d < 100 \text{ pcf} \quad (1.43)$$

En donde:

$M_r$  = Módulo de resiliencia, ksi

$\theta$  = Contenido de agua volumétrico, %

$\gamma_d$  = Peso volumétrico seco, pcf

Por otro lado, en 1985 Carmichael y Stuart obtuvieron más de 3300 datos de prueba de módulo de resiliencia de 250 diferentes tipos de suelos con lo cual se planteó el siguiente modelo para suelos finos:

$$M_r = 37.431 - 0.4566(PI) - 0.6179(w_c) - 0.1424(P_{200}) + 0.179(\sigma_3) - 0.3248(\sigma_d) + 36.722(CH) + 17.097(MH) \quad (1.44)$$

Donde:

PI = Índice de plasticidad, %

$P_{200}$  = Porcentaje de material que pasa la malla No. 200, %

$\sigma_3$  = Presión de confinamiento, psi

$\sigma_d$  = Esfuerzo desviador, psi

CH = 1 para suelos CH y 0 en otro caso (para MH, ML o CL)

$w_c$  = Contenido de agua, %

De acuerdo a las investigaciones de Thompson y LaGrow (1992) (citado por Ping y Ling, 2007), el módulo de resiliencia en la condición óptima se puede determinar como:

$$M_{r(opt)} = 4.46 + 0.098(\% \text{ clay}) + 0.119(PI) \quad (1.45)$$

Donde:

$M_{r(opt)}$  = Módulo de resiliencia a contenido de agua óptimo y 95% de la prueba AASHTO T99, ksi.

%clay = Porcentaje de partículas menores a 0.002 mm

PI = Índice de plasticidad

Ping y Zhang (2004) (citados por Ping y Ling, 2007) propusieron un modelo para suelos granulares de subrasante usados en Florida, Estados Unidos. Los suelos utilizados en el desarrollo del modelo contenían porcentajes de finos variando entre 8 a 24% (suelos A-3 y A-2-4). La compactación de las muestras de suelo se llevó a cabo con la prueba AASHTO T-180. Para evaluar el modelo sólo se utilizaron los valores de módulo obtenidos con un esfuerzo de confinamiento de 2 psi y 6.7 psi de esfuerzo desviador. El modelo lo expresaron como:

$$\ln M_r = 2.01 - 0.041w + 0.0108\rho + 0.0243C_u - 0.119C_c \quad (1.46)$$

$$R^2 = 54.2\%$$

Donde:

$M_r$  = Módulo de resiliencia para  $\sigma_3 = 2$  psi, ksi

$w$  = Contenido de agua gravimétrico, %

$\rho$  = Peso volumétrico seco máximo, pcf

$\alpha$  = Porcentaje de arcilla, %

$C_c$  = Coeficiente de curvatura

$C_u$  = Coeficiente de uniformidad

Ping y Ling (2007) incrementaron la base de datos de módulo de resiliencia de suelos de Florida y determinaron otros tres modelos para estimar el  $M_r$  (Tabla 1.9).

**Tabla 1.9 Modelos para estimar el valor de  $M_r$**

Tipo de suelo	Modelo de regresión múltiple
A-3	$\ln M_r = 9.5 - 0.161C_c - 0.0123w + 71.4k$ (1.47)
A-2-4	$\ln M_r = 9.87 - 0.0593C_c + 0.0118C_u - 0.0414w + 0.0337clay$ (1.48)
A-3 y A-2-4	$\ln M_r = 9.76 - 0.0602C_c + 0.121C_u - 0.0297w + 0.0303clay + 6.7k$ (1.49)

$M_r$  = Módulo de resiliencia para presión de confinamiento de 2 psi, psi;  $C_c$  = Coeficiente de curvatura;  $C_u$  = Coeficiente de uniformidad;  $w$  = Contenido de agua gravimétrico (0-100); Clay = Porcentaje de arcilla (0-100)

$k$  = Coeficiente de permeabilidad en cm/seg.

## 1.8 Valores típicos de $M_r$

La tercera jerarquía para la obtención de los valores de módulo de resiliencia son las bases de valores típicos.

Janoo et al (1999) (citado por Malla y Joshi, 2006) sugirieron valores de  $M_r$  para cinco materiales de subrasante comúnmente encontrado en New Hampshire (Tabla 1.10). Los valores reportados se obtuvieron en muestras con contenido de agua óptimo y peso volumétrico seco máximo.

**Tabla 1.10 Valores de  $M_r$  para suelos de New Hampshire**

Descripción del suelo	Tipo de suelo		$w_{opt}$ (%)	Densidad ( $kg/m^3$ )	$M_r$ efectivo (MPa)
	Clasificación AASHTO	Clasificación SUCS			
Limo con algo de arena fina. Algo de grava de fina a gruesa. Algo de arena de gruesa a media	A-4	SM	9.0	2050	45
Arena fina, algo de limo	A-2-4	SM	14.5	1714	62
Grava de fina a gruesa y pequeñas cantidades de arena fina	A-1-a	SP	9.5	1730	265
Arena de gruesa a media, pequeñas cantidades de arena fina	A-1-b	SP	13.6	1642	26
Limo arcilloso	A-7-5	ML	23.5	1618	21

Para el caso de Rhode Island, Lee et al (1994) (citado por Malla y Joshi, 2006) indicaron valores de  $M_r$  para ocho sitios (Tabla 1.11).

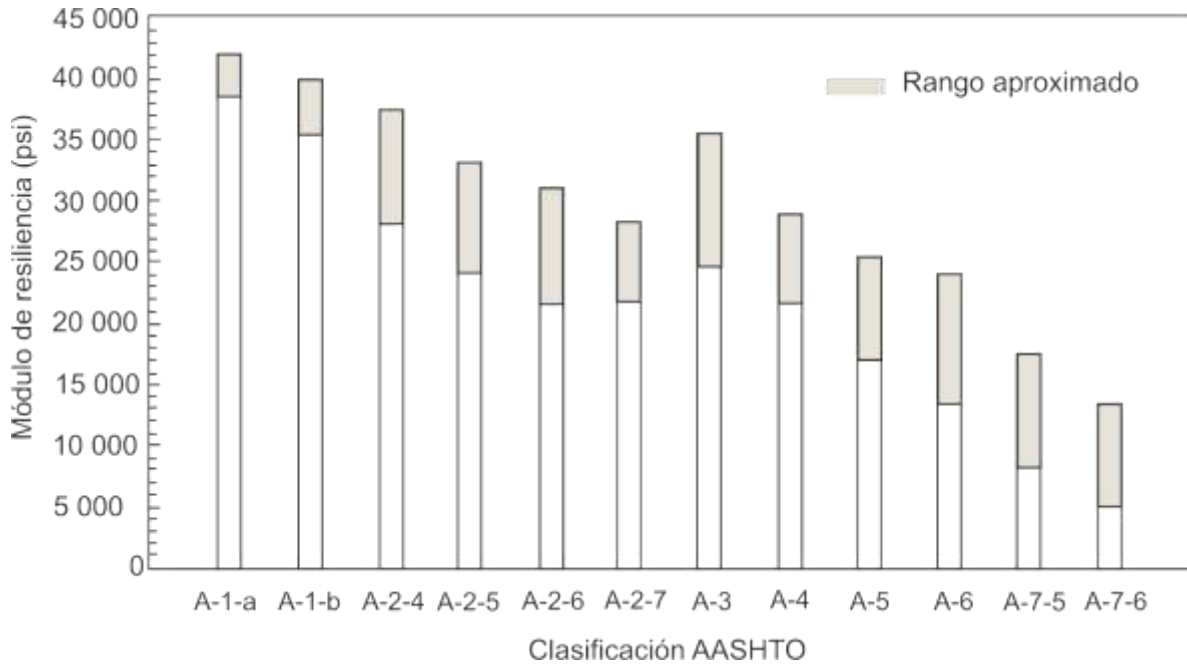
**Tabla 1.11 Valores de  $M_r$  para suelos de New Hampshire**

Tipo de suelo		Pasa malla No. 200, %	$w_{opt}$ (%)	Peso volumétrico seco máximo ( $kN/m^3$ )	$M_r$ (MPa)
Clasificación AASHTO	Clasificación SUCS				
A-1-b	SW	10.0	6.9	20.97	89.7
A-1-b	SW	10.0	7.8	20.70	92.5
A-1-b	CL-ML	60.7	6.4	20.77	71.8
A-3	SP-SM	8.9	9.3	19.05	67.6
A-1-b	SP-SM	7.3	6.3	21.68	92.5
A-1-b	SW-SM	7.2	8.6	19.81	82.8
A-1-b	SM	11.3	10.0	19.27	91.1
A-1-b	SC	20.8	6.1	21.18	90.4

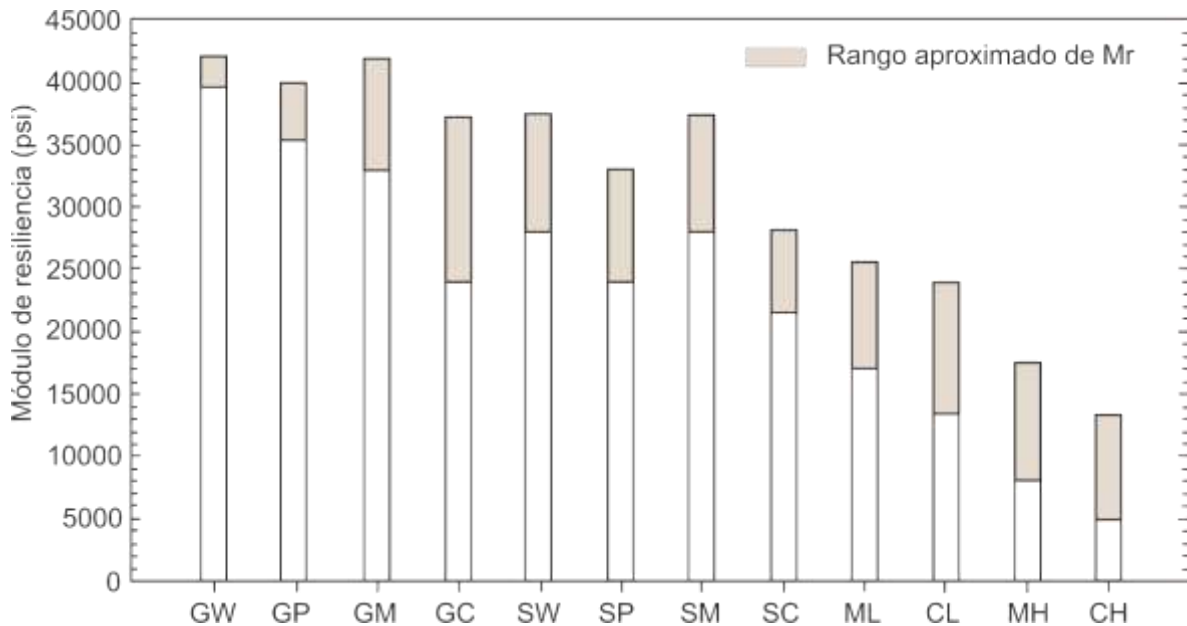
En la literatura también se presentan registros de valores típicos de módulo de resiliencia. Un ejemplo es el indicado en la Figura 1.8 que muestra una distribución típica del valor de  $M_r$  de los suelos basada en clasificación AASHTO. La Figura 1.9 muestra los mismos datos pero clasificando los suelos con el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS). Estas gráficas fueron reportadas por Mokwa y



Akin (2009) con los datos publicados en la Tabla 2.2.51, capítulo 2 de la guía MEPDG (NCHRP 1-37A, 2004).



**Figura 1.8 Valores típicos de  $M_r$  para suelos clasificados con el sistema AASHTO**



**Figura 1.9 Valores típicos de  $M_r$  para suelos clasificados con el sistema SUCS**

De lo anterior se observa que existen una gran cantidad de modelos para determinar el módulo de resiliencia, sin embargo, es importante reconocer que algunos no fueron adecuadamente documentados, lo cual puede conducir a realizar extrapolaciones fuera del rango de calibración, esto también puede reducir la confiabilidad de cualquier predicción. Por otro lado, algunos otros modelos son complejos y no son apropiados para uso rutinario en el diseño de pavimentos (Rahim, 2005). En consecuencia, es deseable que cada país determine sus modelos y que sean adecuados tanto para los suelos que se utilizan en el país como para las condiciones de carga que rigen en el mismo.

## **2 Materiales y procedimientos de prueba**

---

### **2.1 Introducción**

Para desarrollar el modelo para estimar el módulo de resiliencia en la condición óptima de compactación (con respecto a la prueba Proctor estándar), se utilizaron suelos que cumplen con propiedades requeridas para materiales de subrasante y terraplén (de acuerdo con la normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes), sin embargo, también se incluyeron varios suelos arcillosos que generalmente son materiales que no se colocan en la estructura del pavimento, pero es muy común que se encuentren a lo largo del proyecto, por lo cual, es importante conocer sus propiedades, ya que a partir de ellas se puede decidir aplicarle algún tratamiento para potencializarlas, de tal manera que sí sean útiles en la construcción, ya sea de caminos secundarios o caminos de altas especificaciones.

### **2.2 Muestreo de materiales**

Para obtener la base de datos de módulo de resiliencia, lo primero que se llevó a cabo fue la recolección de los suelos por ensayar. Estos fueron muestreados en varios bancos del área de Querétaro, algunos otros fueron producto de excavaciones de algunas obras que se estaban realizando al momento de llevar a cabo el estudio y otros se conformaron con mezclas suelo-arena para poder obtener suelos con diferentes clasificaciones. La Tabla 2.1 muestra la lista de los suelos ensayados y el lugar de muestreo.

### **2.3 Propiedades índice y de compactación**

Después del muestreo, los suelos fueron cribados por la malla No. 4, secados al aire, cuarteado y almacenados. Posteriormente se determinaron las propiedades índice y de compactación de acuerdo con la normativa especificada en la Tabla 2.2.

Para asegurar la confiabilidad de los resultados cada una de las pruebas se realizaron por triplicado. Cuando los resultados no eran consistentes se llevó a cabo una prueba adicional.

**Tabla 2.1 Suelos utilizados en la investigación**

Suelo No.	Lugar de muestreo	Tipo de suelo
1	Lago La Venta, Querétaro	Arcilla negra, CH
2	Santa Rosa Jáuregui, Querétaro	Arcilla negra, CH
3	La Cañada, Querétaro	Arcilla negra, CH
4	Pedro Escobedo, Querétaro	Arcilla negra, CH
5	Km 175+600. Lado derecho de la carretera Irapuato-Guadalajara	Arcilla negra, CH
6	Km 39+600. Lado izquierdo de la autopista Zapotlanejo-Guanajuato	Arcilla roja, CH
7	Laderas de San Pedro, Querétaro	Arcilla negra, CH
8	Instituto Mexicano del Transporte	Arcilla negra, CH
9	Arcilla del nuevo laboratorio de hidráulica	Arcilla negra, CH
10	Mezcla: 90% arcilla Pedro Escobedo-10 % arena de Arcila	Arcilla negra, CH
11	Fraccionamiento Pueblo Nuevo, Villa Corregidora, Querétaro	Arcilla café, CL
12	Mezcla 1: 70.8% arcilla-29.2%arena Arcila	Arcilla, CL
13	Mezcla: 80% arcilla IMT-20% arena de Arcila	Arcilla, CL
14	Aeropuerto de Querétaro	Limo, MH
15	La Galera, Querétaro	Limo, MH
16	Limo de la excavación del nuevo laboratorio de hidráulica	Limo, MH
17	Suelo de la capa superficial en tramo de carretera de Villa Victoria	Limo, MH
18	Mezcla: 80% arcilla Pedro Escobedo-20% arena de Arcila	Arcilla negra, MH
19	Terminal de Autobuses de Querétaro	Limo, ML
20	Banco Misha de Sanfandila, Querétaro	Limo, ML
21	Comercial Mexicana, Boulevard La Nación. Querétaro	Limo ML
22	Mezcla: 80% limo de Misha-20% arena de Arcila	Limo, ML
23	Mezcla: 70% limo de Misha-30% arena de Arcila	Limo, ML
24	Suelo de tramo carretero en Villa Victoria. Segunda Capa	Limo, ML
25	Mezcla: 70% limo La Galera-30% arena de Arcila	Limo, ML
26	Mezcla: 60% limo de Misha-40% arena de Arcila	Limo, ML
27	Banco San José. Tequisquiapan. Querétaro	Arena limosa, SM
28	Banco Los Cues, Querétaro	Arena limosa, SM
29	Banco Conín-08	Arela limosa, SM
30	Banco Conín-09	Arena limosa, SM
31	Suelo de cimentación del HVS	Arena limosa, SM
32	Mezcla: 30% limo de Misha-70% arena de Arcila	Arena limosa, SM
33	Mezcla 2: 26.4% arcilla-73.6% arena Arcila	Arena arcillosa, SC
34	Mezcla 1: 50%Arcilla de Pedro Escobedo-50% arena de Arcila	Arena arcillosa, SC
35	Mezcla 2: 50% limo de Misha-50% arena de Arcila	Arena arcillosa, SC

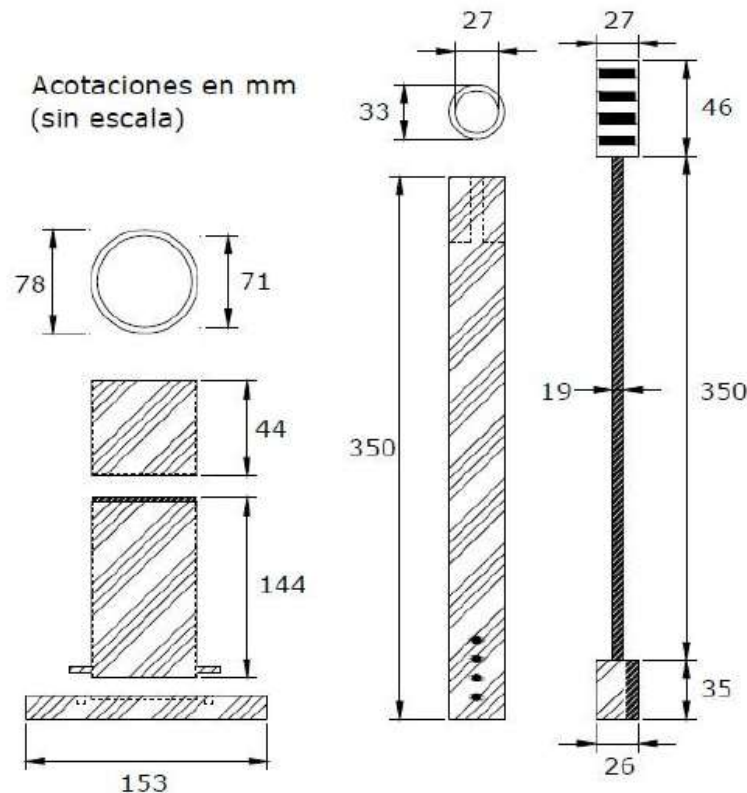
**Tabla 2.2 Normativa utilizada en la determinación de propiedades y preparación de muestras**

Prueba	Norma
Determinación del contenido de agua en suelos y rocas	ASTM D 2216-10
Determinación de la cantidad de suelo más fino que la malla No. 200	ASTM D1140-00(2006)
Análisis granulométrico de agregados gruesos y suelos finos	ASTM C136-06
Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad	ASTM D4318-10
Determinación de la gravedad específica del suelo usando picnómetro	ASTM D854-10
Determinación de las características de compactación de un suelo. Prueba Proctor estándar	ASTM D698-12
Determinación de granulometría de suelo fino por medio de hidrómetro	ASTM D422-63(Reaprobada 1998)

## 2.4 Preparación de los especímenes de prueba

Para la preparación de los especímenes se siguieron los pasos que a continuación se muestran:

1. Se determinaron las dimensiones del molde y pisón de compactación (Figura 2.1).



**Figura 2.1 Esquema de las dimensiones del molde y pisón de compactación**

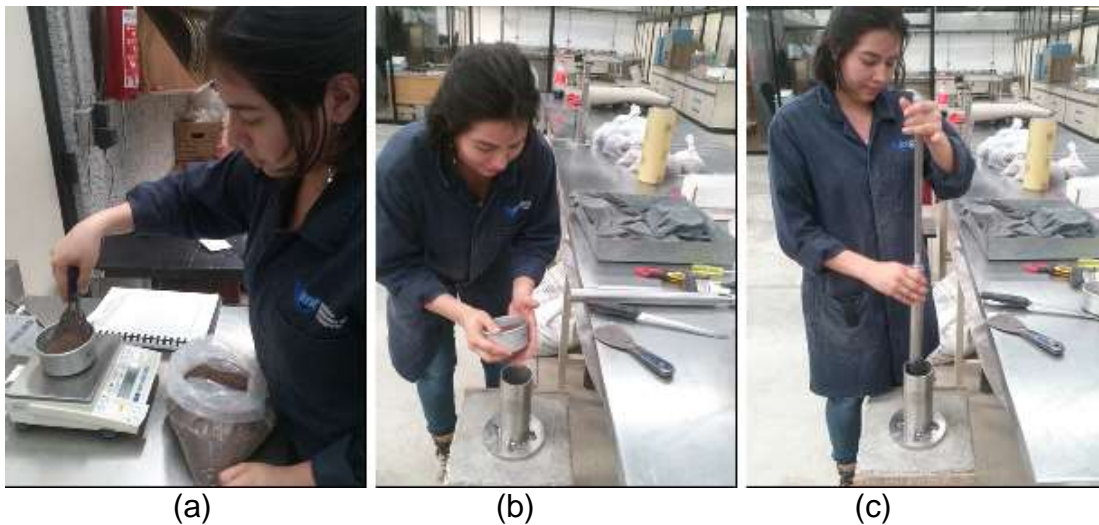
2. Se calculó la cantidad de agua a agregar al suelo para alcanzar el contenido de agua óptimo. Asimismo se obtuvo la cantidad de material a compactar en el molde para que la muestra adquiriera el peso volumétrico seco máximo. Para controlar la fabricación de los especímenes, las variaciones permitidas fueron  $\pm 0.5\%$  en contenido de agua y  $\pm 1\%$  con respecto a peso volumétrico seco.

3. A continuación se dosificaron muestras de 1300 g y se les agregó la cantidad de agua calculada (Figura 2.2). Una vez mezcladas completamente, se almacenaron durante 24 horas para permitir que el agua se distribuyera de forma homogénea en todo el suelo.



**Figura 2.2 Mezcla suelo-agua**

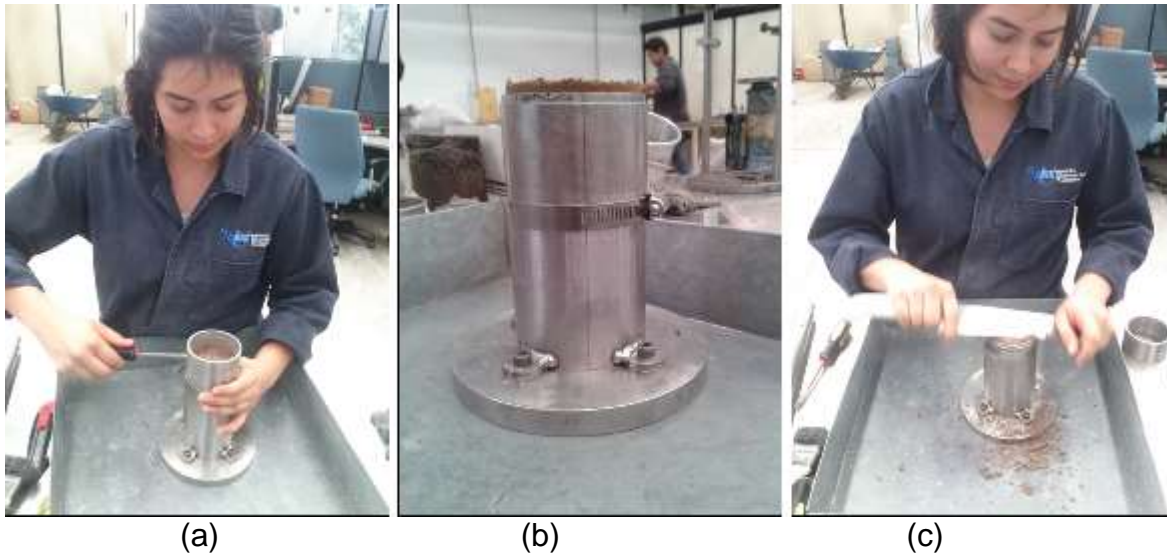
4. Después del tiempo de curado, se ensambló el molde y se compactó el espécimen en 8 capas. Para compactar el material se utilizó un pisón de 1 kg de masa y altura de caída de 30.5 cm. En cada capa se aplicaron el número de impactos necesarios para lograr el peso volumétrico requerido (Figura 2.3).



**Figura 2.3 (a) Pesado del material de cada capa; (b) Colocación en molde y (c) Compactación del material con pisón de 1 kg de masa**

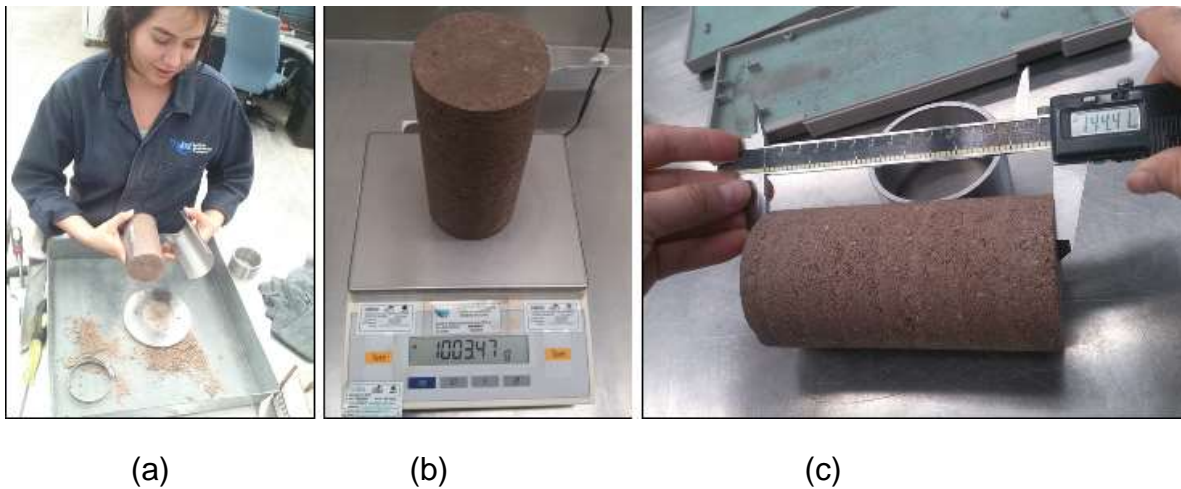
5. Cabe señalar que después de aplicar los impactos en cada capa, la superficie se escarificó y se siguió compactando la siguiente capa. Este proceso se repitió para las capas restantes.

6. Al finalizar la compactación de la última capa, se retiró el collarín del molde y se procedió a enrasar la superficie de la muestra (Figura 2.4).



**Figura 2.4 (a) Extracción del collarín; (b) Muestra compactada; (c) Enrase de la superficie**

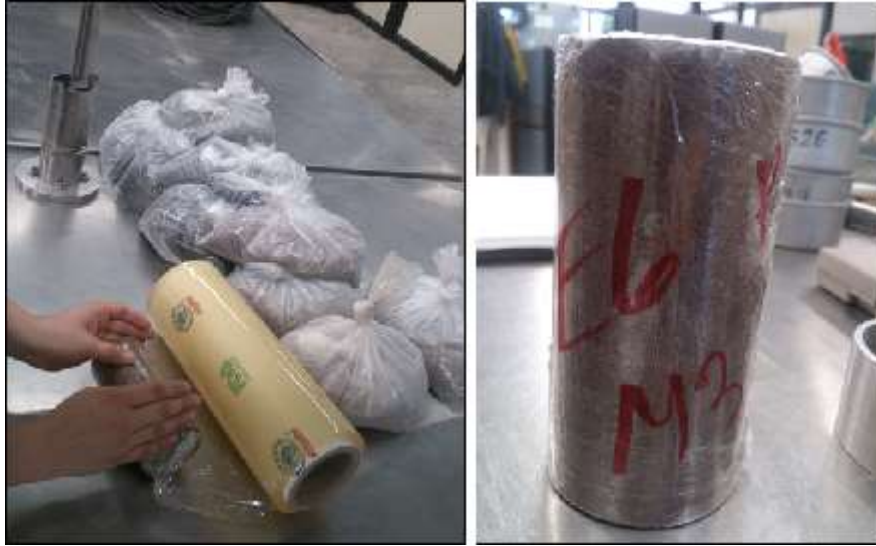
7. Después del enrase, el espécimen se extrajo del molde y se registraron las dimensiones y peso (Figura 2.5).



**Figura 2.5 (a) Extracción de espécimen; (b) Registro del peso; (c) Medición de altura**

8. Por último, el espécimen se envolvió en papel adherible, se identificó y se colocó en una bolsa de plástico mientras se ensayaba (Figura 2.6).





**Figura 2.6** Espécimen envuelto e identificado

9. Con el material restante de la compactación se tomaron tres muestras para determinación del contenido de agua. Una vez calculado el contenido de agua se verificó que éste estuviera dentro del rango especificado. También se verificó que el peso volumétrico seco cumpliera con lo requerido. Las muestras se desecharon si no se cumplía con ambas características.

## **2.5 Prueba de módulo de resiliencia**

### **2.5.1 Descripción de equipo**

El equipo que se usó para determinar los módulos de resiliencia fue un sistema de carga triaxial. Este equipo fue desarrollado por Geotechnical Consulting & Testing Systems (GCTS).

El equipo triaxial cíclico (Figura 2.7) se compone de 3 unidades:

- Unidad de regulación de presión
- Unidad de aplicación de carga
- Unidad de registro de información





**Figura 2.7 Equipo triaxial cíclico**

### **Unidad de regulación de presión**

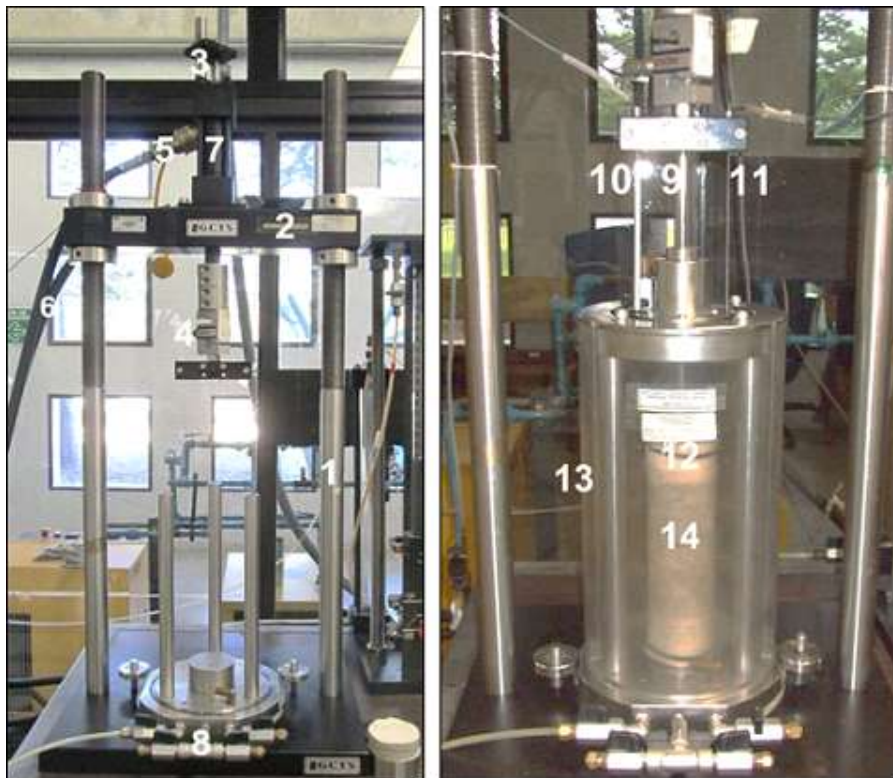
La unidad de regulación de presión se compone de reguladores de presión para el control manual o automático de presiones. La precisión de los manómetros es de 1 kPa. Esta unidad regula el aire comprimido y aplica las presiones necesarias para la ejecución de los ensayos triaxiales (Figura 2.8).



**Figura 2.8 Unidad de regulación de presión**

## Unidad de aplicación de carga

La unidad de aplicación de carga consta de un marco de carga (capacidad de 1.3 ton), sensores y una cámara triaxial. El marco de carga está formado por dos columnas con rosca para el ajuste del cabezal superior. Espacio libre vertical máximo de 940 mm y espacio libre horizontal de 330 mm. Incluye un pistón hidráulico ubicado en la viga de reacción con capacidad de 1.3 ton y 50 mm de carrera. La cámara triaxial está fabricada de acero inoxidable, aluminio anodizado y pared de acrílico transparente, la cual soporta una presión confinante máxima de 1 000 kPa. Las dimensiones de la cámara permiten ensayar especímenes en un rango de 35 mm hasta 90 mm de diámetro (Figura 2.9).



- |                                     |                     |
|-------------------------------------|---------------------|
| 1. Marco de carga                   | 8. Línea de drenaje |
| 2. Viga de Reacción                 | 9. Pistón           |
| 3. LVDT 3                           | 10. LVDT 1          |
| 4. Celda de carga                   | 11. LVDT 2          |
| 5. Línea de alimentación hidráulica | 12. Cabezal         |
| 6. Línea de retorno hidráulico      | 13. Cámara triaxial |
| 7. Actuador de repetición           | 14. Muestra         |

**Figura 2.9 Componentes de la unidad de aplicación de carga**

Las deformaciones y carga axial, así como la presión de confinamiento se miden por medio de los siguientes sensores:

- Celda de carga con una capacidad de 450 kg aproximadamente
- Sensor de deformación (LVDT) con rango de  $\pm 25$  mm
- Sensores de deformación (LVDT) con rango de  $\pm 1.27$  mm
- Transductores diferenciales de presión con capacidad máxima de 1000 kPa

### Unidad de registro de información

La magnitud de carga, deformación, presión de confinamiento y otro tipo de información de los ensayos, es obtenida de los sensores y transferida a la unidad de información. La unidad está integrada a una computadora cuyo programa permite al usuario ejecutar varias pruebas, también permite generar y visualizar reportes y resultados obtenidos de las unidades anteriores.

## 2.5.2 Colocación de probetas en equipo triaxial

1. Se coloca un disco poroso y un papel filtro en el cabezal inferior.
2. Sobre éstos se ubica el espécimen y en su superficie se coloca otro papel filtro y otra piedra porosa.
3. Sobre el disco poroso se coloca el cabezal superior en donde se atornilla el pistón de carga.
4. Para evitar secado de la muestra durante la prueba, se coloca una membrana de látex, la cual se sella a los cabezales con O-rings.
5. Se ensambla la celda y se acopla al sistema de carga.
6. En el exterior de la cámara triaxial se ubican los sensores de medición de deformación (LVDTs).

## 2.5.3 Desarrollo de la prueba

Después de colocar el espécimen en el equipo triaxial se procede a realizar la prueba. Para esto, el protocolo NCHRP 1–28A especifica que el espécimen debe preacondicionarse con 1000 repeticiones de una carga con un esfuerzo cíclico correspondiente de 48.3 kPa y una presión de confinamiento de 27.6 kPa. La carga se aplica con una señal tipo haversine.

Los materiales Tipo 3 (son el tipo de materiales ensayados en esta investigación), deben ser sometidos a 15 secuencias de carga con diferente combinaciones de esfuerzos desviadores ( $\sigma_d$ ) y presiones de confinamiento ( $\sigma_3$ ) ( $\sigma_d = 27.6, 48.3, 69.0$  y  $96.6$  kPa;  $\sigma_3 = 55.2, 41.4, 27.6$  y  $13.8$  kPa). En cada secuencia se aplican 100 repeticiones de carga, usando una señal tipo haversine. La carga se aplica al espécimen durante 0.2 de segundo seguido por un periodo de descarga de 0.8 de

segundo. En la Figura 2.10 se observa una ventana del programa CATS en la que indica la forma en la que se aplica la carga durante una secuencia.

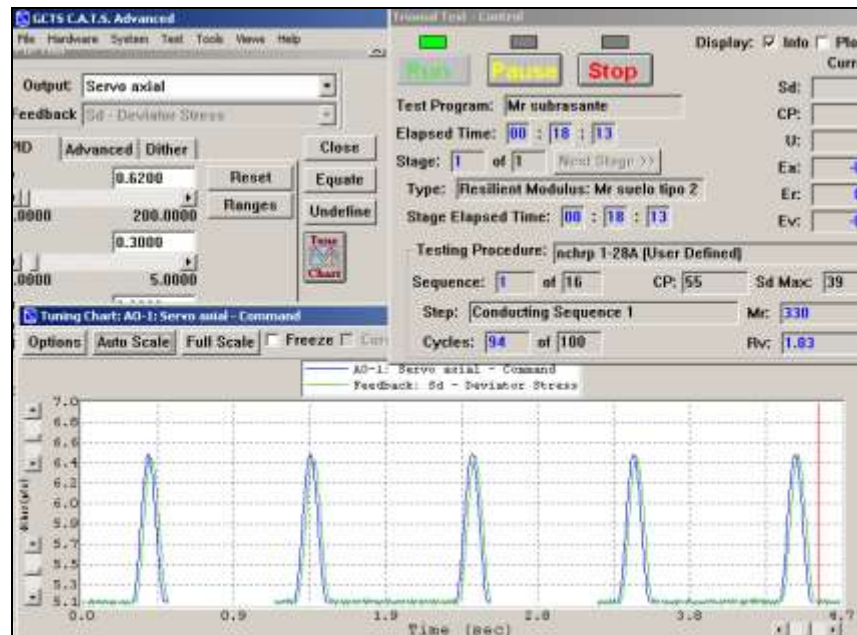


Figura 2.10 Patrón de carga típico en una secuencia de la prueba de módulo de resiliencia

## 3 Resultados y análisis

### 3.1 Propiedades índice

Las propiedades índice de los suelos se determinaron con la normativa indicada en el capítulo anterior. Los resultados y la clasificación de los suelos de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos se resumen en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1 Propiedades de los suelos en estudio**

Suelo	Límites de consistencia		Pasa malla 200 (%)	G <sub>s</sub>	Clas. SUCS
	LL (%)	IP (%)			
Lago La Venta, Querétaro	69	45.0	87.00	2.56	CH
Santa Rosa Jáuregui, Querétaro	56	37	87.60	2.56	CH
La Cañada, Querétaro	56	26	81.40	2.59	CH
Pedro Escobedo, Querétaro	70	42	79.40	2.65	CH
Km 175+600. Lado derecho de la carretera Irapuato-Guadalajara	94	62	95.60	2.74	CH
Km 39+600. Lado izquierdo de la autopista Zapotlanejo-Guanajuato.	54	24	95.50	2.72	CH
Laderas de San Pedro, Querétaro	81	45	95.10	2.67	CH
Instituto Mexicano del Transporte	66	41	86.00	2.61	CH
Arcilla del nuevo laboratorio de hidráulica	66	35	77.20	2.57	CH
Mezcla: 90% arcilla Pedro Escobedo-10 % arena de Arcila	58	31	70.40	2.60	CH
Fraccionamiento Pueblo Nuevo, Villa Corregidora, Querétaro	37	20	61.10	2.62	CL
Mezcla 1: 70.8% arcilla-29.2% arena de Arcila	50	28	70.80	2.61	CL
Mezcla: 80% arcilla IMT-20% arena de Arcila	47	26	69.80	2.60	CL
Aeropuerto de Querétaro	54	20	94.40	2.64	MH
La Galera, Querétaro	59	26	89.60	2.68	MH
Limo de la excavación del nuevo laboratorio de hidráulica	66	29	71.98	2.63	MH
Suelo de la capa superficial en tramo de carretera de Villa Victoria	54	13	73.27	2.56	MH
Mezcla: 80% arcilla Pedro Escobedo-20% arena de Arcila	57	24	63.26	2.60	MH
Terminal de Autobuses de Querétaro	47	11	92.40	2.66	ML
Banco Misha de Sanfandila, Querétaro	44	11	87.00	2.74	ML
Comercial Mexicana, Boulevard La Nación. Querétaro	NP	NP	57.20	2.38	ML
Mezcla: 80% limo de Misha-20% arena de Arcila	45	14	75.74	2.58	ML
Mezcla: 70% limo de Misha-30% arena de Arcila	39	12	54.28	2.55	ML
Suelo de tramo carretero en Villa Victoria. Segunda Capa	44	16	79.03	2.56	ML
Mezcla: 70% limo La Galera-30% arena de Arcila	47	18	64.50	2.64	ML
Mezcla: 60% limo de Misha-40% arena de Arcila	40	12	34.25	2.61	ML
Banco San José. Tequisquiapan. Querétaro	NP	NP	13.30	2.43	SM
Banco Los Cues, Querétaro	NP	NP	37.00	2.52	SM
Banco Conín-08	NP	NP	32.90	2.37	SM
Banco Conín-09	NP	NP	32.20	2.48	SM
Suelo de cimentación del HVS	51	21	43.70	2.62	SM
Mezcla: 30% limo de Misha-70% arena de Arcila	NP	NP	34.25	2.65	SM
Mezcla 2: 26.4% arcilla-73.6% arena de Arcila	31	13	26.40	2.71	SC

**Tabla 3.1 Propiedades de los suelos en estudio (continuación)**

Suelo	Límites de consistencia		Pasa malla 200 (%)	G <sub>s</sub>	Clas. SUCS
	LL (%)	IP (%)			
Mezcla 1: 50% Arcilla de Pedro Escobedo-50% arena de Arcila	34	17	43.24	2.69	SC
Mezcla 2: 50% limo de Misha-50% arena de Arcila	35	12	33.90	2.68	SC

Nota: NP = No plástico; CH = Arcilla de alta compresibilidad; CL= Arcilla de baja compresibilidad; MH = Limo de alta compresibilidad; ML = Limo de baja compresibilidad; SM = Arena limosa; SC = Arena arcillosa; LL = Límite líquido; IP = Índice de plasticidad; G<sub>s</sub> = Peso específico relativo de sólidos.

## 3.2 Características de compactación

En la Tabla 3.2 se resumen los contenidos de agua óptimos y los pesos volumétricos secos máximos de cada suelo. Estas fueron las condiciones de control en la compactación de los especímenes, sin embargo, se permitió una variación de  $\pm 0.5\%$  en contenido de agua y  $\pm 1\%$  en peso volumétrico seco.

**Tabla 3.2 Características de compactación de los suelos estudiados**

Suelo	Características de compactación (ASTM D698-12)	
	W <sub>opt</sub> (%)	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Lago La Venta, Querétaro	33.50	12.60
Santa Rosa Jáuregui, Querétaro	27.60	13.97
La Cañada, Querétaro	31.25	13.17
Pedro Escobedo, Querétaro	34.20	12.57
Km 175+600. Lado derecho de la carretera Irapuato-Guadalajara	36.10	12.44
Km 39+600. Lado izquierdo de la autopista Zapotlanejo-Guanajuato.	29.25	14.11
Laderas de San Pedro, Querétaro	39.50	11.53
Instituto Mexicano del Transporte	30.00	13.32
Arcilla del nuevo laboratorio de hidráulica	30.25	13.10
Mezcla: 90% arcilla Pedro Escobedo-10 % arena de Arcila	28.70	13.23
Fraccionamiento Pueblo Nuevo, Villa Corregidora, Querétaro	22.50	15.00
Mezcla 1: 70.8% arcilla-29.2% arena Arcila	28.00	13.70
Mezcla: 80% arcilla IMT-20% arena de Arcila	25.75	14.00
Aeropuerto de Querétaro	36.50	12.26
La Galera, Querétaro	33.80	13.00
Limo de la excavación del nuevo laboratorio de hidráulica	29.23	13.25
Suelo de la capa superficial en tramo de carretera de Villa Victoria	43.00	10.78
Mezcla: 80% arcilla Pedro Escobedo-20% arena de Arcila	27.20	13.66
Terminal de Autobuses de Querétaro	36.60	12.24
Banco Misha de Sanfandila, Querétaro	32.00	12.96
Comercial Mexicana, Boulevard La Nación. Querétaro	28.60	12.57
Mezcla: 80% limo de Misha-20% arena de Arcila	28.00	13.71
Mezcla: 70% limo de Misha-30% arena de Arcila	24.22	14.50
Suelo de tramo carretero en Villa Victoria. Segunda Capa	37.00	12.61
Mezcla: 70% limo La Galera-30% arena de Arcila	27.50	13.90
Mezcla: 60% limo de Misha-40% arena de Arcila	26.16	14.36
Banco San José. Tequisquiapan. Querétaro	20.70	14.78
Banco Los Cues, Querétaro	23.40	13.91
Banco Conín-08	24.00	13.03
Banco Conín-09	24.70	13.65
Suelo de cimentación del HVS	25.20	14.49
Mezcla: 30% limo de Misha-70% arena de Arcila	18.50	16.75
Mezcla 2: 26.4% arcilla-73.6% arena de Arcila	21.00	15.35
Mezcla 1: 50%Arcilla de Pedro Escobedo-50% arena de Arcila	23.00	15.00
Mezcla 2: 50% limo de Misha-50% arena de Arcila	21.50	15.50

### 3.3 Resultados de módulo de resiliencia

#### 3.3.1 Resultados típicos de una prueba de módulo de resiliencia

La prueba de módulo de resiliencia proporciona como resultado no un valor de módulo sino un grupo de valores que dependen del estado de esfuerzos. La Figura 3.1 muestra una gráfica típica de los resultados de una arcilla. En ésta se observa que el módulo de resiliencia se incrementa al incrementarse la presión de confinamiento y se reduce a medida que el esfuerzo desviador se incrementa.

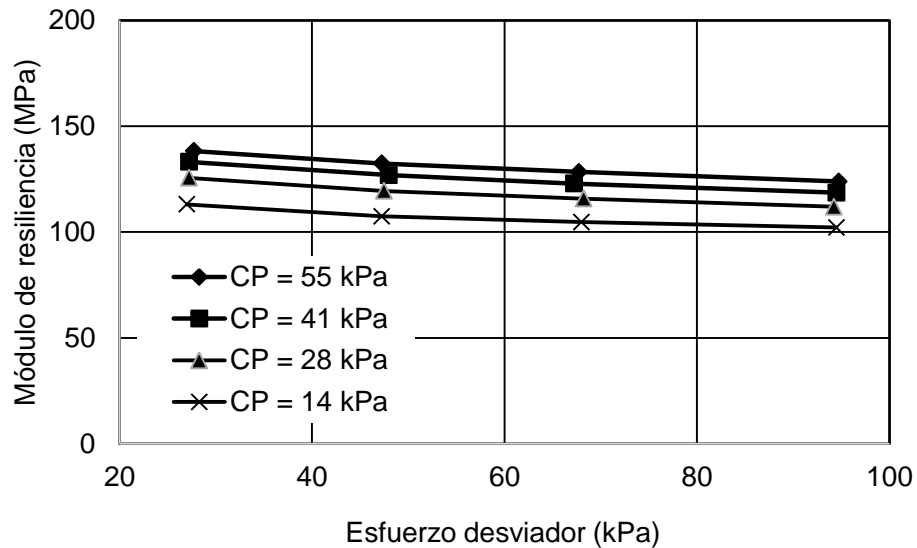


Figura 3.1 Resultados típicos de una prueba de módulo de resiliencia para un limo

#### 3.3.2 Repetitividad de los resultados

Con el objetivo de obtener resultados confiables, los valores de módulo de resiliencia se evaluaron en tres o cuatro réplicas. Pevio a determinar los promedios se graficaron los resultados de las tres o cuatro réplicas para determinar si se habían obtenido resultados similares (Figura 3.2). Los análisis en este documento se llevaron a cabo con los resultados promedio.

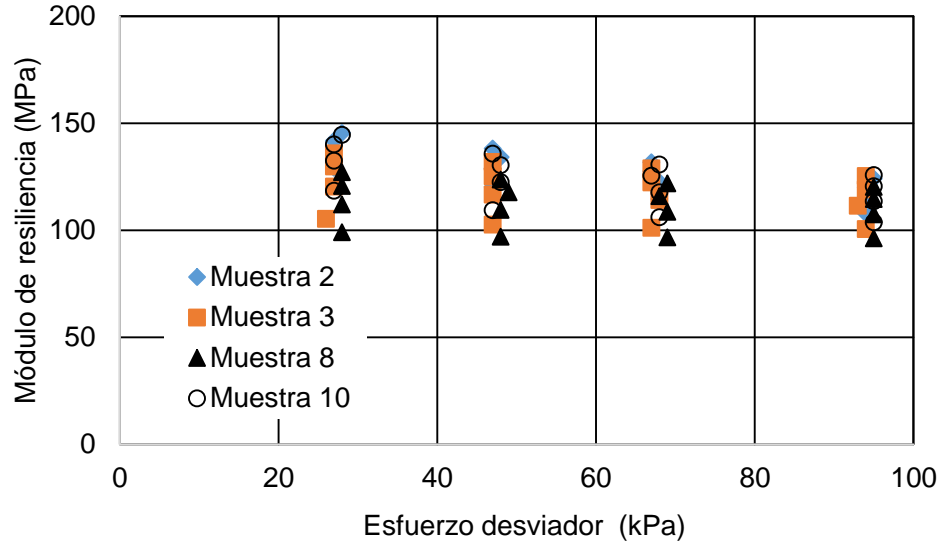


Figura 3.2 Resultados de módulo de resiliencia de cuatro réplicas para un limo

### 3.3.3 Características de los especímenes de prueba

Para obtener resultados análogos en las réplicas, las condiciones de compactación de las probetas se controlaron con una variación de  $\pm 0.5\%$  con respecto a contenido de agua y  $\pm 1\%$  con respecto a peso volumétrico. En la Tabla 3.3 se resumen las características de los especímenes utilizados.

Tabla 3.3 Resumen de las características compactación de las probetas

Suelo	Muestra No.	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{prom}$ (%)	$\gamma_{dprom}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Lago La Venta, Qro.	6	33.20	12.51	33.26	12.49
	7	33.28	12.47		
	19	33.30	12.48		
Santa Rosa Jáuregui, Querétaro	198	27.10	14.04	27.23	13.99
	199	27.11	14.00		
	200	27.26	14.01		
	201	27.44	13.92		
La Cañada, Querétaro	249	30.87	13.08	31.27	13.07
	250	31.55	13.04		
	252	31.40	13.10		
Pedro Escobedo, Querétaro	344	33.72	12.69	33.71	12.70
	345	33.72	12.65		
	350	33.70	12.76		
Km 175+600. Lado derecho de la carretera Irapuato-Guadalajara.	41	35.90	12.38	35.93	12.49
	42	36.20	12.55		
	44	35.70	12.55		
Km 39+600. Lado izquierdo de la autopista Zapotlanejo-Guanajuato.	375	28.66	14.28	28.95	14.22
	358	29.22	14.23		
	360	28.98	14.15		
Laderas de San Pedro	474	39.05	11.50	39.02	11.57
	475	39.05	11.54		
	476	38.69	11.61		
	477	39.28	11.61		



**Tabla 3.3 Resumen de las características compactación de las probetas (continuación)**

Suelo	Muestra No.	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>prom</sub> (%)	$\gamma_{dprom}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Instituto Mexicano del Transporte	197	30.11	13.56	30.08	13.51
	198	30.05	13.55		
	199	30.20	13.42		
	200	29.96	13.52		
Arcilla del nuevo laboratorio de hidráulica. IMT	9	30.39	13.08	30.27	13.07
	10	30.23	13.11		
	12	30.18	13.01		
Mezcla: 90%arcilla Pedro Escobedo-10% Arena Arcila	2	28.28	13.24	28.36	13.22
	3	28.38	13.23		
	4	28.41	13.20		
Fraccionamiento Pueblo Nuevo. Villa Corregidora, Querétaro	446	22.05	15.01	22.05	14.94
	447	22.09	14.84		
	448	22.06	14.98		
	449	22.00	14.93		
Mezcla: 70.8% Arcilla Pedro Escobedo-29.2% Arena Arcila	507	27.84	13.63	27.81	13.63
	508	27.98	13.57		
	510	27.64	13.70		
	515	27.76	13.60		
Mezcla: 80%Arcilla IMT-20% Arena Arcila	2	26.25	14.01	26.11	14.06
	3	25.83	14.13		
	4	26.26	14.05		
Aeropuerto de Querétaro	413	36.52	12.16	36.31	12.19
	416	36.18	12.18		
	419	36.23	12.24		
La Galera, Querétaro	135	33.37	12.93	33.41	12.92
	137	33.48	12.96		
	144	33.31	12.90		
	145	33.47	12.90		
Limo de la excavación del nuevo laboratorio de hidráulica	2	28.96	13.32	29.03	13.32
	3	28.94	13.25		
	8	29.16	13.33		
	10	29.04	13.37		
Suelo de la capa superficial en carretera Villa Victoria. Toluca	1	42.81	10.80	42.72	10.84
	2	43.05	10.78		
	7	42.52	10.88		
	8	42.51	10.89		
Mezcla: 80%Arcilla Pedro Escobedo-20% Arena Arcila	3	27.18	13.68	27.26	13.65
	4	27.10	13.76		
	5	27.49	13.53		
Terminal de Autobuses de Querétaro	238	36.15	12.23	36.57	12.21
	243	36.83	12.18		
	244	36.73	12.20		
Banco Misha de Sanfandila, Querétaro	297	31.52	13.04	31.65	13.03
	298	31.52	13.07		
	299	31.93	12.99		
Comercial Mexicana, Boulevard de La Nación. Qro.	393	28.28	12.69	28.41	12.69
	396	28.18	12.68		
	397	28.76	12.69		
Mezcla: 80% Limo Misha-20% Arena Arcila	2	27.65	13.69	27.88	13.71
	4	28.03	13.68		
	7	28.02	13.71		
	8	27.81	13.77		
Mezcla: 70% Limo Misha-20% Arena Arcila	1	24.21	14.53	24.2	14.48
	2	24.16	14.43		
	3	24.16	14.44		
	7	24.26	14.53		

**Tabla 3.3 Resumen de las características compactación de las probetas (continuación)**

Suelo	Muestra No.	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>prom</sub> (%)	$\gamma_{dprom}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Suelo de la segunda capa en la carretera Villa Victoria. Toluca	5	36.86	12.64	36.87	12.59
	6	36.94	12.59		
	7	36.82	12.54		
Mezcla: 70% suelo La Galera-20% Arena Arcila	2	27.37	13.92	27.19	13.94
	3	27.21	13.93		
	4	27.11	13.95		
	6	27.08	13.95		
	7	27.16	13.96		
Mezcla: 60%Limo Misha-40% Arena Arcila	2	25.71	14.40	25.72	14.45
	3	25.68	14.46		
	4	25.67	14.37		
	5	25.86	14.50		
	6	25.67	14.50		
Banco San José. Tequisquiapan, Querétaro	85	20.35	14.89	20.34	14.74
	88	20.32	14.82		
	89	20.26	14.64		
	92	20.43	14.61		
Banco Los Cues. Querétaro	323	23.61	13.97	23.77	13.98
	324	23.52	13.94		
	325	23.74	14.04		
	326	24.18	13.96		
Banco Conín-08	9	18.66	13.81	18.62	13.80
	11	18.70	13.82		
	12	18.51	13.78		
Banco Conín-09	3	20.48	14.70	20.80	14.66
	4	21.16	14.63		
	5	20.76	14.65		
Suelo de cimentación del HVS	5	18.41	15.71	18.65	15.74
	6	18.86	15.83		
	7	18.68	15.69		
Mezcla: 30% Limo Misha-70 arena Arcila	1	18.50	16.77	18.34	16.71
	3	18.28	16.78		
	4	18.28	16.64		
	7	18.28	16.65		
Mezcla: 26.4% Arcilla Pedro Escobedo-73.6% arena Arcila	537	20.68	15.46	20.77	15.39
	538	20.88	15.39		
	540	20.75	15.32		
Mezcla: 50% Arcilla Pedro Escobedo-50 % Arena Arcila	14	15.92	16.74	15.72	16.77
	15	15.66	16.80		
	17	15.57	16.78		
Mezcla: 50% limo Misha-50% Arena Arcila	3	15.51	16.82	15.57	16.91
	5	15.59	16.94		
	6	15.62	16.98		

### 3.3.4 Base de datos de Módulo de resiliencia

Los datos de módulo de resiliencia promedio para cada suelo se resumen en la Tabla 3.4.

**Tabla 3.4 Resumen de los módulos de resiliencia**

Suelo No.	Módulos de resiliencia (MPa)															
	$\sigma_3 = 14 \text{ kPa}$				$\sigma_3 = 28 \text{ kPa}$				$\sigma_3 = 41 \text{ kPa}$				$\sigma_3 = 55 \text{ kPa}$			
	$\sigma_d = 28$	48	68	97	28	48	68	97	28	48	68	97	28	48	68	97
1	83	78	76	73	94	86	82	78	97	89	85	81	99	92	87	83
2	90	85	83	80	105	98	94	89	112	105	100	94	117	109	104	98
3	95	91	86	80	109	102	96	89	117	108	102	94	122	114	107	99
4	104	93	90	87	128	107	102	96	136	115	107	101	141	119	111	104
5	79	71	68	64	86	75	71	66	87	77	72	67	87	77	72	67
6	72	63	53	43	92	80	66	53	104	89	75	59	109	95	80	64
7	109	102	100	99	129	118	114	111	139	127	121	116	146	132	124	119
8	83	66	57	48	90	71	61	51	93	73	63	53	94	75	65	54
9	97	89	85	82	114	101	95	90	123	108	101	94	128	113	105	97
10	90	86	85	83	100	96	93	91	105	101	98	96	109	105	102	99
11	69	61	55	48	81	71	64	55	89	78	69	59	96	84	75	65
12	104	101	100	101	122	118	115	113	135	128	123	120	143	134	128	124
13	79	74	70	65	89	83	78	71	94	87	82	75	98	91	85	78
14	62	58	53	47	71	65	59	51	76	70	63	55	80	73	67	59
15	102	86	78	69	110	94	84	74	116	98	89	78	120	102	92	82
16	113	107	105	102	126	119	116	112	133	127	123	119	138	132	128	124
17	31	26	24	22	41	36	32	28	48	41	37	33	52	45	41	37
18	88	85	85	85	105	99	97	95	114	107	104	102	118	112	109	106
19	76	76	75	73	91	89	86	81	100	96	93	87	106	102	97	90
20	50	47	42	37	58	54	48	41	63	59	53	46	68	64	58	51
21	95	65	56	50	119	87	77	69	137	106	95	86	154	124	111	102
22	27	25	22	20	33	31	28	24	40	37	33	29	47	43	39	34
23	44	40	37	33	53	49	45	41	61	56	52	47	69	64	59	54
24	39	28	23	20	51	37	30	24	60	44	37	29	67	51	42	35
25	68	65	61	57	81	75	71	64	88	82	77	69	94	88	82	74
26	36	34	31	27	45	42	38	33	52	48	44	39	59	55	51	46
27	51	50	46	46	75	73	69	66	98	92	89	84	119	112	107	101
28	57	56	55	56	78	75	72	72	97	92	88	87	115	108	104	102
29	56	57	58	61	77	77	78	78	99	96	95	95	121	116	114	113
30	49	53	54	55	73	76	77	76	95	96	97	96	116	116	116	114
31	60	58	56	51	81	75	69	62	94	85	78	70	103	94	87	79
32	30	33	34	38	47	49	48	50	65	65	62	63	82	80	77	76
33	63	55	47	40	76	66	58	50	87	76	67	60	96	84	75	68
34	112	76	59	45	124	86	68	53	133	93	75	60	146	100	81	66
35	39	35	32	31	53	48	44	40	67	59	54	50	80	71	65	60

## 3.4 Modelo para estimar los datos de $M_r$ en suelos finos plásticos

Como se observa, una prueba de módulo de resiliencia proporciona 16 valores. La forma típica de graficar los resultados (esfuerzo desviador contra módulo de resiliencia) parece no ser la forma más conveniente. Brown (1996) en su artículo "Soil Mechanics in pavement Engineering" muestra que si los datos se grafican como una relación entre  $\sigma_d/\sigma_3$  y  $M_r$ , se obtiene una relación única (Figura 3.3) cuyo ajuste puede ser una relación potencial expresada como:

$$M_r = k_1 \left( \frac{\sigma_d}{\sigma_3} \right)^{k_2} \quad (3.1)$$

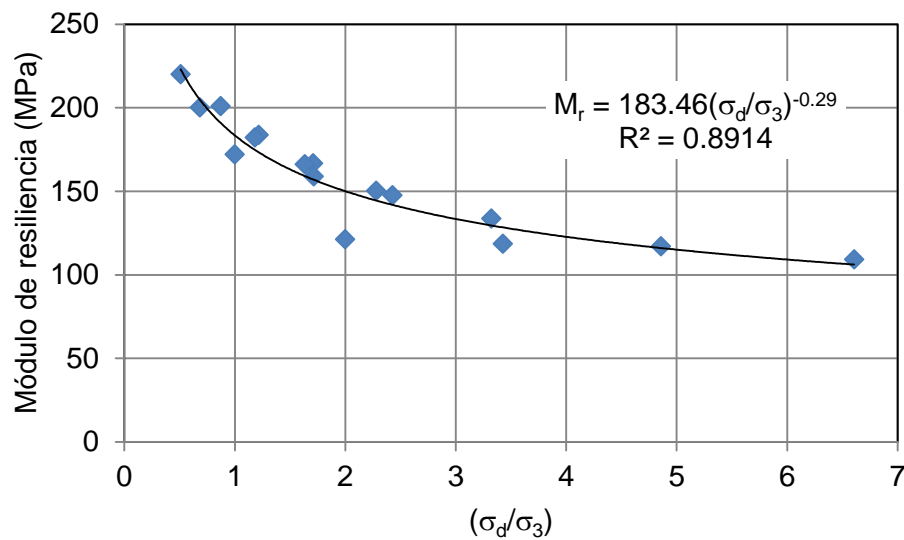
Donde:

$M_r$  = Módulo de resiliencia (MPa)

$k_1$  y  $k_2$  = Parámetros de ajuste

$\sigma_d$  = Esfuerzo desviador (kPa)

$\sigma_3$  = Presión de confinamiento (kPa)



**Figura 3.3 Representación de los resultados de una prueba de módulo de resiliencia con su correspondiente ecuación de ajuste**

Los resultados promedio para cada tipo de suelo se graficaron de la forma indicada en la Figura 3.3 y se tabularon los valores de los coeficientes  $k_1$  y  $k_2$  (Tabla 3.5).

Tabla 3.5 Resumen de los valores de  $k_1$  y  $k_2$ 

Suelo	$k_1$	$k_2$	$R^2$
Arcilla del Instituto Mexicano del Transporte	77.416	-0.25	0.6774
Arcilla del nuevo laboratorio de hidráulica. IMT	111.2	-0.178	0.9754
Mezcla: 90%arcilla Pedro Escobedo-10% Arena Arcila	101.89	-0.108	0.9107
Fraccionamiento Pueblo Nuevo. Villa Corregidora, Querétaro	79.886	-0.261	0.9617
Mezcla: 70.8% Arcilla Pedro Escobedo-29.2%Arena Arcila	128.77	-0.141	0.8277
Mezcla: 80%Arcilla IMT-20%Arena Arcila	88.506	-0.161	0.9745
Suelo del Aeropuerto de Querétaro	70.244	-0.202	0.9309
Suelo de La Galera, Querétaro	102.67	-0.208	0.8388
Limo de la excavación del nuevo laboratorio de hidráulica	128.27	-0.122	0.9412
Suelo de la capa superficial en carretera Villa Victoria. Toluca	42.669	-0.353	0.9753
Mezcla: 80%Arcilla Pedro Escobedo-20%Arena Arcila	108.15	-0.139	0.823
Terminal de Autobuses de Querétaro	96.30	-0.151	0.8411
Banco Misha de Sanfandila, Querétaro	59.443	-0.232	0.9477
Comercial Mexicana, Boulevard de La Nación. Qro.	118.48	-0.433	0.9788
Mezcla: 80% Limo Misha-20% Arena Arcila	37.559	-0.332	0.9203
Mezcla: 70% Limo Misha-30% Arena Arcila	57.795	-0.258	0.9395
Suelo de la segunda capa en la carretera Villa Victoria. Toluca	47.489	-0.477	0.9734
Mezcla: 70% suelo La Galera-30% Arena Arcila	82.907	-0.199	0.9708
Mezcla: 60%Limo Misha-40% Arena Arcila	49.487	-0.307	0.9302
Banco San José. Tequisquiapan, Querétaro	95.014	-0.385	0.7134
Banco Los Cues. Querétaro	94.623	-0.29	0.6716
Banco Conín-08	99.307	-0.284	0.5669
Banco Conín-09	97.496	-0.310	0.5142
Suelo de cimentación del HVS	66.772	-0.303	0.9122
Mezcla: 30% Limo Misha-70 arena Arcila	64.977	-0.329	0.5046
Mezcla: 26.4% Arcilla Pedro Escobedo-73.6% arena Arcila	78.845	-0.333	0.986
Mezcla: 50% Arcilla Pedro Escobedo-50 % Arena Arcila	104.08	-0.427	0.788
Mezcla: 50% limo Misha-50% Arena Arcila	62.949	-0.389	0.8775

Después de obtener los valores de  $k_1$  y  $k_2$ , estos se correlacionaron con diferentes propiedades. Se encontró que el valor de  $k_1$  depende del límite líquido, del porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200 y del contenido de agua óptimo. La correlación para  $k_1$  se puede expresar como:

$$k_1 = -27.4 + 2.85LL + 0.728Pasa200 - 2.99w_{opt} \quad (3.2)$$

$$R^2 = 70.4\%$$

Donde:

LL = Límite líquido (%)

Pasa 200 = Cantidad que pasa la malla 200 (%)

$w_{opt}$  = Contenido de agua óptimo (%)

El coeficiente  $k_2$  está correlacionado con el índice plástico y el grado de saturación (correspondiente al óptimo de compactación) de la siguiente manera:

$$k_2 = 0.765 + 0.00685IP - 0.0132S \quad (3.3)$$

Donde:

IP = Índice de plasticidad (%)

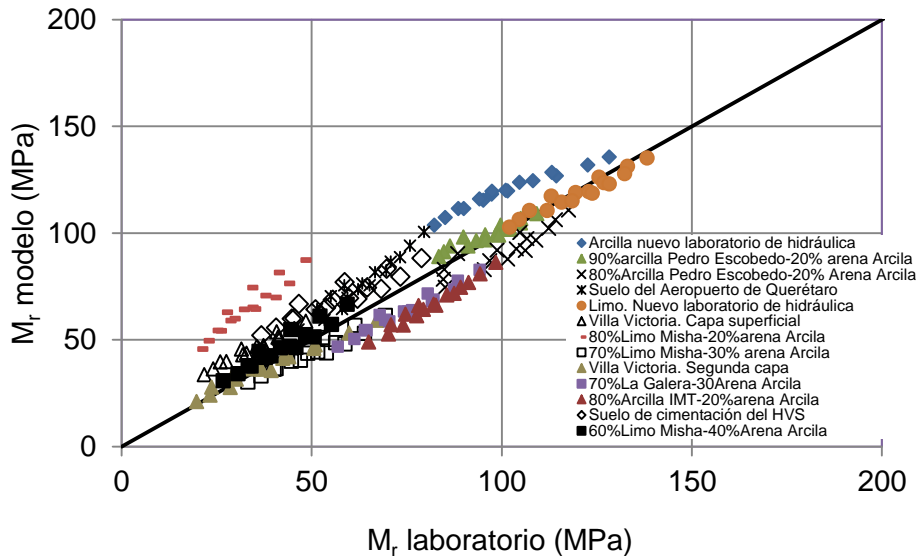
S = Grado de saturación correspondiente al contenido de agua óptimo (%)

Sustituyendo  $k_1$  y  $k_2$  en la ecuación (3.1) se tiene la expresión (3.4) para estimar el valor de  $M_r$  en la condición óptima de compactación:

$$M_r \text{ (MPa)} = (-27.4 + 2.85LL + 0.728P_{asa200} - 2.99w_{opt}) \left( \frac{\sigma_d}{\sigma_3} \right)^{0.765+0.00685IP-0.0132S} \quad (3.4)$$

Cabe señalar que la expresión anterior se desarrolló sólo para suelos clasificados como arcillas y limos (suelos sombreados en la Tabla 3.5). La expresión para arenas se desarrollará en cuanto la base de datos cuente con un mayor número de ensayos.

Para verificar el grado de predicción del modelo, éste se utilizó para calcular los valores de  $M_r$  y compararlos con los de laboratorio. De la Figura 3.4 se observa que existen suelos para los cuales el modelo predice valores muy similares a los obtenidos en laboratorio, pero también existen suelos para los cuales subestima o sobrestima. El modelo se verificará en un futuro con una mayor cantidad de suelos para poder mejorarlo.



**Figura 3.4 Comparativa de valores obtenidos con modelo versus valores obtenidos en laboratorio**

## 4 Conclusiones

---

Las conclusiones que se desprenden de este estudio son las siguientes:

- Existen diferentes protocolos de laboratorio para la evaluación del módulo de resiliencia, pero los más actuales son el AASHTO T307-99 y el NCHRP 1-28A. Las pruebas llevadas a cabo en este documento son combinación de ambos procedimientos.
- Se estudiaron varias bases de datos de módulo de resiliencia publicadas en la literatura, sin embargo, en varios casos los resultados presentaban dispersiones importantes. Por lo tanto, para la formulación del modelo presentado en este documento se utilizaron sólo datos obtenidos por los autores.
- Existen diversas correlaciones para estimar el módulo de resiliencia. La desventaja de algunas es que han sido obtenidas para suelos específicos. Otras sólo aplican a un estado de esfuerzos y otras contienen demasiadas variables, lo cual dificulta su implementación.
- En este documento se presenta la base de datos de módulo de resiliencia de suelos finos plásticos, arenas arcillosas y arenas limosas. Los resultados presentados son el promedio de tres o cuatro pruebas.
- La base de datos de módulos de resiliencia corresponde a especímenes compactados con contenido de agua óptimo y peso volumétrico seco máximo (respecto a la prueba Proctor estándar).
- Los resultados de módulo de resiliencia se representaron con un modelo potencial.
- Se obtuvieron los parámetros de ajuste  $k_1$  y  $k_2$  para cada suelo. Estos valores se correlacionaron con diferentes propiedades y se encontró que  $k_1$  puede correlacionarse con el límite líquido, el porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200 y el contenido de agua óptimo. El valor de  $k_2$  se correlacionó con el índice plástico y el grado de saturación correspondiente al contenido de agua óptimo.
- Las correlaciones  $k_1$  y  $k_2$  se sustituyeron en el modelo potencial para poder expresar la ecuación final para estimar el módulo de resiliencia. El modelo estima los valores para todos los estados de esfuerzos.

- Al verificar el modelo se observó que para algunos suelos el modelo indica valores muy similares (cercaos a la línea de igualdad, en otros suelos subestima o sobrestima los valores.
- En un futuro próximo el modelo se perfeccionará con los nuevos datos de módulo de resiliencia que se están obteniendo durante este año.



## Referencias

---

Hossain, S., y Kim, W.S. (2014). Estimation of subgrade resilient modulus using the unconfined compression test. Virginia Center for Transportation. Innovation & Research. Final Report VCTIR 15-R12.

L.H. Irwin (2002). Backcalculation: An overview and Perspective. FWD/Backanalysis Workshop. 6<sup>th</sup> International Conference on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRA 2002). Lisbon, Portugal, 24-26 June 2002 (published on CD).

Sweet, L. J. (2007). Seasonal variations of pavement layer moduli determined using in situ measurements of pavement stress and strain. The University of Maine. Thesis: master of science.

Selvaraj, S. (2012). Review on the use of instrumented Pavement Test Data in validating Flexible Pavement Mechanistic Load Response Models. Procedia-Social and Behavioral Sciences 43(2012) 919-831.

Kim, D., y Siddiki, N. Z. (2006). Simplification of resilient modulus testing for subgrades. Final Report: FHWA/IN/JTRP-2005/23. Conducted in Cooperation with the Indiana Department of Transportation. Federal Highway Administration. February 2006.

Baladi, G., Dawson, T., y Session, C. (2009). Pavement Subgrade Mr Design values for Michigan's Seasonal Changes. Michigan State University. Final Report RC 1531.

Rahim, A.M. y George, K.P. (2005). Models to estimate subgrade resilient modulus for pavement design. The International Journal of Pavement Engineering, Vol. 6. No. 2. Pp. 89-96.

Malla, R. B. y Joshi, S. (2007). Resilient Modulus Prediction Models Based on Analysis of LTPP Data for Subgrade Soils and Experimental Verification. Journal of Transportation Engineering, Vol. 133, No. 9. September 1, 2007.

Gopalakrishnan, K., and Thompson, M.R. (2007). Characterization of NAPTF subgrade soils for mechanistic-based analysis and design of airport flexible pavements. International Journal of Pavement Engineering. Vol. 8, No. 4. December 2007, 307-321.

Shaqlaih, A., White, L., and Zaman, M. (2013). Resilient Modulus Modeling with Information Theory Approach. International Journal of Geomechanics. Vol. 13. No. 4. Pp. 384-389.

Rahim, A. M. (2005). Subgrade Soil Index Properties to Estimate Resilient Modulus for Pavement Design. The International Journal of Pavement Engineering. Vol. 6. No. 3. September 2005. Pp. 163-169.

Ping, W.V. y Ling, C-C. (2007). Enhancement of resilient modulus data for the design of pavement structures in Florida. Final Report for the Florida Department of Transportation.

Mokwa, R., y Akin, M. (2009). Measurement and evaluation of subgrade soil parameters: Phase I-Synthesis of literatura. FHWA/MT-09-006/8199. Final Report.

Hveem, F.N., Zube, E., Bridges, R., y Forsyth, R. (1962). The effect of resilience-deflection relationship on the structural design of asphaltic pavements. State of California. Department of Public Works. Division of Highways.

Gillespie, T.D., Karamihas, M.S., Cebon, D., Sayers, M.W., Nasim, M.A., Hansen, W. y Ehsan, N. (1992). Effects of heavy vehicle characteristics on pavement response and performance. Reporte final: UMTRI 92-2. Preparado para National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board. National Research Council.

### **Normativa ASTM**

ASTM D 698. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12400 ft – lbf / ft<sup>3</sup> (600 kN/m<sup>3</sup>)).

ASTM D 854. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soils Solids by Water Pycnometer.

ASTM D 1130. Standard Test Methods for Amount of Material in Soils Finer than No. 200 (75 –  $\mu$ m) Sieve.

ASTM D 2166. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength Soil.

ASTM D 2216. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass.

ASTM D 4318. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

### **Norma de módulo de resiliencia:**

NCHRP 1-28A “Recommended standard test method for routine resilient modulus testing of unbound granular base/subbase materials and subgrade soils”. Del National Cooperative Highway Research Program. Project 1-28A.

### **Página Web**

<http://thoughts.arup.com/post/details/268/understanding-resilient-infrastructure>.

[1] <http://resilnet.uiuc.edu/library/resilencia/resilencia2.pdf>

[2] <http://www.culturaqueretaro.gob.mx/descargas2012/Brief%20Oficial%20RESILIENCIA%20POR%20UNA%20NOTA%20PDF%20WEB.pdf>

[3] [http://www.cegesti.org/exitoempresarial/publicaciones/publicacion\\_99\\_301109\\_es.pdf](http://www.cegesti.org/exitoempresarial/publicaciones/publicacion_99_301109_es.pdf)

[4] <http://www.eird.org/camp-10-15/>

[5] [http://www.dot.state.fl.us/research-center/Completed\\_Proj/Summary\\_RD/FDOT\\_780.pdf](http://www.dot.state.fl.us/research-center/Completed_Proj/Summary_RD/FDOT_780.pdf)

[6] [http://asce-sacto.org/images/downloads/Documents/sacramento\\_section\\_individual\\_awards.p](http://asce-sacto.org/images/downloads/Documents/sacramento_section_individual_awards.p)





Carretera Querétaro-Galindo km 12+000  
CP 76700, Sanfandila  
Pedro Escobedo, Querétaro, México  
Tel +52 (442) 216 9777 ext. 2610  
Fax +52 (442) 216 9671

[publicaciones@imt.mx](mailto:publicaciones@imt.mx)

<http://www.imt.mx/>