



INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

Verificación de modelos para estimar el módulo de resiliencia de suelos de granulometría fina

Natalia Pérez García
Federico Castro Mondragón
Montserrat Montoya Ortega

Publicación Técnica No. 693
Sanfandila, Qro.
2022

ISSN 0188-7297

Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Infraestructura de Vías Terrestres del Instituto Mexicano del Transporte, por la Dra. Natalia Pérez García, el M. en I. Federico Castro Mondragón y Monserrat Montoya.

Esta investigación es el producto final del proyecto de investigación interna II-18/21. Verificación de algunos modelos para estimar el módulo de resiliencia en la condición óptima de compactación.

Contenido

	Página
Índice de figuras	v
Índice de tablas	vii
Sinopsis	ix
Abstract	xi
Resumen ejecutivo	xiii
Introducción	1
1. Modelos para estimar el módulo de resiliencia	3
1.1. Introducción	3
1.2. Definición de módulo de resiliencia (M_r)	3
1.3. Variables que modifican el M_r	3
1.3.1. Condiciones físicas del suelo	4
1.3.2. Condiciones de esfuerzo	4
1.3.3. Otros factores	4
1.4. Protocolos actuales para determinar el M_r en laboratorio	5
1.5. Estado de esfuerzos a nivel de subrasante	8
1.6. Modelos para estimar el M_r	9
1.6.1. Modelo de Carmichael y Stuart	9
1.6.2. Modelo de Farrar y Turner	11
1.6.3. Modelo de Rahim	12
1.6.4. Modelo de Rahim y George	13
1.6.5. Modelo de Hossain y Kim	16
1.6.6. Modelo de Ozel y Mohajerani	17
1.6.7. Modelo de Pérez et al.	17
2. Suelos y Procedimientos de prueba	19
2.1. Muestreo de suelos	19
2.2. Preparación de muestras	19
2.3. Procedimientos de prueba	19
2.3.1. Determinación de propiedades índice y de compactación	19
2.3.2. Pruebas de módulo de resiliencia y de compresión no confinada	20
2.3.2.1. Preparación de especímenes de prueba	20
2.3.2.2. Pruebas de módulo de resiliencia	22
2.3.2.3. Prueba de resistencia en compresión no confinada	23
3. Propiedades de los suelos estudiados	25
3.1. Base de datos de M_r	25
4. Verificación de los modelos	37
4.1. Introducción	37

4.2.	Verificación de modelos	37
	4.2.1. Modelo de Carmichael y Stuart	37
	4.2.2. Modelo de Farrar y Turner	40
	4.2.3. Modelo de Rahim	40
	4.2.4. Modelo de Rahim y George	41
	4.2.5. Modelo de Hossain y Kim	42
	4.2.6. Modelo de Ozel y Mohajerani	44
	4.2.7. Modelo de Pérez et al.	45
	Conclusiones	47
	Bibliografía y Referencias	49

Índice de figuras

	Página
Figura 1.1. (a) Estimación de M_r de suelos cohesivos ; (b) Estimación del M_r para suelos granulares.	11
Figura 1.2. Valores estimados contra valores observados para ecuación 1.3	12
Figura 1.3. Módulo de resiliencia contra la relación de esfuerzo (σ_d/σ_3) para suelos finos, muestra de suelo fino (sección 1, estación 1311, muestra #3)	14
para suelos finos. Muestras de suelos finos (sección 1, estación 1311, muestra # 3).	14
Figura 1.4. Módulo de resiliencia contra la relación de esfuerzo (θ/σ_d) para suelos granulares (sección #12, estación 668, muestra #1)	16
Figura 1.5. Módulo medido versus módulo de resiliencia estimado para datos independientes (suelos finos de subrasante)	16
Figura 1.6. Módulo medido versus módulo de resiliencia estimado para datos independientes (suelos granulares de subrasante)	20
Figura 2.1. (a) Proceso de humectación, (b) mezclado y (c) curado de muestras	21
Figura 2.2. (a, b, c y d) Proceso de compactación de especímenes	21
Figura 2.3. (a) Extracción de espécimen, (b) Registro del peso; (c) Medición de la altura	22
Figura 2.4. (a) Secado de especímenes; (b) humedecimiento de especímenes; (c) Almacenamiento de especímenes posterior al humedecimiento o secado (14 días)	22
Figura 2.5. (a) Equipo triaxial para determinar el módulo de resiliencia; (b) Vista de la aplicación de la carga cíclica durante la prueba de módulo de resiliencia	38
Figura 4.1. (a) Verificación del modelo de Carmichael y Stuart para suelos CH con coeficientes originales del modelo; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	38
Figura 4.2. (a) Verificación del modelo de Carmichael y Stuart para suelos MH con coeficientes originales; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	38

Figura 4.3.	(a) Verificación del modelo de Carmichael y Stuart para suelos CL, ML con coeficientes originales del modelo; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	39
Figura 4.4.	(a) Verificación del modelo de Carmichael y Stuart para suelos SM con coeficientes originales del modelo; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	40
Figura 4.5.	(a) Verificación del modelo de Farrar y Turner con coeficientes originales; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	41
Figura 4.6.	(a) Verificación del modelo de Rahim con coeficientes originales del modelo; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	42
Figura 4.7.	(a) Verificación del modelo de Rahim y George con coeficientes originales; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	42
Figura 4.8.	(a) Verificación del modelo de Hossain y Kim con coeficientes originales (modelo solo con q_u); (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	43
Figura 4.9.	(a) Verificación del modelo de Hossain y Kim con coeficientes originales (modelo con q_u , índice de plasticidad y material que pasa malla No. 200); (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	43
Figura 4.10.	a) Verificación del modelo de Ozel y Mohajerano con coeficientes originales; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	44
Figura 4.11.	a) Verificación del modelo de Pérez et al con coeficientes originales para suelos plásticos; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	45
Figura 4.12.	a) Verificación del modelo de Pérez et al con coeficientes originales para suelos arenosos plásticos; (b) verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver	45

Índice de tablas

	Página
Tabla 1.1. Resumen de las diferencias de los dos métodos de prueba	5
Tabla 1.2. Secuencia de prueba para suelo de subrasante	6
Tabla 1.3. Secuencia de prueba para base/subbase	6
Tabla 1.4. Secuencia de prueba para subrasantes granulares	7
Tabla 1.5. Secuencia de prueba para subrasantes de suelo fino	7
Tabla 1.6. Secuencia de prueba para material de subbase o base	8
Tabla 1.7. Valores típicos de esfuerzo desviador y presiones de confinamiento (Hossain, 2008)	9
Tabla 2.1. Resumen de las normas para determinar propiedades índice y de compactación	20
Tabla 3.1. Identificación y nombres de los suelos	26
Tabla 3.2. Propiedades de los suelos	27
Tabla 3.3. Resumen de resultados de módulo de resiliencia	29

Sinopsis

En la literatura se han publicado decenas de modelos para estimar el módulo de resiliencia. Cada uno de estos se desarrolló para suelos específicos de una región o de un país, por esto, es recomendable que antes de utilizarlos para estimar valores para otras condiciones, se verifiquen y si es necesario, modificarlos para que se adecuen a las nuevas condiciones. En este trabajo se muestra la verificación de modelos propuestos por Carmichael y Stuart, Farrar y Turner, Rahim, Rahim y George, Hossain y Kim, Ozel y Mohajerani y Pérez et al.

Al verificar los modelos con una base de datos de módulo de resiliencia generada en el Instituto Mexicano del Transporte, se observó que en algunos se subestima o se sobrestima el valor del módulo de resiliencia. Una vez que se observó esto, se utilizó la herramienta "Solver" de Excel para evaluar los nuevos coeficientes del modelo, de tal manera que se minimizaran los errores entre valores medidos y estimados. Es así, que solo para algunos modelos (los que presentan una mejor predicción) se muestra el nuevo modelo con coeficientes modificados. Finalmente, se presentan las conclusiones del trabajo.

Abstract

Many models for estimating the resilient modulus have been published in the literature. Each of these was developed for specific soils of a region or a country; therefore, it is recommended that before using them for other conditions, they should be verified and, if necessary, modified to adapt them to the new conditions. This document shows the verification of models proposed by Carmichael and Stuart, Farrar and Turner, Rahim, Rahim and George, Hossain and Kim, Ozel and Mohajerani and Perez et al.

When verifying the models with a resilient modulus database generated at the Mexican Institute of Transportation, it was observed that in some of them the resilient modulus value is underestimated or overestimated.

Once the results were observed, the Excel "Solver" tool was used to evaluate the new model coefficients in order to minimize the errors between measured and estimated values. Thus, only some models are presented with modified coefficients (those with better prediction). Finally, conclusions are shown.

Resumen ejecutivo

Tanto el diseño de pavimentos AASHTO 1993 como el actual método DARWIN MD, requieren el módulo de resiliencia como parámetro de diseño. Para determinarlo en laboratorio se requiere de un equipo triaxial cíclico que no todos los laboratorios pueden tener por el costo que esto implica. Es así que, algunas investigaciones se han enfocado a determinar bases de datos que se ponen a disposición de los ingenieros para que de ellas se puedan tomar los valores de diseño. En otras investigaciones se han desarrollado modelos para estimarlo a partir de propiedades índice o mecánicas que pueden determinarse en cualquier laboratorio.

En la publicación técnica 475 del Instituto Mexicano del Transporte se documentaron 49 modelos para estimar el módulo de resiliencia, cuyo objetivo no era verificarlos, sino desarrollar un modelo propio a partir de valores de M_r para suelos de la República Mexicana.

En el trabajo presentado en este documento el objetivo es verificar solo algunos modelos. Se eligió verificar modelos que dependieran de parámetros que se determinaron para los suelos que conforman la base de datos obtenida en el Instituto Mexicano del Transporte.

El trabajo está estructurado de la siguiente manera:

En el capítulo 1 se aborda la definición de módulo de resiliencia, los factores de los que depende su valor, los procedimientos actuales para su determinación. Estos procedimientos son AASHTO T307 y NCHRP 1-28A. Con respecto a estos, se mencionan sus principales diferencias. Para el desarrollo de modelos de estimación del módulo de resiliencia algunos autores solo utilizaron un esfuerzo desviador y una presión de confinamiento; por esto, se indica de acuerdo a la literatura cuál es el estado de esfuerzos que se ha calculado en esta capa del pavimento. En el último inciso del capítulo se resumen los modelos de Carmichael y Stuart, Farrar y Turner, el de Rahim, el de Rahim y George, el desarrollado en Virginia por Hossain y Kim, un modelo de Australia de Ozel y Mohajerani y el de Pérez et al., desarrollado en el instituto Mexicano del Transporte en 2016. Para algunos modelos se explica cómo se obtuvieron, cómo se verificaron y bajo qué condiciones debe utilizarse.

El capítulo 2, resume los procedimientos de prueba utilizados en la generación de la base de datos. Estos incluyen los utilizados en la determinación de propiedades índice, de compactación, módulo de resiliencia y el de resistencia en compresión simple. En este capítulo se indica que los valores de módulo de resiliencia se determinaron para muestras ensayadas inmediatamente después de compactarse; otras se ensayaron después de humedecerse o secarse. También se hace notar que, para incrementar la base de datos, se prepararon muestras con combinaciones

de arcilla y arena o limo y arena. En algunos casos la arena fue de mina y en otros, la arena fue producto de trituración.

En el capítulo 3 se presentan las tablas donde se muestran las propiedades índice y de compactación de los suelos. Asimismo, se tienen algunas tablas en las que se muestran resultados de módulo de resiliencia solo para algunos suelos.

El capítulo 4 está dedicado a mostrar las verificaciones de los 7 modelos. Se señala que primeramente se verifica el modelo propuesto por el autor(es). Para todos los modelos se observó que subestiman o sobrestiman el valor de módulo de resiliencia. Por lo anterior, se utilizó la herramienta “Solver” de Excel para optimizar los coeficientes. Solo algunos modelos se reescribieron con los coeficientes determinados con el Solver.

Finalmente, se enumeran las conclusiones del trabajo. Se indica qué modelos se recomiendan para estimar el módulo de resiliencia.

Introducción

Desde su introducción en el diseño de pavimentos, el módulo de resiliencia (en adelante M_r) ha sido ampliamente estudiado alrededor del mundo. Son varios aspectos de este parámetro los que se han abordado. De ellos, los investigadores han tratado ampliamente el de su estimación a través de propiedades más factibles de determinar en todos los laboratorios. Este tema es importante por el hecho que la mayoría de los laboratorios tradicionales, al menos en México, no cuentan con un equipo triaxial cíclico para para determinarlo. Es así que, cuando los ingenieros en México requieren este parámetro, recurren a correlaciones, nomogramas, valores típicos, etc., generados en otros países.

El Instituto Mexicano del Transporte (IMT), desde hace algunos años, ha determinado valores de M_r de varios suelos del país. La mayor parte de ellos son del estado de Querétaro, otros de Veracruz, Jalisco, Nuevo León, Estado de México, etc. Con la base de datos adquirida, Pérez et al., (2016), desarrollaron un modelo para estimar el M_r de suelos finos compactados. Sin embargo, en la literatura se han publicados muchos otros modelos. En este documento se verifican siete modelos de estimación del M_r de suelos finos (suelos que pasan la malla No. 4). Una vez que se verificaron, se indica qué modelo (s) es mejor (es) para estimar el M_r .

1. Modelos para estimar módulo de resiliencia

1.1 Introducción

El módulo de resiliencia es un parámetro requerido para el diseño de un pavimento flexible. Este se introdujo en la guía de diseño de pavimentos AASHTO de 1986 y a partir de ahí se han llevado a cabo varias investigaciones sobre él. Sin embargo, un tema que ha sido de especial interés es su estimación. Esto se debe a que no todos los laboratorios cuentan con equipos triaxiales cíclicos para poder llevar a cabo su determinación. En los siguientes incisos se resumen los modelos que se han propuesto en algunos trabajos de investigación y que se verificaron en este trabajo. Cabe señalar que los modelos verificados en este trabajo están en función de parámetros que se han obtenido para los suelos estudiados en el IMT.

Antes de presentar los modelos y su verificación, se define qué es el módulo de resiliencia, las variables de las que depende y los protocolos más utilizados para su determinación.

1.2 Definición de módulo de resiliencia (M_r)

En 1955, Seed introdujo 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).

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

En donde:

σ_d = Esfuerzo desviador

ε_r = Deformación recuperable

1.3 Variables que modifican el M_r

Para poder desarrollar correlaciones de una propiedad, es necesario primeramente analizar qué variables son las que más lo afectan. La literatura indica que algunas de las variables que afectan el M_r son las siguientes:

1.3.1 Condiciones físicas del suelo

El M_r de los suelos puede variar dependiendo de las variaciones que tengan algunas propiedades. Por ejemplo, en los suelos de subrasante el M_r 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). Dawson et al. (2000) (citados por Zumrawi y Awad, 2017) encontraron que, para suelos con contenido de agua superiores al óptimo, la presión de poro se desarrolla y la rigidez se reduce rápidamente. Esto se debe a que se reducen los esfuerzos efectivos lo que trae como consecuencia un incremento de la deformación permanente. 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.

El peso volumétrico es otra 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, aumenta el M_r , sin embargo, su efecto es menor que el del contenido de agua (Rada y Witczak 1981 citado por Titi et al. 2006).

1.3.2 Condiciones de esfuerzo

Un incremento en el esfuerzo desviador resulta en un decremento en el M_r de suelos cohesivos y un incremento en el confinamiento lo aumenta. Rada y Witczak (1981) encontraron que la duración de aplicación del esfuerzo, la frecuencia, y el número de repeticiones para alcanzar la deformación resiliente de equilibrio tienen muy poco efecto. Con respecto al último factor, Pezo et al (1992) y Nazarian y Filiberti (1993) reportaron que el condicionamiento del espécimen afecta el M_r e indicaron que la historia de esfuerzos juega un papel clave en su evaluación (Titi et al. 2006).

1.3.3 Otros factores

Otros factores que también modifican el M_r son: tipo de suelo, cantidad de material fino, límites de consistencia, método de preparación de la muestra, tamaño de la muestra, granulometría, ciclos de congelamiento y deshielo, tipo de compactación, gravedad específica, cantidad de materia orgánica, etc.

De acuerdo con lo anterior, varios son los factores de los que depende el M_r . Algunos de los factores antes mencionados aparecerán en los modelos de estimación.

1.4 Protocolos actuales para determinar el M_r en laboratorio

Para determinar el M_r en laboratorio existen dos procedimientos que son los más utilizados. El NCHRP 1-28A. Determinación del módulo de resiliencia para diseño de pavimentos flexibles y el método de prueba AASHTO T307. Determinación del módulo de resiliencia de suelos y agregados. Es importante hacer notar que los procedimientos tienen algunas diferencias. Algunas de ellas se resumen en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Resumen de las diferencias de los dos métodos de prueba

Norma AASHTO T307	Protocolo NCHRP 1-28A
La aplicación de la carga es 0.1 de segundo con un periodo de reposo de 0.9 s para los materiales Tipo I y II.	El procedimiento incluye la determinación del módulo de resiliencia de mezcla asfáltica, base granular no ligada, materiales de base y material de subrasante.
Los LVDTs van colocados en el exterior de la celda triaxial.	El material Tipo 1 puede ser base, subbase o subrasante con tamaño máximo de partícula de 9.5 mm. Todo el material mayor a 1 in se descarta. Se utiliza molde de 15.2 cm o 10.2 cm de diámetro. Se compacta por impactos o con compactación vibratoria.
La carga de contacto es 10% \pm 0.7 kPa del esfuerzo máximo aplicado de cada secuencia.	Material tipo 2. Material de base, subbase, y subrasante no tratada, con tamaño máximo de partícula de 9.5 mm y menos del 10% pasa la malla 200. Las muestras se compactan en molde de 10.2 cm de diámetro y se compactan de forma vibratoria.
Tanto para suelos tipo I como para II se aplican 15 secuencias de carga cíclica (Ver Tabla 1.1 y 1.2).	Material tipo 3. Materiales de subrasante con tamaño máximo de 9.5 mm y más del 10% pasa malla No. 200. Se compactan en molde de 10.2 cm, con compactación por impactos o por amasado.
Compactación vibratoria para suelos tipo I y II.	Material tipo 4. Muestras de tubo de pared delgada; suelos de subrasante no tratados. Muestras inalteradas de 71 mm de diámetro.
Compactación estática o por amasado para suelo tipo 2. Compactar en 5 capas.	La deformación del espécimen se mide en el interior. Los sensores de deformación pueden colocarse en el cuerpo de la muestra o de tal manera que se mida la deformación entre cabezales superior e inferior.
	Para materiales de base y subbase, el tiempo de carga es de 0.1 s y 0.9 de reposo. Para la subrasante, el tiempo de carga es de 0.2 s y 0.8 s de reposo. El tiempo de carga puede cambiarse a 0.15 s; el tiempo de reposo puede cambiarse a 0.4s.
	La celda de carga debe colocarse en el interior de la celda triaxial.
	El contenido de agua de las muestras compactadas se controla con una variación de \pm 0.5%; el peso volumétrico seco se controla con una variación de \pm 1%.
	En la etapa de acondicionamiento de aplican 1000 ciclos de carga (Ver Tablas 1.4, 1.5 y 1.6) .
	Se consideran tres procedimientos para determinar el M_r . Para suelos de subrasante granulares, para suelos de subrasante con material fino y para base/subbase granulares.
	El esfuerzo de contacto es 20% de la presión de confinamiento

Tabla 1.2 Secuencia de prueba para suelo de subrasante

Secuencia No.	Presión de confinamiento (kPa), S_3	Esfuerzo axial máximo (kPa), S_{max}	Esfuerzo cíclico (kPa) $S_{ciclico}$	Esfuerzo de contacto, $0.1S_{max}$	Número de aplicaciones de carga
0	41.4	27.6	24.8	2.8	500-1000
1	41.4	13.8	12.4	1.4	100
2	41.4	27.8	24.8	2.8	100
3	41.4	41.4	37.3	4.1	100
4	41.4	55.2	49.7	5.5	100
5	41.4	68.9	62.0	6.9	100
6	27.6	13.8	12.4	1.4	100
7	27.6	27.6	24.8	2.8	100
8	27.6	41.4	37.3	4.1	100
9	27.6	55.2	49.7	5.5	100
10	27.6	68.9	62.0	6.9	100
11	13.8	13.8	12.4	1.4	100
12	13.8	27.6	24.8	2.8	100
13	13.8	41.4	37.3	4.1	100
14	13.8	55.2	49.7	5.5	100
15	13.8	68.9	62.0	6.9	100

Tabla 1.3 Secuencia de prueba para Base/Subbase

Secuencia No.	Presión de confinamiento (kPa), S_3	Esfuerzo axial máximo (kPa), S_{max}	Esfuerzo cíclico (kPa) $S_{ciclico}$	Esfuerzo de contacto, $0.1S_{max}$	Número de aplicaciones de carga
0	103.4	103.4	93.1	10.3	500-1000
1	20.7	20.7	18.6	2.1	100
2	20.7	41.4	37.3	4.1	100
3	20.7	62.1	55.9	6.2	100
4	34.5	34.5	31.0	3.5	100
5	34.5	68.9	62.0	6.9	100
6	34.5	103.4	93.1	10.3	100
7	68.9	68.9	62.0	6.9	100
8	68.9	137.9	124.1	13.8	100
9	68.9	206.8	186.1	20.7	100
10	103.4	68.9	62.0	6.9	100
11	103.4	103.4	93.1	10.3	100
12	103.4	206.8	186.1	20.7	100
13	137.9	103.4	93.1	10.3	100
14	137.9	137.0	124.1	13.8	100
15	137.9	275.8	248.2	27.6	100

Tabla 1.4 Secuencia de prueba para subrasantes granulares

Secuencia No.	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo de contacto (kPa)	Esfuerzo cíclico (kPa)	Esfuerzo máximo (kPa)	Número de aplicaciones de carga
0	27.6	5.5	55.2	60.7	1000
1	13.8	2.8	6.9	9.7	100
2	27.6	5.5	13.8	19.3	100
3	41.4	8.3	20.7	29.0	100
4	55.2	11	27.6	38.6	100
5	82.8	16.6	41.4	58.0	100
6	13.8	2.8	13.8	16.6	100
7	27.6	5.5	27.6	33.1	100
8	41.4	8.3	41.4	49.7	100
9	55.2	11	55.2	66.2	100
10	82.8	16.6	82.8	99.4	100
11	13.8	2.8	27.6	30.4	100
12	27.6	5.5	55.2	60.7	100
13	41.4	8.3	82.8	91.1	100
14	55.2	11	110.4	121.4	100
15	82.8	16.6	165.6	182.2	100
16	13.8	2.8	41.4	44.2	100
17	27.6	5.5	82.8	88.3	100
18	41.4	8.3	124.2	132.5	100
19	55.2	11	165.6	176.6	100
20	82.8	16.6	248.4	265.0	100

Tabla 1.5 Secuencia de prueba para subrasantes de suelo fino

Secuencia No.	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo de contacto (kPa)	Esfuerzo cíclico (kPa)	Esfuerzo máximo (kPa)	Número de aplicaciones de carga
0	27.6	5.5	48.3	53.8	1000
1	55.2	11.0	27.6	38.6	100
2	41.4	8.3	27.6	35.9	100
3	27.6	5.5	27.6	33.1	100
4	13.8	2.8	27.6	30.4	100
5	55.2	11.0	48.3	59.3	100
6	41.4	8.3	48.3	56.6	100
7	27.6	5.5	48.3	53.8	100
8	13.8	2.8	48.3	51.1	100
9	55.2	11.0	69.0	80.0	100
10	41.4	8.3	69.0	77.3	100
11	27.6	5.5	69.0	74.5	100
12	13.8	2.8	69.0	71.8	100
13	55.2	11.0	96.6	107.6	100
14	41.4	8.3	96.6	104.9	100
15	27.6	5.5	96.6	102.1	100
16	13.8	2.8	96.6	99.4	100

Tabla 1.6 Secuencia de prueba para material de subbase o base

Secuencia No.	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo de contacto (kPa)	Esfuerzo cíclico (kPa)	Esfuerzo máximo (kPa)	Número de aplicaciones de carga
0	103.5	20.7	207.0	227.7	1000
1	20.7	4.1	10.4	14.5	100
2	41.4	8.3	20.7	29.0	100
3	69.0	13.8	34.5	48.3	100
4	103.5	20.7	51.8	72.5	100
5	138.0	27.6	69.0	96.6	100
6	20.7	4.1	20.7	24.8	100
7	41.4	8.3	41.4	49.7	100
8	69.0	13.8	69.0	82.8	100
9	103.5	20.7	103.5	124.2	100
10	138.0	27.6	138.0	165.6	100
11	20.7	4.1	41.4	45.5	100
12	41.4	8.3	82.8	91.1	100
13	69.0	13.8	138.0	151.8	100
14	103.5	20.7	207.0	227.7	100
15	138.0	27.6	276.0	303.6	100
16	20.7	4.1	62.1	66.2	100
17	41.4	8.3	124.2	132.5	100
18	69.0	13.8	207.0	220.8	100
19	103.5	20.7	310.5	331.2	100
20	138.0	27.6	414.0	441.6	100
21	20.7	4.1	103.5	107.6	100
22	41.4	8.3	207.0	215.3	100
23	69.0	13.8	345.0	358.8	100
24	103.5	20.7	517.5	538.2	100
25	138.0	27.6	690.0	717.6	100
26	20.7	4.1	144.9	149.0	100
27	41.4	8.3	289.8	298.1	100
28	69.0	13.8	496.8	496.8	100
29	103.5	20.7	745.2	745.2	100
30	138.0	27.6	993.6	993.6	100

1.5 Estado de esfuerzos a nivel de subrasante

Como se observa en las Tablas 1.2, 1.4 y 1.5, la prueba de módulo de resiliencia para suelos de subrasante se ejecuta a diferentes estados de esfuerzos. Las tablas indican combinaciones tanto de presión confinante como de esfuerzos desviadores. Es así que, de una prueba de módulo de resiliencia para materiales de subrasante, se pueden obtener 15, 16 o 20 valores.

Una de las preguntas de los diseñadores de pavimentos es qué valor elegir para diseño y para el desarrollo de modelos de estimación del parámetro. Al respecto, Mokwa y Akin (2009) publicaron un resumen del estado de esfuerzos desarrollado a nivel de subrasante. Estos autores mencionan que como parte de un programa de pruebas de módulo de resiliencia en suelos de subrasante de Arkansas, Elliot y colaboradores (1988) usaron la teoría de capas elásticas para estimar el esfuerzo

desviador (σ_d o cíclico) inducido por una carga de una rueda de 9000 lb para una sección típica de pavimento. Los resultados de ese estudio indicaron que las variaciones en σ_d pueden estimarse basándose en el número estructural del pavimento. Elliot y colaboradores indicaron que el esfuerzo desviador es aproximadamente 4 psi (27.6 kPa) para un número estructural mayor a 2.5 y aproximadamente 8 psi (55.2 kPa) para números estructurales menores a dos. Por su parte, George (2004) (citado por Mokwa y Akin, 2009), calculó los estados de esfuerzos para subrasantes bajo una carga de 4500 lb. George encontró un esfuerzo desviador igual a 7.4 psi (51.06 kPa) y una presión de confinamiento de 2 psi (13.8 kPa). Mohammad et al (2007) reportaron que en promedio (de acuerdo con la literatura), las subrasantes, presentan niveles de esfuerzo de 6 psi (41.4) y presión de confinamiento de 2 psi (13.8 kPa). Hossain (2008) recolectó los niveles de esfuerzo desviador y presión de confinamiento utilizados en varias investigaciones de literatura (Tabla 1.7). Hossain obtuvo una correlación y utilizó los valores de módulo para un esfuerzo desviador de 6 psi y una presión de confinamiento de 2 psi.

Tabla 1.7. Valores típicos de esfuerzo desviador y presiones de confinamiento

Presión de confinamiento (σ_c o σ_3) (psi)	Esfuerzo desviador (psi) (σ_d o $\sigma_{cíclico}$)	Referencia
2	5.4	Rahim (2005)
2	7.4	George (2004)
2	5	Ping et al. (2001)
2	6	Asphalt Institute (citado por Ping et al., 2001)
2	2	Daleiden et al (citado por Ping et al., 2001)
3	6	Lee et al., (1997)
2	6	Jones y Witczak (1977)

Fuente: Hossain, 2008

1.6 Modelos para estimar el M_r

En la literatura se han propuesto varios modelos para estimar el M_r . Algunos están en función del CBR, otros con base en la resistencia en compresión simple o de otras propiedades índice. En este documento solo se presentan los modelos que están en función de propiedades que se han medido para los suelos que forman la base de datos del IMT.

1.6.1 Modelo de Carmichael y Stuart

En 1985 Carmichael y Stuart publicaron su artículo "Predicting Resilient Modulus: A Study to Determine the Mechanical Properties of Subgrade Soils". En este artículo los autores indican que para el diseño mecanicista del pavimento era necesario conocer el módulo de resiliencia. Comentaron que, aunque este se podía determinar de pruebas cíclicas, los ingenieros de campo del Servicio Forestal no tenían acceso a este tipo de pruebas. Además, se requería un método rápido para determinarlo. Por tal motivo, se emprendió un estudio con el objetivo de obtener correlaciones para estimarlo.

Para poder lograr el objetivo, se llevó a cabo una búsqueda en la literatura de los datos de módulo de resiliencia publicados. De ella, se obtuvieron resultados de cerca de 250 suelos, lo cual proporcionó alrededor de 3300 puntos de módulo de resiliencia. Cabe señalar que los datos tenían problemas como: datos no reportados, se habían utilizado diferentes procedimientos de prueba, tamaño de muestras inconsistentes, etc. A pesar de esto, Carmichael y Stuart trataron de encontrar una correlación para todos los tipos de suelos, sin embargo, esto no fue posible. Por esto, formaron dos grupos de suelos: Los cohesivos a los que llamaron “fine-grained” y los granulares, a los que nombraron “coarse-grained”. En el primer grupo colocaron los suelos CH, MH, ML y CL; el segundo constaba de los suelos clasificados como GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM y SC. Las correlaciones obtenidas para estos dos grupos fueron las siguientes:

Para suelos finos:

$$M_r = 37.431 - 0.4566PI - 0.6179w_c - 0.1424P_{200} + 0.179\sigma_d + 36.422CH + 17.097MH \quad (1.2)$$

$R^2 = 0.759$, Error estándar (SE) = 5.277, N = 418 observaciones

donde

M_r = Módulo de resiliencia, ksi

PI = Índice de plasticidad, %

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

σ_3 = Presión de confinamiento, psi

σ_d = Esfuerzo desviador, psi

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

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

w_c = Contenido de agua, %

Para materiales granulares:

$$\log M_r = 0.523 - 0.025(w_c) + 0.544(\log\theta) + 0.173(SM) + 0.197(GR) \quad (1.3)$$

$R^2 = 0.836$, SE = 0.1627, N = 583 observaciones

Donde

M_r = Módulo de resiliencia, ksi

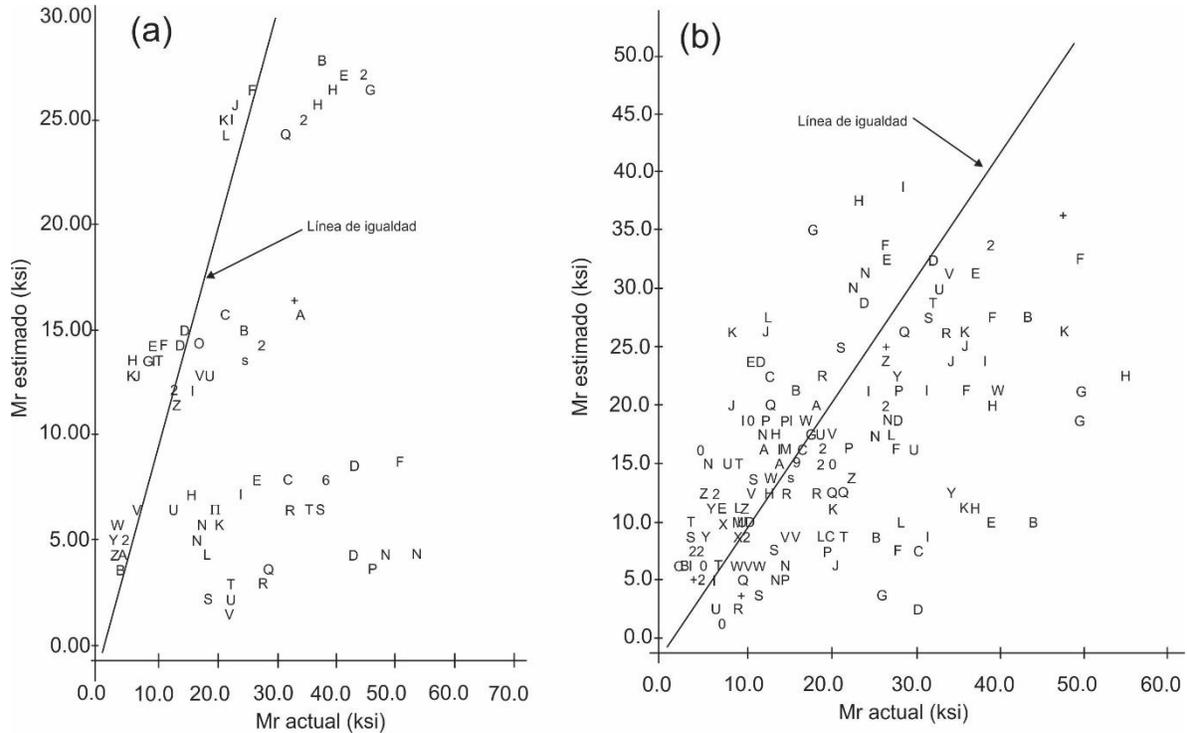
w_c = Contenido de agua, %

θ = Esfuerzo volumétrico ($\sigma_1 + 2\sigma_3$), psi

SM = 1 para suelos SM, 0 para otros suelos

GR = 1 para suelos GR (GM, GW, GC, GP)
= 0 para otros casos

Para verificar los modelos, se llevaron a cabo pruebas de módulo de resiliencia en otros suelos a los que se les determinaron sus propiedades índice. Las Figura 1.1a y 1.1b muestran las gráficas de verificación. Los autores concluyeron que los modelos predecían de forma razonable el valor de M_r .



Fuente: Carmichael y Stuart, 1985

Figura 1.1 (a) Estimación del M_r de suelos cohesivos; (b) estimación del M_r para suelos granulares

1.6.2 Modelo de Farrar y Turner

En 1991 Farrar y Turner desarrollaron dos correlaciones para suelos arcillosos (A-6 y A-7-6) y limosos (A-4) de Wyoming, Estados Unidos. Las pruebas de M_r las llevaron a cabo de acuerdo con la norma AASHTO T274. Los esfuerzos de confinamiento utilizados fueron de 0, 3 y 6 psi y 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 300 psi. Los especímenes fueron de 4 in de diámetro y 8 in de longitud y se compactaron en cuatro capas.

Farrar y Turner desarrollaron dos correlaciones para un esfuerzo desviador de 4 psi (27.6 kPa) y una presión de confinamiento de 0 psi. En este documento sólo se presenta la correlación que se verifica:

$$M_r = 30280 - 359S - 325\sigma_d + 237\sigma_c + 86PI + 107p\#200 \quad (1.4)$$

$$R^2 = 0.663$$

$$S_e = 3034 \text{ psi}$$

donde

M_r = Módulo de resiliencia (psi)

S = Grado de saturación (%)

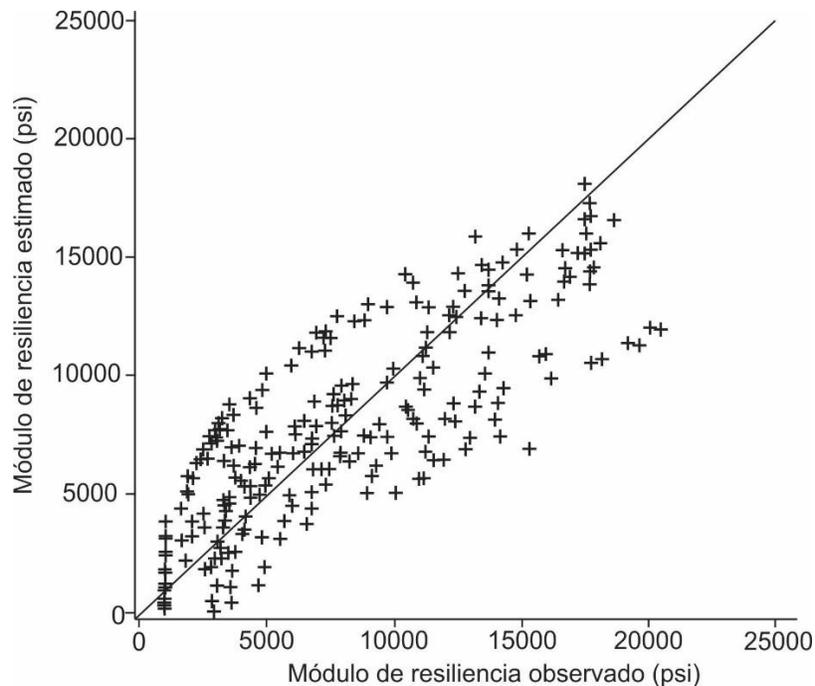
PI = Índice de plasticidad (%)

$p\#200$ = Porcentaje de material que pasa la malla No. 200 (%)

σ_d = Esfuerzo desviador (psi)

σ_c = Esfuerzo de confinamiento (psi)

Al verificar el modelo se obtuvo la gráfica de la Figura 1.2. De esta se puede observar que existe dispersión importante en la predicción de M_r .



Fuente: Farrar y Tener, 1991

Figura 1.2 Valores estimados contra valores observados para ecuación 1.3

1.6.3 Modelo de Rahim

Rahim (2005) llevó a cabo un estudio sobre el módulo de resiliencia y uno de los objetivos de su estudio era determinar un modelo para estimarlo. Para su estudio se extrajeron muestras (con tubo Shelby) de 5 secciones de pavimento. Los intervalos de muestreo en cada sección fueron de 61 m y la profundidad fue de 1.5 m. Las pruebas de M_r se llevaron a cabo con el método AASHTO TP46 (1993). Después de obtener los resultados, se resumieron los valores para un esfuerzo desviador de 37 kPa y esfuerzo de confinamiento de 14 kPa (estado de esfuerzos

determinando de un análisis multicapa). Con estos datos se llevó a cabo el análisis y se determinó que el mejor modelo para predecir el M_r para suelos finos era el siguiente:

$$M_r = 17.29 \left[\left(\frac{LL}{w_c + 1} \times \gamma_{dr} \right)^{2.18} + \left(\frac{\#200}{100} \right)^{-0.609} \right] \quad (1.5)$$

$$R^2 = 0.70; (S_e/S_y = 0.204) \text{ RMSE} = 32.5$$

Y para suelos arenosos:

$$M_r = 324.14 \left[\left(\frac{\gamma_d}{w_c + 1} \right)^{0.8998} \left(\frac{\#200}{\log c_u} \right)^{-0.4652} \right] \quad (1.6)$$

$$R^2 = 0.75; (S_e/S_y = 0.1634) \text{ RMSE} = 12.6$$

donde

M_r = Módulo de resiliencia (MPa)

LL = Límite líquido (%)

w_c = Contenido de agua (%)

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

γ_{dr} = Densidad seca/densidad seca máxima

γ_d = Densidad seca (kN/m^3)

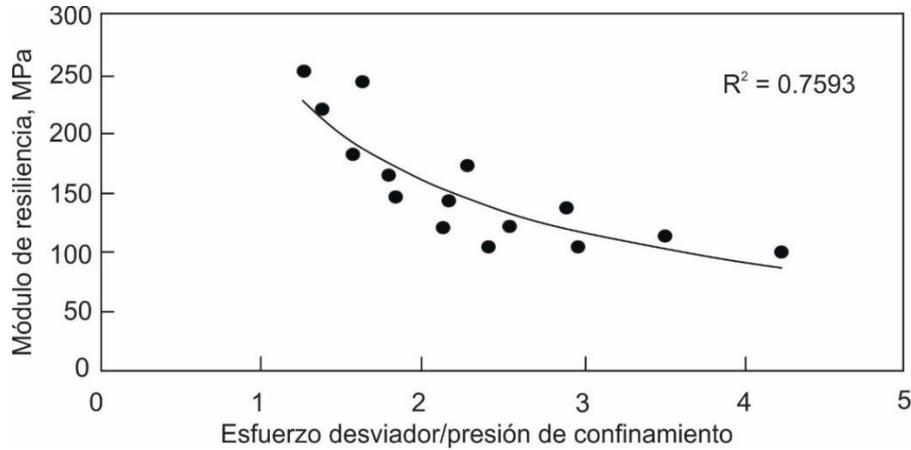
c_u = Coeficiente de uniformidad

R^2 = Coeficiente de determinación

1.6.4 Modelo de Rahim y George

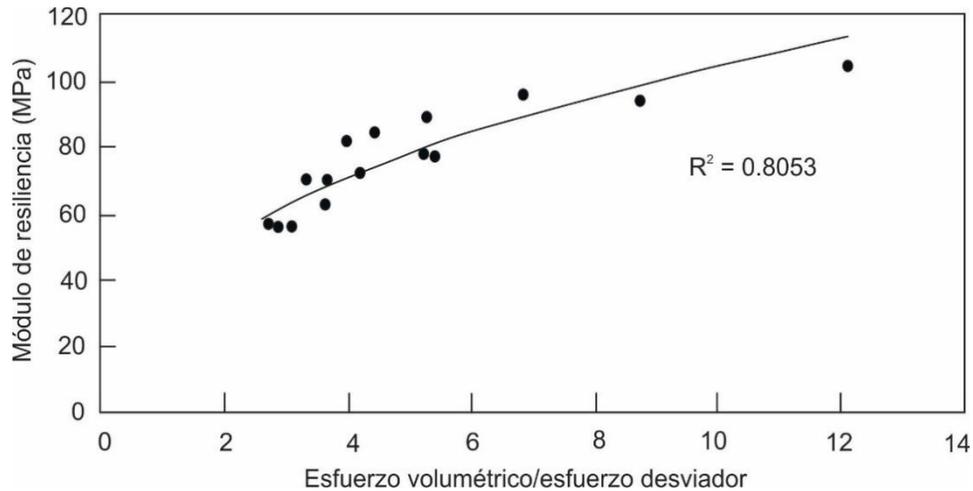
En el mismo año, Rahim y George, publicaron otro artículo en el que propusieron dos modelos para estimar el módulo de resiliencia. Para el desarrollo de los modelos, se utilizaron los datos mencionados en el modelo previo.

Rahim y George indicaron que tanto el confinamiento y el esfuerzo desviador deberían ser considerados en el modelo para capturar mejor el comportamiento del suelo. Se estudiaron varias relaciones de esfuerzo, pero se encontró que σ_d/σ_3 y θ/σ_d eran los mejores, para el caso de suelos finos y materiales granulares respectivamente (ver Figuras 1.3 y 1.4).



Fuente: Rahim y George, 2005

Figura 1.3 Módulo de resiliencia contra la relación de esfuerzo (σ_d/σ_3) para suelos finos. Muestra de suelo fino (sección 1, estación 1311, muestra #3)



Fuente: Rahim y George, 2005

Figura 1.4 Módulo de resiliencia versus relación de esfuerzo (θ/σ_d) para suelos granulares (sección #12, estación 668, muestra #1)

Al utilizar el paquete estadístico para Ciencia Sociales (por sus siglas en inglés, SPSS), se encontró que los modelos no lineales para estimar el módulo fueron:

$$M_r = k_1 P_a \left(1 + \frac{\sigma_d}{1 + \sigma_c} \right)^{k_2} \quad (1.7)$$

$$M_r = k_1 P_a \left(1 + \frac{\theta}{1 + \sigma_d} \right)^{k_2} \quad (1.8)$$

donde

M_r = Módulo de resiliencia (MPa)

σ_d = Esfuerzo desviador (kPa)

σ_c = Presión de confinamiento (kPa)

θ = Esfuerzo volumétrico (kPa)

P_a = Presión atmosférica (kPa)

k_1 y k_2 = parámetros del modelo

El efecto de las propiedades índice se incorporó en el modelo a través de las correlaciones para los coeficientes k_1 y k_2 , como lo indican las expresiones 1.9 a 1.12, para suelos finos y granulares, respectivamente.

Para suelos de grano fino:

$$k_1 = 1.12(\gamma_{dr})^{1.996} \left(\frac{LL}{w_c}\right)^{0.639} \quad (1.9)$$

$R^2 = 0.66$: MSE = 0.21

$$k_2 = -0.27(\gamma_{dr})^{1.04} (w_{cr})^{1.46} \left(\frac{LL}{\#200}\right)^{0.47} \quad (1.10)$$

$R^2 = 0.61$: MSE = 0.018

Para suelos granulares las ecuaciones son las indicadas en 1.10 y 1.11:

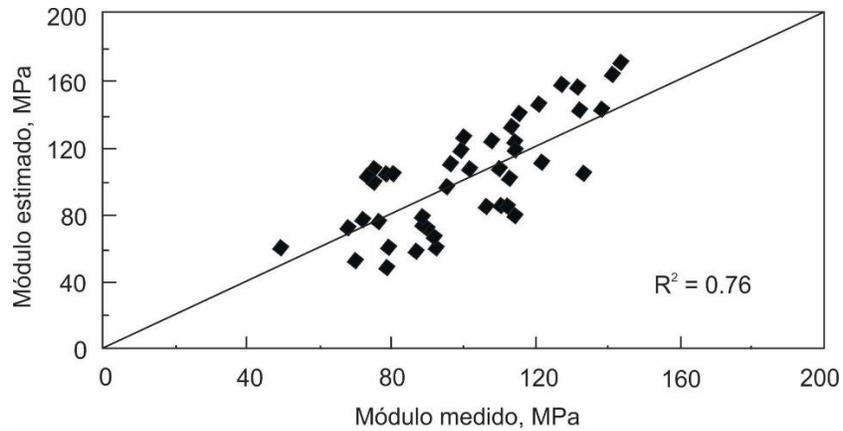
$$k_1 = 0.12 + 0.90(\gamma_{dr}) - 0.53(w_{cr}) - 0.017(\#200) + 0.314(\log c_u) \quad (1.11)$$

$R^2 = 0.72$: MSE = 0.025

$$k_2 = 0.226(\gamma_{dr} \times w_{cr})^{1.2385} \left(\# \frac{200}{\log c_u}\right)^{0.124} \quad (1.12)$$

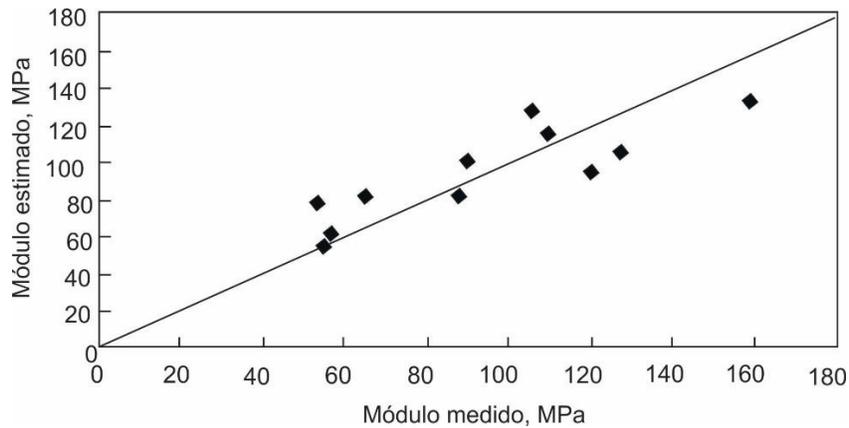
$R^2 = 0.65$: MSE = 0.006

Al verificar los modelos con datos independientes de suelos de Mississippi, Estados Unidos, se encontró que las predicciones eran razonables (ver Figuras 1.5 y 1.6).



Fuente: Rahim y George, 2005

Figura 1.5 Módulo medido versus módulo de resiliencia estimado para datos independientes (suelos finos de subrasante)



Fuente: Rahim y George, 2005

Figura 1.6 Módulo medido versus módulo de resiliencia estimado para datos independientes (suelos granulares de subrasante)

1.6.5 Modelo de Hossain y Kim

Por su parte, en 2014 Hossain y Kim del Centro de Innovación e Investigación de Transporte de Virginia propusieron correlaciones para estimar el M_r . Para desarrollar las correlaciones llevaron a cabo pruebas de M_r con suelos de subrasante de Virginia de acuerdo con el procedimiento AASHTO T307-10. Además, estos investigadores determinaron propiedades índice, resistencia en compresión simple y resistencia a corte rápido para los suelos en estudio (con confinamiento de 5 psi).

Hossain y Kim propusieron las correlaciones indicadas en las ecuaciones 1.13 y 1.14. Estas dos ecuaciones se obtuvieron con resultados de especímenes compactados en forma dinámica para M_r con esfuerzo desviador de 41.4 kPa y presión de confinamiento de 13.8 kPa.

$$M_r = 4283 + 143Q_u \quad (1.13)$$

$$R^2 = 0.73$$

$$M_r = 6113 + 95.1Q_u + 173.7PI - 27.8P_{200} \quad (1.14)$$

$$R^2 = 0.91$$

donde

M_r = Módulo de resiliencia (psi)

Q_u = Resistencia en compresión última (psi)

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

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

1.6.6 Modelo de Ozel y Mohajerani

Ozel y Mohajerani (2011) realizaron una investigación sobre módulo de resiliencia y deformación permanente. Uno de los objetivos de estos investigadores era proponer un modelo alternativo para la estimación del M_r . Para lograr el objetivo, llevaron a cabo pruebas cíclicas en cuatro suelos de Victoria, Australia. Los especímenes ensayados no solo se utilizaron para determinar M_r sino también deformación permanente (en una secuencia previa a la de M_r). También se realizaron pruebas triaxiales tipo UU y de compresión simple. El modelo propuesto por Ozel y Mahajerani lo expresaron como:

$$E_r = 29.37DSL + 0.632q_u - 0.546\sigma_d - 26.36 \quad (1.15)$$

donde

E_r = Módulo de resiliencia (MPa)

q_u = Resistencia en compresión simple (kPa)

σ_d = Esfuerzo desviador en la parte superior de la subrasante (kPa)

DSL = Relación σ_d/q_u

De acuerdo con los autores, la ecuación es adecuada para suelos que tienen resistencia en compresión simple en el rango de 145 a 275 kPa.

1.6.7 Modelo de Pérez et al.

En 2016, Pérez et al., propusieron otro modelo para estimar el M_r de suelos con plasticidad. El modelo fue propuesto para suelos que sufren un cambio en su contenido de agua. Este se desarrolló para todos los estados de esfuerzos de la prueba de M_r de acuerdo al protocolo NCHRP 1-28A.

El modelo propuesto por Pérez y colaboradores se expresó como:

$$M_r = k_1 \left(\frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \right)^{k_2} \quad (1.16)$$

Los valores de k_1 y k_2 se correlacionaron con propiedades índice, de tal manera que el modelo final quedó expresado como:

$$M_r = 94.6e^{-0.165(w-w_{opt})} \times \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3} \right)^{-0.25} \quad (1.17)$$

$$R^2 = 0.84$$

donde:

M_r = Módulo de resiliencia (MPa)

w = Contenido de agua de la muestra (%)

w_{opt} = Contenido de agua óptimo de la prueba Proctor estándar (%)

σ_d = Esfuerzo desviador (kPa)

σ_3 = Presión de confinamiento (kPa)

En la literatura pueden encontrarse más modelos, sin embargo, en este documento solo se estudiaron los 7 indicados.

2. Suelos y Procedimientos de prueba

2.1 Muestreo de suelos

Para llevar a cabo la verificación de los modelos de este documento, se utilizó una base de datos de módulos de resiliencia de suelos que se han estudiado en varios proyectos. La mayor parte de los suelos fueron muestreados en algunos puntos de Querétaro y otros fueron obtenidos de otros estados de la República Mexicana como Veracruz, Guadalajara, Nuevo León, etc. Cabe hacer notar que también se ensayaron suelos que se obtuvieron a partir de mezclas de arcilla-arena o limo-arena.

Todos los suelos utilizados fueron muestreados de forma alterada y se obtuvieron de proyectos donde se realizó una excavación o de algunos proyectos carreteros.

2.2 Preparación de las muestras

Una vez que los materiales fueron transportados al Instituto Mexicano del Transporte, se extendieron en un patio para que se secan en condiciones ambientales. Enseguida, se cribaron por la malla No. 4; el material retenido en la malla 4 se descartó. Una vez cribados, se cuartearon para obtener muestras de aproximadamente 50 kg; a partir de ellas se obtuvieron las muestras de prueba.

2.3 Procedimientos de prueba

2.3.1. Determinación de propiedades índice y de compactación

Para todos los suelos se determinaron propiedades índice como peso específico relativo de sólidos, porcentaje de finos (pasa malla No. 200), límites de consistencia, granulometría y características de compactación. Para determinar estas propiedades se utilizaron las normas indicadas en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Resumen de las normas para determinar propiedades índice y de compactación

Designación	Nombre de la norma
ASTM D854	Procedimiento estándar para determinar la gravedad específica por medio de picnómetro
ASTM D1140	Determinación de la cantidad de suelo que pasa la malla No. 200
ASTM D4318	Método estándar para determinar el límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad de los suelos
ASTM D 422	Análisis granulométrico por tamizado
ASTM D698	Determinación de las características de compactación con energía Proctor estándar

2.3.2. Prueba de módulo de resiliencia y compresión no confinada

2.3.2.1. Preparación de los especímenes de prueba

- El primer paso para la elaboración de los especímenes fue la obtención de la curva de compactación Proctor estándar del suelo. El contenido de agua óptimo y el peso volumétrico seco máximo fueron las condiciones de control de compactación de todos los especímenes.
- Después de pesar muestras de 1300 g, se agregó la cantidad de agua necesaria al suelo, de tal forma que se alcanzara el contenido de agua óptimo (Figura 2.1).
- Enseguida, el suelo se mezcló con el agua hasta obtener una mezcla homogénea, esta se colocó en una bolsa de plástico y se dejó curar durante 24 horas (Figura 2.1).



(a)

(b)

(c)

Figura 2.1 (a) Proceso de humectación, (b) mezclado y (c) curado de muestras.

- Después del tiempo de curado del suelo, el espécimen se compactó en ocho capas en un molde partido, de 7.1 cm de diámetro y 14.4 cm de altura sin collarín (Figura 2.2).
- Los especímenes compactados se utilizaron en las pruebas si el contenido de agua tenía una variación de $\pm 0.5\%$ con respecto al contenido de agua óptimo. Para el peso volumétrico seco se permitió una variación de $\pm 1\%$.

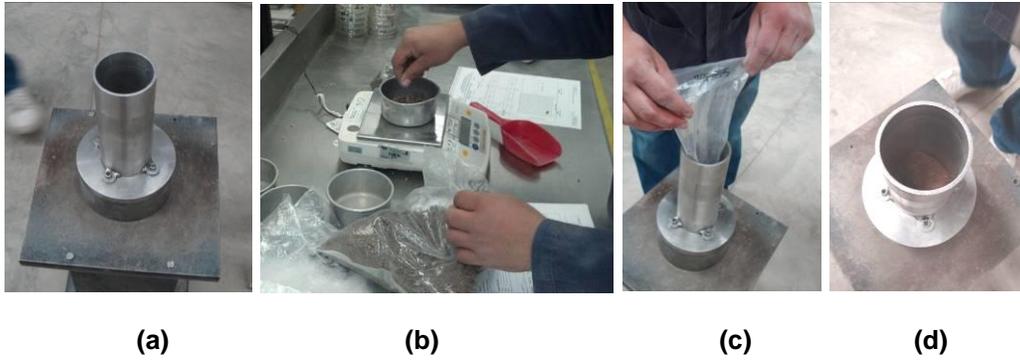


Figura 2.2 (a, b, c y d) Proceso de compactación de especímenes

- Para todos los suelos se obtuvo el módulo de resiliencia en la condición óptima de compactación. Para esto, después de tomar peso y dimensiones del espécimen, este se colocó en el equipo triaxial y se ejecutó la prueba de M_r .

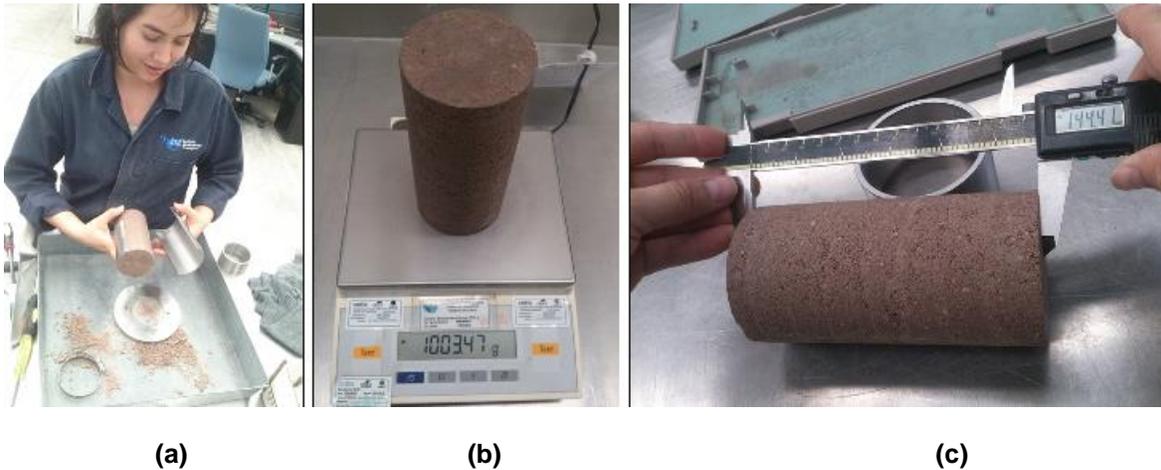


Figura 2.3 (a) Extracción de espécimen; (b) Registro del peso; (c) Medición de altura

- En la base de datos de M_r también se tienen resultados de especímenes que posterior a la compactación se humedecieron o se secaron durante 0, 1, 5, 10, 20, 30 y 60 días (esto se llevó a cabo para simular cambio en contenido de agua una vez que el material está colocado en la estructura del pavimento) (Figura 2.4).



(a) (b) (c)
Figura 2.4 (a) Secado de especímenes; (b) Humedecimiento de especímenes; (c) Almacenado de especímenes posterior a humedecimiento o secado (14 días)

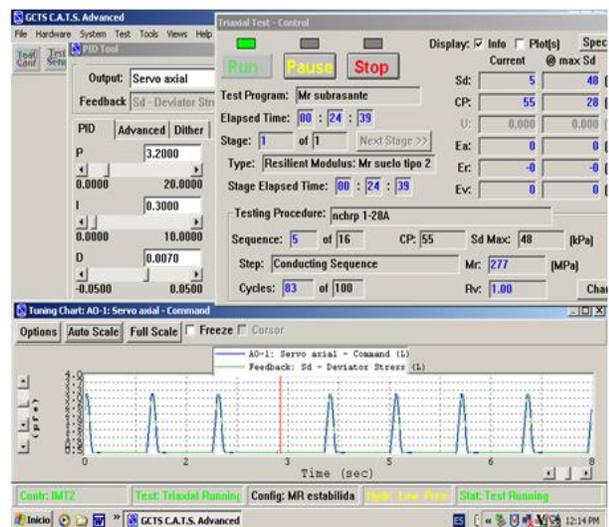
- Después de que los especímenes se humedecieron o secaron, se envolvieron en plástico nuevamente y se guardaron en un cuarto de temperatura constante por al menos 14 días para que el agua se redistribuyera en forma homogénea.

2.3.2.2. Prueba de módulo de resiliencia

Para las pruebas de M_r que se llevaron a cabo en este trabajo, se utilizó el equipo triaxial cíclico que se muestra en la Figura 2.5.



(a)



(b)

Figura 2.5 (a) Equipo triaxial para determinar el módulo de resiliencia; (b) Vista de la aplicación de la carga cíclica durante la prueba de módulo de resiliencia

El M_r se determinó para 16 secuencias de carga de acuerdo con el protocolo NCHRP 1-28A (Tabla 1.5). En cada una de estas secuencias, la carga se aplicó con una función semisenoidal con un tiempo de carga de 0.2 segundos y 0.8 segundos de descarga. Los datos que se registraron durante la prueba fueron las deformaciones y cargas de los últimos cinco ciclos de cada secuencia; el M_r final de cada prueba es el promedio de los cinco valores de cada secuencia. El utilizado para cada suelo se determinó como el promedio de dos o más réplicas.

2.3.2.3. Prueba de resistencia en compresión no confinada

Para la determinación de la resistencia en compresión simple (q_u) se utilizó como referencia el procedimiento descrito en la norma ASTM D 2166. Este método de prueba se utiliza para determinar la resistencia a la compresión no confinada (suelos cohesivos, inalterados, remoldeados o reconstituidos mediante compactación en laboratorio) mediante la aplicación de carga axial a deformación controlada. Con este procedimiento se obtiene el valor de la resistencia de suelos cohesivos en términos de esfuerzos totales.

Una vez que los especímenes estuvieron listos, se colocaron en la cámara triaxial y se verificó que el cabezal superior hiciera contacto con este. Posteriormente, se aplicó la carga a una velocidad de deformación controlada de 1.2% por minuto hasta alcanzar la falla del mismo. Cuando la falla del espécimen era inminente, se procedió a detener la compresión y se finalizó la prueba. Por último, se procedió a desmontar el espécimen; se verificó el tipo de falla o apariencia que presentó el espécimen y se hicieron las anotaciones correspondientes. Se disgregó y se tomaron las muestras necesarias para determinar el contenido de agua final.

3. Propiedades de los suelos estudiados

3.1 Base de datos de M_r

En esta sección se presentan las tablas que contienen la información de los suelos contenidos en la base de datos. La Tabla 3.1 muestra los nombres de los bancos de materiales de donde se extrajeron los suelos.

Tabla 3.1 Identificación y nombre de los suelos

ID suelo	Nombre del suelo
1	Suelo de La Gasera, Pedro Escobedo
2	90%Arcilla de hidráulica-10%Arena de Arcila
3	Arcilla del Lago La Venta
4	90%Arcilla Lago La Venta-10%Arena de Arcila
5	Arcilla del Laboratorio de hidráulica
6	Arcilla de Santa Rosa
7	Arcilla de La Cañada
8	Arcilla de las bodegas de Pedro Escobedo
9	Arcilla negra de Jalisco
10	Arcilla roja de Jalisco
11	Arcilla de San Pedro, Querétaro
12	Arcilla IMT
13	90%arcilla de hidráulica-10%arena triturada
14	80%arcilla de hidráulica-20%arena triturada
15	Limo del nuevo laboratorio de hidráulica
16	80%limo de hidráulica-20%arena de Arcila
17	Mezcla 1 (67%arcilla del lago La Venta-33% arena de Arcila)
18	70%arcilla de hidráulica-30%arena triturada
19	80%arcilla de hidráulica-20%arena de Arcila
20	80%arcilla Lago La Venta-20%arena de Arcila
21	70%arcilla de hidráulica-30%arena Arcila
22	60%arcilla de hidráulica-40%arena Arcila
23	Suelo de Pueblo Nuevo
24	80%arcilla IMT-20%arena Arcila
25	70%arcilla Lago La Venta-30%arena Arcila

Tabla 3.1 Identificación y nombres de los suelos (continuación)

ID suelo	Nombre del suelo
26	60%arcilla Lago La Venta-40%arena Arcila
27	Suelo del aeropuerto de Querétaro
28	Suelo de La Galera
29	Suelo de Villa Victoria (primera capa)
30	Suelo 2 de Santa Lucia
31	Suelo 3 de Santa Lucia
32	Suelo de Guadalajara
33	Suelo de la Terminal de autobuses de Querétaro
34	Suelo del banco Misha, Sanfandila, Pedro Escobedo
35	70%suelo La Galera-30%arena Arcila
36	Suelo de Villa Victoria (segunda capa)
37	80%suelo de Misha-20% arena Arcila
38	70%suelo de Misha-30% arena Arcila
39	Suelo 1 de Santa Lucia
40	Suelo de Veracruz
41	50%arcilla hidráulica-50%arena Arcila
42	40%arcilla hidráulica-60%arena Arcila
43	30%arcilla hidráulica-70%arena Arcila
44	60%arcilla hidráulica-40%arena triturada
45	50%arcilla hidráulica-50%arena triturada
46	40%arcilla hidráulica-60%arena triturada
47	30%arcilla hidráulica-70%arena triturada
48	20%arcilla hidráulica-80%arena triturada
49	10%arcilla hidráulica-90%arena triturada
50	100%arena triturada
51	Mezcla 2 (50%Arcilla Lago La Venta-50%-arena Arcila)
52	60%limo hidráulica-40%arena Arcila
53	50%limo hidráulica-50%arena de Arcila
54	40%limo hidráulica-60%arena Arcila
55	50%arcilla Lago La Venta-50%arena Arcila
56	90%suelo Veracruz-10%arena Arcila
57	80%suelo Veracruz-20%arena Arcila
58	70%suelo Veracruz-30%arena Arcila
59	60%suelo Veracruz-40%arena Arcila
60	Suelo extraído en donde se colocó losa para proyecto de HVS
61	Suelo de HVS-30%arena Arcila

Tabla 3.1 Identificación y nombres de los suelos (continuación)

ID suelo	Nombre del suelo
62	Suelo del banco CONIN
63	20%arcilla hidráulica-80%arena Arcila
64	10%arcilla hidráulica-90%arena Arcila
65	30%limo hidráulica-70%arena Arcila
66	20%limo hidráulica-80%arena Arcila
67	10%limo hidráulica-90%arena Arcila
68	20%suelo Veracruz-80%arena Arcila
69	10%suelo Veracruz-90%arena Arcila
70	Suelo de San José
71	Suelo de Los Cues
72	40%arcilla Lago La Venta-60%arena Arcila
73	30%arcilla Lago La Venta-70%arena Arcila
74	20%arcilla Lago La Venta-80%arena Arcila
75	10%arcilla Lago La Venta-90%arena Arcilla
76	Suelo de la plataforma de La Comercial Mexicana. Boulevard La Nación

En la Tabla 3.2 se resumen las propiedades índice y de compactación de los suelos de acuerdo con la norma ASTM D698.

Tabla 3.2 Propiedades de los suelos

ID suelo	Clas SUCS	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Pasa malla 200 (%)	w _{opt} (%)	γ _{dmax} (kN/m ³)
1	CH	91	33	58	96.17	40	11.58
2	CH	53	18	35	69.33	27	13.76
3	CH	67	27	40	90.46	34.8	12.44
4	CH	57	22	35	77.17	32.5	13.00
5	CH	66	31	35	76.79	30.25	13.10
6	CH	56	20	36	87.60	27.60	13.97
7	CH	55	30	25	81.40	31.25	13.17
8	CH	70	28	42	79.4	34.20	12.57
9	CH	94	32	62	95.6	36.10	12.44
10	CH	54	30	24	95.5	29.25	14.11
11	CH	81	36	45	95.1	39.50	11.53
12	CH	66	25	41	86	30.00	13.32
13	CH	59	21	38	62.13	26.5	14.00
14	CH	54	20	34	56.99	24.80	14.55
15	CH	73	30	43	64	28.2	13.76
16	CH	55	21	34	53	26.2	13.41
17	CH/CL	50	22	28	78.8	28.0	13.70
18	CH/CL	50	20	30	50.19	24.3	15.0
19	CH/CL	50	18	32	63.3	26.5	14.5

Tabla 3.2 Propiedades de los suelos (continuación)

ID suelo	Clas. SUCS	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Pasa malla 200 (%)	w _{opt} (%)	γ _{dmax} (kN/m ³)
20	CH/CL	50	20	30	67.97	27.8	13.87
21	CL	47	16	31	57.48	23.3	14.61
22	CL	42	15	27	54.48	23.2	14.96
23	CL	37	17	20	61.10	22.5	15.00
24	CL	47	22	25	69.81	25.75	14.00
25	CL	44	17	27	62.78	27.85	14.19
26	CL	39	16	23	27.49	23.78	14.51
27	MH	54	34	20	94.4	36.5	12.26
28	MH	59	33	26	89.6	33.8	13.00
29	MH	54	41	13	73.27	43.0	10.78
30	MH	61	38	23	72.84	45.0	10.7
31	MH	87	58	29	84.68	69.5	8.31
32	MH	64	34	30	63.70	37	11.41
33	ML	47	36	11	92.4	36.6	12.24
34	ML	44	33	11	87	32	12.96
35	ML	47	29	18	64.48	27.5	13.90
36	ML	44	29	15	79.03	37.0	12.61
37	ML	45	31	14	65.74	28.0	13.71
38	ML	39	28	11	54.28	24.22	14.50
39	ML	36	26	10	63.90	25.5	13.90
40	SC	23	15	8	31	15	18.6
41	SC	30	14	16	45.48	22	15.5
42	SC	29	14	15	35.93	19.7	15.9
43	SC	28	13	15	30.87	18.7	16.33
44	SC	45	17	28	48.22	22.4	15.69
45	SC	46	18	28	46.88	21	15.95
46	SC	37	16	21	40.42	18.5	16.8
47	SC	33	20	13	34.71	18.0	17.42
48	SC	31	19	12	31.71	14.80	18.26
49	SC	28	17	11	24.29	13.5	19.55
50	SC	25	14	11	20.11	9.6	19.37
51	SC	31	18	13	26.4	21	15.35
52	SC	47	21	26	41	23.2	15.10
53	SC	43	19	24	31	21.2	15.75
54	SC	34	17	17	27	19.3	16.02
55	SC	33	17	16	48.39	22.85	14.98
56	SC/SM	23	17	6	30	14.8	18.6
57	SC/SM	22	16	6	27	14.8	18.7
58	SC/SM	23	17	6	25	14.8	18.65
59	SC/SM	21	16	5	22	15	18.50
60	SC/SM	49	28	21	48.67	22.5	14.9
61	SM	38	25	13	35.53	18.5	15.9
62	SM	NP	NP	NP	36	29	13.05
63	SM	NP	NP	NP	25.61	18.2	16.56
64	SM	NP	NP	NP	22.09	17.4	17.15
65	SM	NP	NP	NP	21	19.8	16.5
66	SM	NP	NP	NP	17	18.8	16.8
67	SP-SM	NP	NP	NP	11	18	16.95
68	SW-SM	NP	NP	NP	12	16.5	17.35

Tabla 3.2 Propiedades de los suelos (continuación)

ID suelo	Clas. SUCS	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Pasa malla 200 (%)	w_{opt} (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)
69	SW-SM	NP	NP	NP	10	16.6	16.87
70	SM	NP	NP	NP	13.3	20.7	14.78
71	SM	NP	NP	NP	37	23.4	13.91
72	SM	NP	NP	NP	34.88	19.77	15.7
73	SM	NP	NP	NP	32.62	20.5	15.73
74	SM	NP	NP	NP	22.46	18.55	16.5
75	SM	NP	NP	NP	16.36	18.23	17.12
76	ML	NP	NP	NP	57.2	28.6	12.57

En la Tabla 3.3 se resumen algunos de los datos de módulos de resiliencia de la base de datos. Como se mencionó anteriormente, los valores de M_r se obtuvieron en la condición óptima de compactación (w_{opt} y γ_{dmax}); otros resultados son de especímenes que se compactaron en la condición óptima de compactación pero que se humedecieron o se secaron a partir de esa condición. Cabe hacer notar que los valores de M_r reportados en la Tabla 3.3 son valores promedio de dos o más réplicas.

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia

Suelo de La Gasera, Pedro Escobedo w (%) = 39.65 γ_d (kN/m ³) = 11.41 q_u (kPa) = 152			90%arcilla de hidráulica-10%arena de Arcila w (%) = 27 γ_d (kN/m ³) = 13.76 q_u (kPa) = Sin resultado		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)
14	28	46	14	28	82
14	48	44	14	48	82
14	69	42	14	69	83
14	95	38	14	95	82
28	30	49	28	30	98
28	49	46	28	49	96
28	69	44	28	69	95
28	95	40	28	95	92
41	31	50	41	31	109
41	50	47	41	50	106
41	69	44	41	69	103
41	96	40	41	96	99
55	31	50	55	31	117
55	50	47	55	50	113
55	70	44	55	70	110
55	96	41	55	96	105

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

Arcilla del Lago La Venta w (%) = 35.17 γ_d (kN/m ³) = 12.4 q_u (kPa) = 315			90%arcilla Lago La Venta-10%arena de Arcila w (%) = 32.88 γ_d (kN/m ³) = 13.05 q_u (kPa) = 287		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)
14	28	58	14	28	74
14	48	57	14	48	70
14	69	56	14	69	68
14	95	55	14	95	65
28	30	65	28	30	86
28	49	63	28	49	79
28	69	62	28	69	75
28	95	60	28	95	71
41	31	69	41	31	92
41	50	68	41	50	84
41	69	65	41	69	79
41	96	63	41	96	74
55	31	72	55	31	96
55	50	70	55	50	88
55	70	68	55	70	82
55	96	65	55	96	77

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

Arcilla del laboratorio de hidráulica w (%) = 30.27 γ_d (kN/m ³) = 13.07 q_u (kPa) = 283			Arcilla de Santa Rosa w (%) = 27.23 γ_d (kN/m ³) = 13.99 q_u (kPa) = 324		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)
14	28	94	14	28	90
14	48	91	14	48	85
14	69	88	14	69	83
14	95	84	14	95	80
28	30	103	28	30	105
28	49	98	28	49	98
28	69	94	28	69	94
28	95	89	28	95	89
41	31	107	41	31	112
41	50	102	41	50	105
41	69	98	41	69	100
41	96	93	41	96	94
55	31	110	55	31	117
55	50	105	55	50	109
55	70	100	55	70	104
55	96	95	55	96	98

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

Arcilla de La Cañada w (%) = 31.27 γ_d (kN/m ³) = 13.07 q_u (kPa) = 377			Arcilla de las bodegas de Pedro Escobedo w (%) = 33.71 γ_d (kN/m ³) = 12.7 q_u (kPa) = 363		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)
14	28	95	14	28	104
14	48	91	14	48	93
14	69	86	14	69	90
14	95	80	14	95	87
28	30	109	28	30	128
28	49	102	28	49	107
28	69	96	28	69	102
28	95	89	28	95	96
41	31	117	41	31	136
41	50	108	41	50	115
41	69	102	41	69	107
41	96	94	41	96	101
55	31	122	55	31	141
55	50	114	55	50	119
55	70	107	55	70	111
55	96	99	55	96	104

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

Arcilla negra de Jalisco w (%) = 35.93 γ_d (kN/m ³) = 12.49 q_u (kPa) = 310			Arcilla roja de Jalisco w (%) = 28.95 γ_d (kN/m ³) = 14.22 q_u (kPa) = 215		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)
14	28	79	14	28	72
14	48	71	14	48	63
14	69	68	14	69	53
14	95	64	14	95	43
28	30	86	28	30	92
28	49	75	28	49	80
28	69	71	28	69	66
28	95	66	28	95	53
41	31	87	41	31	104
41	50	77	41	50	89
41	69	72	41	69	75
41	96	67	41	96	59
55	31	87	55	31	109
55	50	77	55	50	95
55	70	72	55	70	80
55	96	67	55	96	64

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

Arcilla de San Pedro, Querétaro w (%) = 39.02% γ_d (kN/m ³) = 11.55 q _u (kPa) = 480			Arcilla IMT w (%) = 30.08 γ_d (kN/m ³) = 13.51 q _u (kPa) = 276		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)
14	28	109	14	28	83
14	48	102	14	48	66
14	69	100	14	69	57
14	95	99	14	95	48
28	30	129	28	30	90
28	49	118	28	49	71
28	69	114	28	69	61
28	95	111	28	95	51
41	31	139	41	31	93
41	50	127	41	50	73
41	69	121	41	69	63
41	96	116	41	96	53
55	31	146	55	31	94
55	50	132	55	50	75
55	70	124	55	70	65
55	96	119	55	96	54

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

90%Arcilla de hidráulica-10%arena triturada w (%) = 26.78 γ_d (kN/m ³) = 13.96 q _u (kPa) = 269			80%Arcilla de hidráulica-20%arena triturada w (%) = 24.93 γ_d (kN/m ³) = 14.54 q _u = 297		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)
14	28	65	14	28	87
14	48	66	14	48	87
14	69	68	14	69	89
14	95	69	14	95	89
28	30	81	28	30	113
28	49	80	28	49	109
28	69	81	28	69	106
28	95	80	28	95	104
41	31	91	41	31	127
41	50	90	41	50	120
41	69	89	41	69	116
41	96	87	41	96	112
55	31	99	55	31	136
55	50	98	55	50	129
55	70	96	55	70	122
55	96	92	55	96	118

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

Limo del Nuevo laboratorio de hidráulica w (%) = 27.93 γ_d (kN/m ³) = 14.01 q _u (kPa) = 578			80%limo de hidráulica-20%arena de Arcila w (%) = 24.3 γ_d (kN/m ³) = 14.79 q _u (kPa) = 441		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)
14	28	95	14	28	122
14	48	97	14	48	120
14	69	100	14	69	120
14	95	102	14	95	122
28	30	120	28	30	145
28	49	120	28	49	141
28	69	120	28	69	140
28	95	120	28	95	139
41	31	135	41	31	160
41	50	133	41	50	155
41	69	133	41	69	153
41	96	132	41	96	151
55	31	145	55	31	170
55	50	143	55	50	165
55	70	142	55	70	161
55	96	140	55	96	160

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

Mezcla 1 (67%arcilla Lago La Venta- 33%arena de Arcila w (%) = 27.81 γ_d (kN/m ³) = 13.63 q _u (kPa) = 353			70%arcilla de hidráulica-30%arena triturada w (%) = 24.53 γ_d (kN/m ³) = 15.02 q _u (kPa) = ---		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)
14	28	104	14	28	69
14	48	101	14	48	67
14	69	100	14	69	65
14	95	101	14	95	61
28	30	122	28	30	79
28	49	118	28	49	76
28	69	115	28	69	73
28	95	113	28	95	69
41	31	135	41	31	85
41	50	128	41	50	82
41	69	123	41	69	79
41	96	120	41	96	74
55	31	143	55	31	91
55	50	134	55	50	87
55	70	128	55	70	84
55	96	124	55	96	79

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

80%arcilla de hidráulica-20%arena de Arcila w (%) = 26.5 γ_d (kN/m ³) = 14.15 q_u (kPa)= 261			80%arcilla Lago La Venta-20%arena de Arcila w (%) = 27.95 γ_d (kN/m ³) = 13.88 q_u (kPa) = ---		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)
14	28	70	14	28	83
14	48	70	14	48	81
14	69	70	14	69	79
14	95	68	14	95	76
28	30	88	28	30	92
28	49	86	28	49	89
28	69	83	28	69	86
28	95	79	28	95	82
41	31	99	41	31	98
41	50	95	41	50	94
41	69	91	41	69	90
41	96	85	41	96	86
55	31	107	55	31	101
55	50	102	55	50	97
55	70	97	55	70	93
55	96	91	55	96	89

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

70%arcilla hidráulica-30%arena de Arcila w (%) = 23.3 γ_d (kN/m ³) = 14.61 q_u (kPa)= 279			60%arcilla hidráulica-40%arena Arcila w (%) = 23.2 γ_d (kN/m ³) = 14.96 q_u (kPa) = 204		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)
14	28	87	14	28	57
14	48	84	14	48	55
14	69	80	14	69	52
14	95	76	14	95	46
28	30	102	28	30	70
28	49	96	28	49	66
28	69	92	28	69	60
28	95	86	28	95	53
41	31	111	41	31	77
41	50	105	41	50	72
41	69	99	41	69	66
41	96	93	41	96	59
55	31	119	55	31	84
55	50	111	55	50	78
55	70	105	55	70	72
55	96	98	55	96	64

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

Suelo de Pueblo Nuevo, Querétaro w (%) = 22.05 γ_d (kN/m ³) = 14.94 q_u (kPa) = 278			80%arcilla IMT-20%arena Arcila w (%) = 25.56 γ_d (kN/m ³) = 14.05 q_u (kPa) = 274		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)
14	28	69	14	28	79
14	48	61	14	48	74
14	69	55	14	69	70
14	95	48	14	95	65
28	30	81	28	30	89
28	49	71	28	49	83
28	69	64	28	69	78
28	95	55	28	95	71
41	31	89	41	31	94
41	50	78	41	50	87
41	69	69	41	69	82
41	96	59	41	96	75
55	31	96	55	31	98
55	50	84	55	50	91
55	70	75	55	70	85
55	96	65	55	96	78

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

70%arcilla Lago La Venta-30%arena Arcila w (%) = 27.7 γ_d (kN/m ³) = 14.28 q_u (kPa) = --			60%arcilla Lago La Venta-40%arena Arcila w (%) = 23.2 γ_d (kN/m ³) = 14.96 q_u (kPa) = 204		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M_r (MPa)
14	28	72	14	28	57
14	48	69	14	48	55
14	69	66	14	69	52
14	95	60	14	95	46
28	30	80	28	30	70
28	49	75	28	49	66
28	69	71	28	69	60
28	95	65	28	95	53
41	31	84	41	31	77
41	50	79	41	50	72
41	69	75	41	69	66
41	96	68	41	96	59
55	31	87	55	31	84
55	50	82	55	50	78
55	70	77	55	70	72
55	96	71	55	96	64

Tabla 3.3 Resumen de los resultados de módulo de resiliencia (continuación)

Suelo del aeropuerto de Querétaro w (%) = 30.61 γ_d (kN/m ³) = 12.19 q _u (kPa) = 232			Suelo de La Galera w (%) = 33.41 γ_d (kN/m ³) = 12.92 q _u (kPa) = 270		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	M _r (MPa)
14	28	62	14	28	102
14	48	58	14	48	86
14	69	53	14	69	78
14	95	47	14	95	69
28	30	71	28	30	110
28	49	65	28	49	94
28	69	59	28	69	84
28	95	51	28	95	74
41	31	76	41	31	116
41	50	70	41	50	98
41	69	63	41	69	89
41	96	55	41	96	78
55	31	80	55	31	120
55	50	73	55	50	102
55	70	67	55	70	92
55	96	59	55	96	82

4. Verificación de los modelos

4.1 Introducción

En ingeniería de pavimento se hace uso frecuente de modelos de predicción. Ejemplos de estos son los de comportamiento del pavimento con respecto a IRI, rodera, agrietamiento, etc.; otros son para estimar parámetros como Valor de Soporte California (CBR), módulo de elasticidad, resistencia al esfuerzo cortante, módulo de resiliencia, etc. Existen ocasiones en donde se tiene la necesidad de hacer uso de los modelos propuestos en la literatura para estimar un parámetro o un comportamiento. Sin embargo, la cantidad de modelos publicados se pueden contabilizar por decenas. Si esto es así, entonces ¿cómo elegir el modelo adecuado? Para poder decidir qué modelo utilizar, se puede hacer una verificación de ellos. No se podrán verificar todos los existentes ya que no todos laboratorios miden los parámetros involucrados en ellos. Por ejemplo, en Estados Unidos se han desarrollado modelos que hacen uso del parámetro R (Fraomeni y Hedayat, 2020), que es un parámetro para determinar resistencia del suelo, pero este parámetro no se determina en otros países.

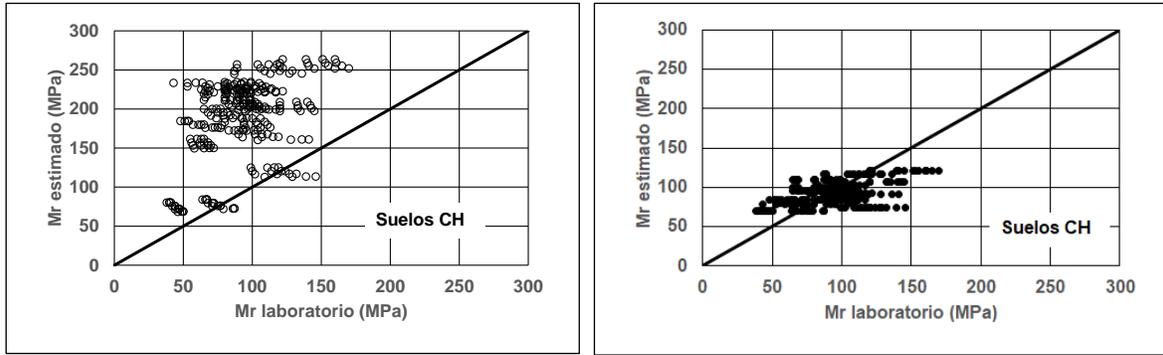
En los siguientes incisos se muestran las verificaciones de algunos de los modelos para estimar el módulo de resiliencia.

4.2 Verificación de modelos

4.2.1 Modelo de Carmichael y Stuart

Este modelo es uno de los primeros que se propuso para estimar el módulo de resiliencia. Las Figuras 4.1, 4.2 y 4.3 muestran las gráficas en donde se compara lo medido en laboratorio (en el IMT) contra lo estimado.

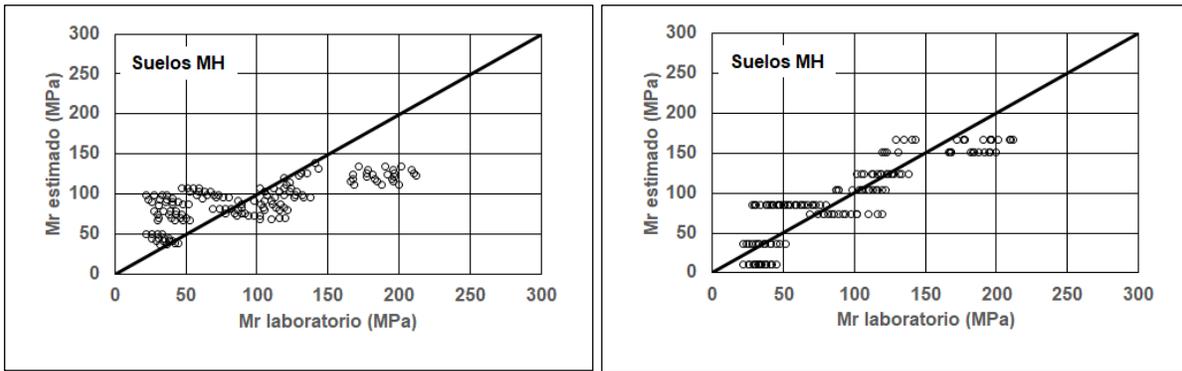
Se observa que el modelo no provee una buena estimación del M_r , a excepción de los suelos MH. Al observar esto, se verificó nuevamente el modelo utilizando la herramienta de “Solver” de Excel. Esto con el objetivo de obtener nuevos coeficientes para el modelo. La sección b de las Figuras 4.1, 4.2 y 4.3 muestran verificaciones con los coeficientes modificados.



(a)

(b)

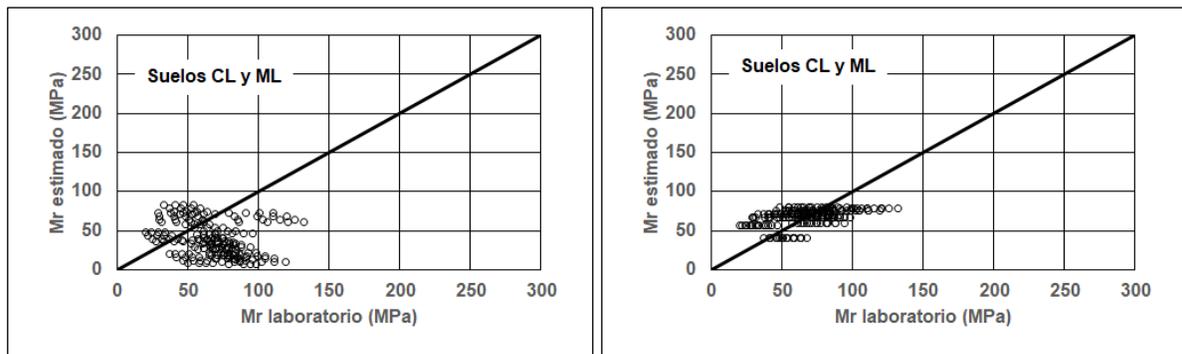
Figura 4.1 (a) Verificación del modelo de Carmichael y Stuart para suelos CH con coeficientes originales del modelo; (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver



(a)

(b)

Figura 4.2 (a) Verificación del modelo de Carmichael y Stuart para suelos MH con coeficientes originales; (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver



(a)

(b)

Figura 4.3 (a) Verificación del modelo de Carmichael y Stuart para suelos CL, ML con coeficientes originales; (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver

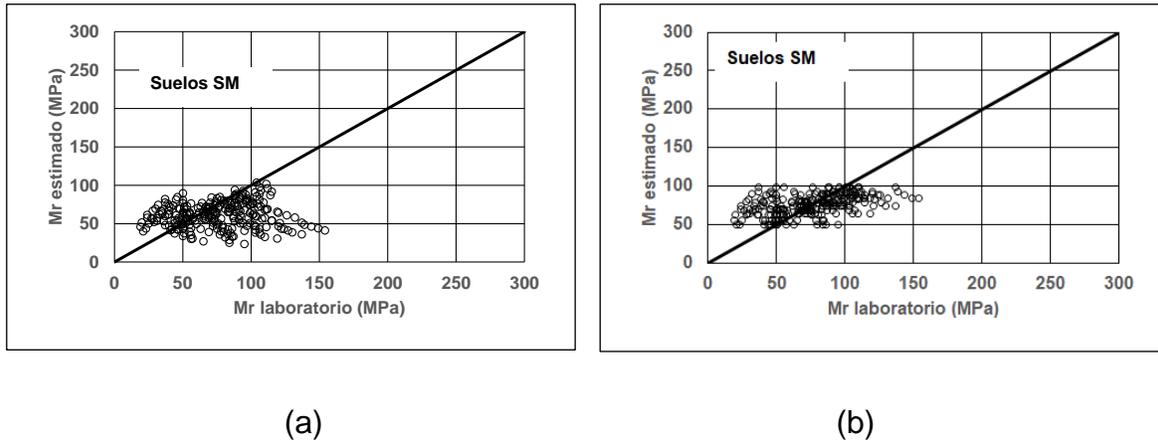


Figura 4.4 (a) Verificación del modelo de Carmichael y Stuart para suelos SM con coeficientes originales; (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver

De las verificaciones anteriores se observa que las mejores estimaciones del modelo se obtienen para el suelo MH. Cabe hacer notar que, el modelo para suelo finos no toma en cuenta el efecto de la presión confinante; quizá parte de la variabilidad en la estimación se deba a este factor. Por otro lado, y como lo mencionan Carmichael y Stuart en su artículo, los modelos se desarrollaron con una base de datos recopilada de la literatura; las muestras no eran siempre del mismo tamaño, no se utilizó el mismo procedimiento de prueba, etc., factores que seguramente tienen que ver con la variabilidad que se observa.

Cabe hacer notar que al ejecutar el “Solver”, los coeficientes del modelo para suelos tipo MH quedaron como lo indica la ecuación 4.1; los coeficientes para índice de plasticidad y esfuerzo desviador fueron cero.

$$M_r = 41.4 - 0.9w_c - 0.2P_{200} + 17.6 \quad (4.1)$$

donde

M_r = Módulo de resiliencia, ksi

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

w_c = Contenido de agua, %

Las ecuaciones para los otros suelos no se presentan porque la estimación muestra variación importante.

4.2.2 Modelo de Farrar y Turner

El modelo de Farrar y Turner se desarrolló para un esfuerzo desviador de 27.6 kPa y una presión de confinamiento de 0 kPa. Este estado de esfuerzos no coincide con ninguno del protocolo NCHRP 1-28A, por esto, para la verificación se utilizaron los valores de M_r obtenidos con un esfuerzo desviador de 28 kPa y una presión confinante de 14 kPa. En esta verificación se utilizaron suelos tipo CH, CL, MH y ML. La Figura 4.5a y b muestran la verificación con coeficientes originales y con coeficientes modificados a partir de lo que se obtuvo con Solver.

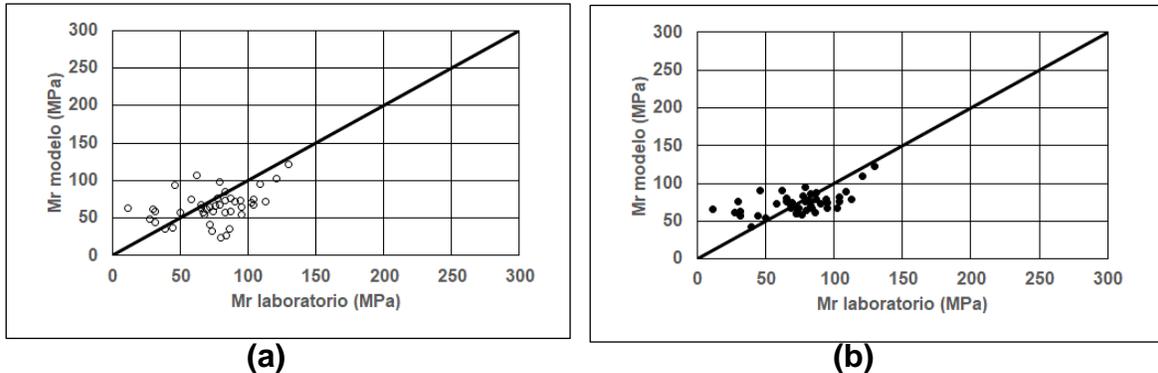


Figura 4.5 (a) Verificación del modelo de Farrar y Turner con coeficientes originales; (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver

La Figura 4.5a indica dispersión importante de los resultados; una vez que se aplica el Solver a los datos, se tiene una mejor predicción. Los nuevos coeficientes de la ecuación quedan como:

$$M_r = 29565 - 275S + 598\sigma_c + 107PI \quad (4.2)$$

donde:

M_r = Módulo de resiliencia (psi)

S = Grado de saturación (%)

PI = Índice de plasticidad (%)

σ_c = Esfuerzo de confinamiento (psi)

4.2.3 Modelo de Rahim

El modelo de Rahim se desarrolló para un esfuerzo desviador de 37 kPa y una presión confinamiento de 14 kPa. Nuevamente, este estado de esfuerzos no coincide con alguna secuencia del protocolo NCHRP 1-28A. Por esto, para verificar el modelo se utilizó la secuencia más cercana que fue un esfuerzo desviador de 48 kPa y una presión confinante de 14 kPa. Los suelos utilizados en la verificación de este modelo fueron CH, CL, MH y ML.

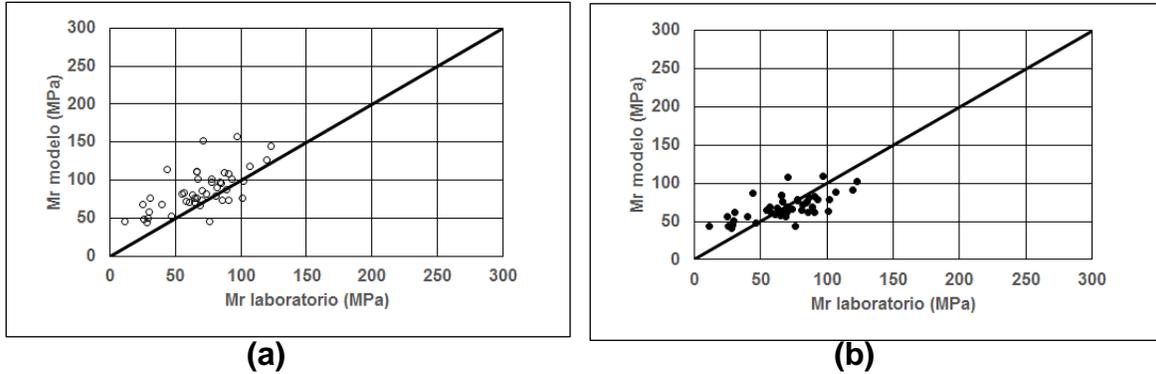


Figura 4.6 (a) Verificación del modelo de Rahim con coeficientes originales; (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver

Al utilizar el Solver para obtener el mejor ajuste a los datos, se obtuvo que la ecuación podía modificarse como lo indica la expresión 4.3.

$$M_r = 17.80 \left[\left(\frac{LL}{w_c + 1} \times \gamma_{dr} \right)^{1.72} + \left(\frac{\#200}{100} \right)^{0.12} \right] \quad (4.3)$$

donde

M_r = Módulo de resiliencia (MPa)

LL = Límite líquido (%)

w_c = Contenido de agua (%)

γ_{dr} = Densidad seca/densidad seca máxima

γ_d = Densidad seca (kN/m^3)

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

4.2.4 Modelo de Rahim y George

Rahim y George propusieron otro modelo, pero en este sí se toman en cuenta todos los datos de M_r obtenidos en una prueba.

La Figura 4.7 ilustra las gráficas de verificación con el modelo original (Figura 4.7a) y la verificación una vez que se re-evaluaron los coeficientes del modelo con Solver (Figura 4.7b). La Figura 4.7a indica que el modelo original sobrestima el M_r , sin embargo, una vez que se evalúan los nuevos coeficientes, la predicción mejora.

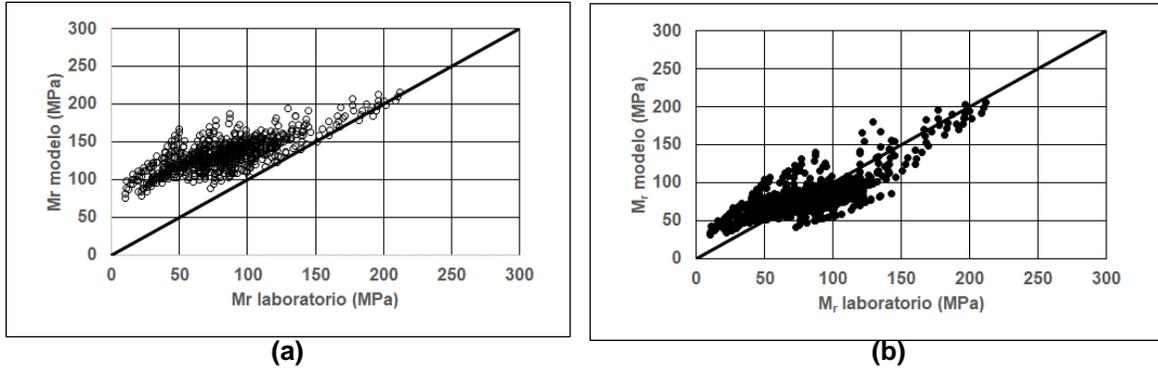


Figura 4.7. (a) Verificación del modelo de Rahim y George con coeficientes originales; (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver

Las ecuaciones de k_1 y k_2 para el caso de suelos finos quedan expresados como:

Para suelos de grano fino:

$$k_1 = 0.49(\gamma_{dr})^{7.75} \left(\frac{LL}{w_c}\right)^{1.21} \quad (4.4)$$

$$k_2 = -0.36(w_{cr})^{1.36} \left(\frac{LL}{\#200}\right)^{0.74} \quad (4.5)$$

Por tanto, el modelo queda expresado como:

$$M_r = 0.49(\gamma_{dr})^{7.75} \left(\frac{LL}{w_c}\right)^{1.21} P_a \left(1 + \frac{\sigma_d}{1+\sigma_c}\right)^{-0.36(w_c)^{1.36} \left(\frac{LL}{\#200}\right)^{0.74}} \quad (4.6)$$

En donde:

M_r = Módulo de resiliencia (MPa)

LL = Límite líquido (%)

w_c = Contenido de agua (%)

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

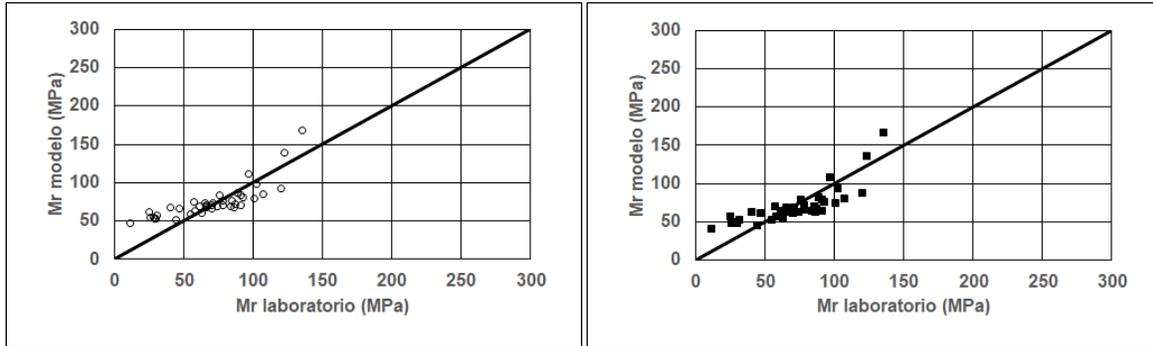
γ_{dr} = Densidad seca/densidad seca máxima

γ_d = Densidad seca (kN/m^3)

4.2.5 Modelo de Hossain y Kim

Los modelos de Hossain y Kim fueron desarrollados para suelos de subrasante. Estos modelos también fueron verificados solo para valores de M_r obtenidos con esfuerzo desviador de 41.4 kPa y presión de confinamiento de 13.8 kPa. Por esto, para la verificación del modelo, de la base de datos solo se utilizaron los valores obtenidos para un esfuerzo desviador de 48 kPa y presión de confinamiento de 14 kPa. Las Figuras 4.7a, b y 4.8a,b, muestran las tendencias en las verificaciones. La Figura 4.7 corresponde al modelo que solo hace uso de resistencia en compresión simple y la 4.8, al modelo que además utiliza la plasticidad del suelo y el suelo que

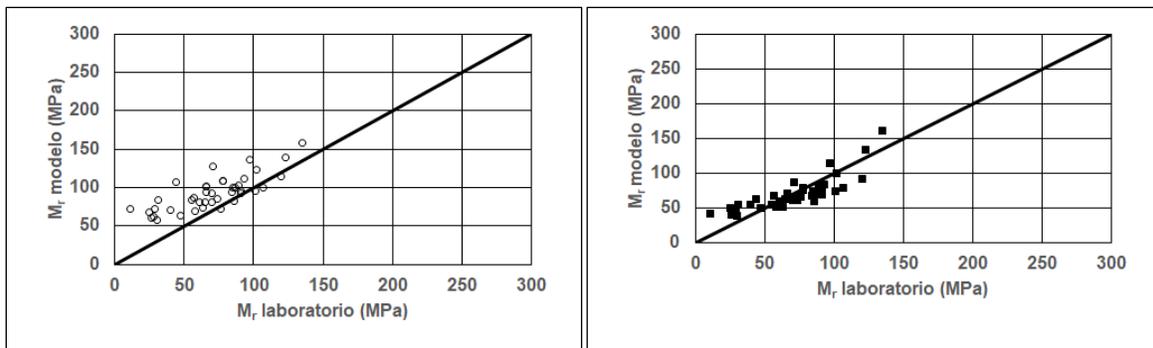
pasa por la malla No. 200. La parte (a) es la verificación del modelo como lo presentaron los autores; la gráfica (b) es con la reevaluación de los coeficientes.



(a)

(b)

Figura 4.8 (a) Verificación del modelo de Hossain y Kim con coeficientes originales (modelo solo con q_u); (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver



(a)

(b)

Figura 4.9 (a) Verificación del modelo de Hossain y Kim con coeficientes originales (modelo con q_u , índice de plasticidad y material que pasa la malla No. 200); (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver

Las ecuaciones con los coeficientes re-evaluados se expresan como:

$$M_r = 3387 + 148Q_u \quad (4.7)$$

$$M_r = 2166 + 138Q_u + 86PI - 12P_{200} \quad (4.8)$$

donde

M_r = Módulo de resiliencia (psi)

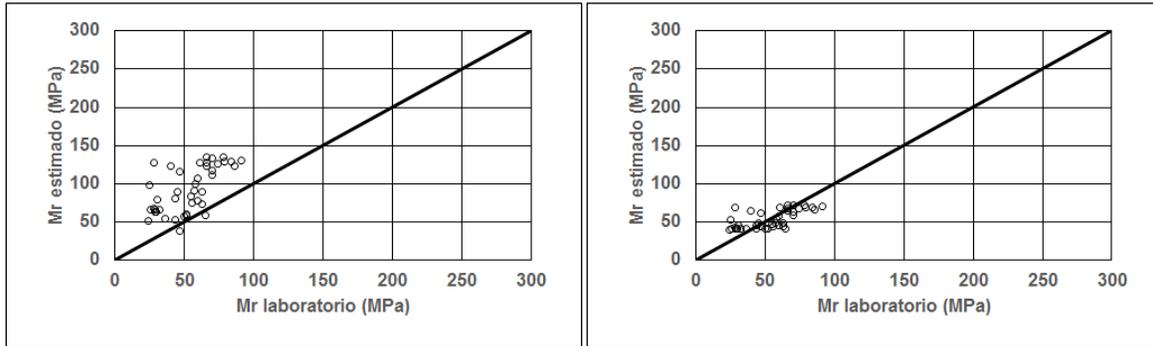
Q_u = Resistencia en compresión última (psi)

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

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

4.2.6 Modelo de Ozel y Mohajerani

La Figura 4.10 (a) y (b) muestran las verificaciones para este modelo. Este modelo se verificó con suelos tanto plásticos como no plásticos; los módulos de resiliencia utilizados en la verificación fueron para un esfuerzo desviador de 48 kPa y presión confinante de 14 kPa. Solo se utilizaron suelos con resistencia en compresión simple entre 145 y 275 kPa.



(a)

(b)

Figura 4.10. (a) Verificación del modelo de Ozel y Mohajerani con coeficientes originales (modelo con q_u , índice de plasticidad y material que pasa la malla No. 200); (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver

De la Figura 4.10a se nota que el modelo de Ozel y Mohajerani sobrestima los módulos de resiliencia. Sin embargo, al determinar nuevamente los coeficientes con Solver, se observa una mejor predicción (Figura 4.10b).

La ecuación 4.9 muestra el modelo con los coeficientes modificados:

$$E_r = 260.79DSL + 0.52q_u - 0.29\sigma_d - 106.02 \quad (4.9)$$

donde

E_r = Módulo de resiliencia (MPa)

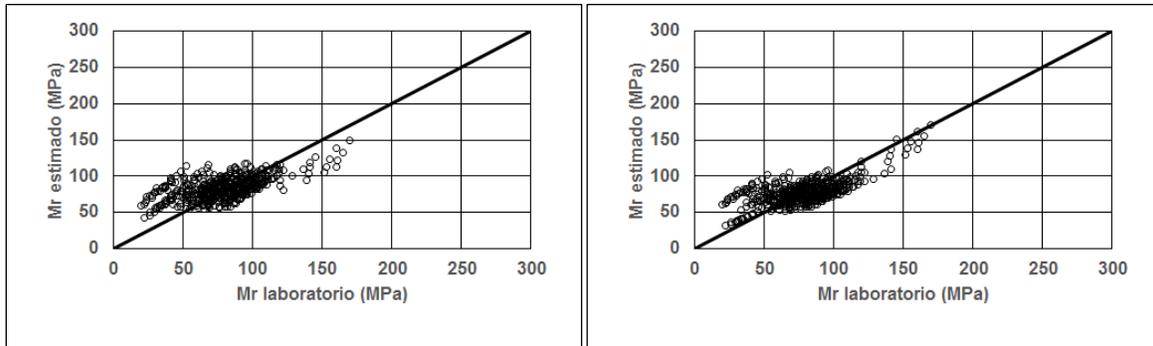
q_u = Resistencia en compresión simple (kPa)

σ_d = Esfuerzo desviador en la parte superior de la subrasante (kPa)

DSL = Relación σ_d/q_u

4.2.7 Modelo de Pérez et al.

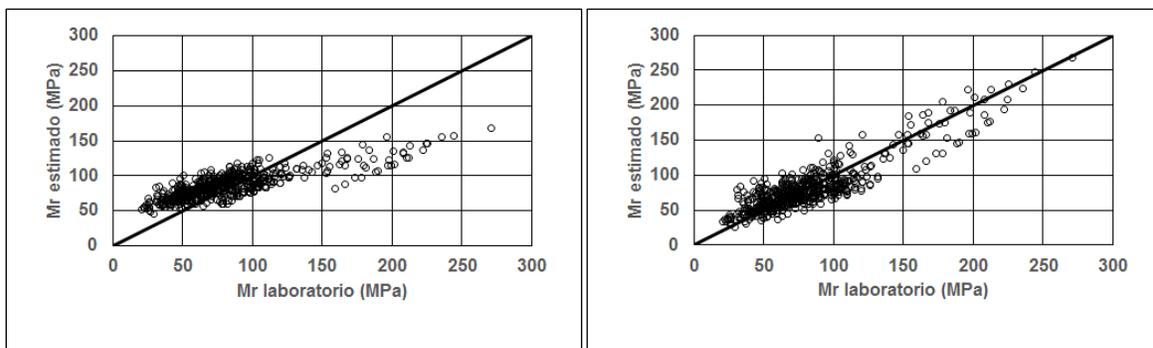
Para verificar este modelo, se realizó con dos grupos de suelos: suelos finos plásticos (CH, CL, MH, ML) y suelos arenosos con plasticidad (SM, SC).



(a)

(b)

Figura 4.11 (a) Verificación del modelo de Pérez et al. con coeficientes originales para suelos finos plásticos; (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver



(a)

(b)

Figura 4.12 (a) Verificación del modelo de Pérez et al. con coeficientes originales para suelos arenosos plásticos; (b) Verificación del modelo con coeficientes obtenidos con Solver

El modelo con coeficientes re-evaluados proporciona predicciones razonables de módulo de resiliencia.

El modelo para suelo finos con coeficientes reevaluados queda como:

$$M_r = 83.92e^{-0.2(w-w_{opt})} \times \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3}\right)^{-0.19} \quad (4.10)$$

Para arenas con plasticidad el modelo se expresa como:

$$M_r = 82.06e^{-0.41(w-w_{opt})} \times \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3}\right)^{-0.28} \quad (4.10)$$

donde

M_r = Módulo de resiliencia (MPa)

w = Contenido de agua de prueba (%)

w_{opt} = Contenido de agua óptimo con respecto a la prueba Proctor estándar (%)

σ_d = Esfuerzo desviador (kPa)

σ_3 = Presión de confinamiento (kPa)

Conclusiones

Del trabajo presentado se puede concluir lo siguiente:

Varios investigadores alrededor del mundo han desarrollado modelos para estimar el módulo de resiliencia tanto de suelos finos como de materiales granulares. Se puede sacar provecho de toda esa información con la condición de verificar bajo qué condiciones aplica y verificarlos con datos que correspondan a las condiciones del país o región.

En este trabajo se verificaron modelos desarrollados por investigadores de Estados Unidos, Australia y México.

Se concluye que el modelo de Carmichael y Stuart con coeficientes modificados se puede utilizar para estimar el M_r de suelos tipo MH.

El modelo de Farrar y Turner con coeficientes modificados se puede utilizar para estimar M_r de suelos tipo CH, CL, MH y ML y solo aplica para esfuerzo desviador de 28 kPa y presión de confinamiento de 14 kPa.

El modelo de Rahim y George con coeficientes modificados puede ser utilizado para estimar el M_r de suelos CH, CL, MH, ML. Aplica a todos los estados de esfuerzos de la prueba realizada por los autores.

Los modelos de Hossain y Kim solo aplican para M_r obtenido con esfuerzo desviador de 48 kPa y presión de confinamiento de 14 kPa. Los modelos se verificaron para suelos CH, CL, MH, ML.

El modelo de Perez et al., puede utilizarse para estimar el M_r para todos los estados de esfuerzos del protocolo NCHRP 1-28A, para suelos plásticos (CH, CL, MH y ML) y suelo tipo arena con plasticidad (SM, SC).

Bibliografía y Referencias

Pérez, N., Garnica, P., Rufino, J., Curiel, N. y Ruiz, M. (2016). *Modelo para estimar el módulo de resiliencia de suelos finos compactados en la condición óptima de compactación*. Publicación Técnica No. 475. México: Instituto Mexicano del Transporte.

Mokwa, R., y Akin, M. (2009). *Measurement and evaluation of subgrade soil parameters: Phase I. Final Report FHWA/MT-09-006/8199*. [Synthesis of literature]. Montana: Department of Transportation Research Programs.

George, K. (2004). *Prediction of resilient modulus from soil index properties. Final Report*. University of Mississippi in Cooperation with the Mississippi Department of Transportation.

Rahim, A. (2005). Subgrade Soil Index Properties to Estimate Resilient Modulus for Pavement Design. *The International Journal of Pavement Engineering*, 6(3), 163-169.

Rahim, A y George, K. (2005). Models to estimate subgrade resilient modulus for pavement design. *International Journal of Pavement Engineering*. 6(2), 89-96.

Hossain, M. (2008). *Characterization of Subgrade Resilient Modulus for Virginia Soils and Its Correlation with the Results of other Soils Tests*. Virginia Transportation Research Council. August 2008.

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

Ozel, M. y Mohajerani, A. (2011). Prediction of subgrade resilient modulus for flexible pavement design. *Scientific Research and Essays*. 6(21), 4567-4576.

Carmichael, R., y Stuart, E. (1978). *Predicting Resilient Modulus: A Study to Determine the Mechanical Properties of Subgrade Soils. Transportation Research Record 1043*. TRB, National Research Council, Washington, D.C. 1978. 20-28.

Farrar, M., y Turner, J. (1991). *Resilient Modulus of Wyoming Subgrade Soils*. Mountain Plains Consortium Report No. 91-1. The University of Wyoming, Laramie, Wyoming.

Solanki, P., Ebrahimi, A., y Zaman, M. (2008). *Statistical Models for Determination of the Resilient Modulus of Subgrade Soils*. *Int. Jo. Pavement Res. and Technol.* 1(3), 85-93.

Malla, R. y Joshi, S. (2007). *Resilient Modulus Prediction models based on analysis of LTPP data for subgrade soils and experimental verification*. *J. Transp. Eng.*, 133, 491-504.

Zumrawi, M. y Awad, M. (2017). Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Soil Index Properties. *International Journal of Geological and Environmental Engineering*. 11(9).

Lui, X. y Zhou, L. (2012). *Regression Model for Resilient Modulus of Subgrade Soils in Shanghai*. *Advanced Materials Research*. (374-377), 1796-1799.

Fragomeni, C., y Hedayat, A. (2020). *Construction and Design Soil Property Correlation*. Report CDOT-2020-10. Department of Civil and Environmental Engineering. Colorado School of Mines.



COMUNICACIONES

SECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA, COMUNICACIONES Y TRANSPORTES



Km 12+000 Carretera Estatal 431 "El Colorado Galindo"
Parque Tecnológico San Fandila, Mpio. Pedro Escobedo,
Querétaro, México. C.P. 76703
Tel: +52 (442) 216 97 77 ext. 2610
Fax: +52 (442) 216 9671

publicaciones@imt.mx

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