



**BUAP**

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA**

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**IMPLICACIONES Y LIMITANTES DEL USO DEL CBR EN EL  
DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES EN MÉXICO**

TESIS

Que para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA**  
Con opción terminal en Geotecnia

Presenta:

**ERICK FERNANDO LIMA FLORES**

Asesor:

M.I. Carlos Adolfo Coria Gutiérrez

Puebla, Pue.

Noviembre 2021



---

## **AGRADECIMIENTOS:**

A mis padres y hermanos, por todo el apoyo, amor y ayuda en todas y cada una de las etapas de mi vida.

A mi novia, por su impulso y motivación en todos los proyectos que me he impuesto y por el aliento que me brinda frente a las dificultades.

A mi amigo, el M. I. Carlos Coria, por todo el apoyo con su experiencia y motivación para el desarrollo de este trabajo.

A mis jefes la M. I. Martha Vélez y el Ing. Arturo Domínguez por su comprensión y ayuda durante la etapa de estudio y elaboración de este trabajo.

Al Dr. Rafael Morales, por su tutela, impulso y llamadas de atención.

A la Subdirección de Estudios y Proyectos de Infraestructura de CAPUFE, en específico del Ing. Mario R. Lucero, que, sin su ayuda, este trabajo de investigación no hubiera sido posible.

A mis amigos, que durante la etapa de estudios se volvieron una parte muy importante de mi vida.

A la Universidad, a mis profesores y en general a toda el área coordinadora de la opción terminal, sin su guía y paciencia, nada de esto sería posible.

---

## CONTENIDO

RESUMEN .....	I
INTRODUCCIÓN .....	II
OBJETIVO .....	VI
ANTECEDENTES .....	VII
1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR) .....	1
1.1 Antecedentes .....	1
1.2 Problemáticas del CBR.....	3
1.3 CBR de laboratorio.....	6
1.3.1 Equipo y materiales.....	6
1.3.2 Preparación de la muestra .....	11
1.3.3 Cálculos y resultados .....	15
1.4 CBR de campo.....	20
1.4.1 Equipo y materiales.....	21
1.4.2 Preparación de la muestra .....	23
1.4.3 Cálculos y resultados .....	25
2. MÓDULO RESILIENTE (MR) .....	26
2.1 Antecedentes .....	26
2.2 Esfuerzos y deformaciones en pavimentos .....	29
2.3 Comportamiento NO lineal .....	31
2.4 MR de laboratorio.....	33
2.5 MR en campo.....	40
2.6 Correlaciones y modelos constitutivos .....	43
2.6.1 Correlaciones.....	44
2.6.2 Modelos constitutivos para suelos finos .....	45
2.6.3 Modelos constitutivos para suelos granulares .....	48
3. FACTORES QUE AFECTAN EL CBR Y MR .....	55
3.1 Factores que afectan el CBR .....	55
3.1.1 Naturaleza del suelo .....	55
3.1.2 Método de compactación .....	55
3.1.3 Contenido de agua del suelo.....	57
3.1.4 Recompactación .....	58
3.2 Factores que afectan el MR .....	59

---

3.2.1	Suelos finos .....	59
3.2.2	Suelos granulares .....	61
3.3	Ventajas del MR sobre el CBR.....	62
4.	CBR Y MR EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS .....	64
4.1	Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM (DISPAV5) .....	66
4.2	Método del American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 93).....	68
4.3	Método de Diseño del Asphalt Institute de los EUA.....	70
4.4	Método de diseño del Instituto Mexicano del Transporte (IMT-PAVE).....	71
5.	ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS.....	73
5.1	Datos necesarios para análisis NO lineal .....	73
5.2	Cálculo de esfuerzos geostáticos .....	75
5.3	Incremento de los esfuerzos debido a una sobrecarga .....	76
5.3.1	Espesores equivalentes de Odemark.....	76
5.3.2	Teoría elástica multicapa .....	80
5.4	Ejemplo de análisis NO lineal.....	83
5.4.1	Por teoría de espesores equivalentes de Odemark.....	86
5.4.2	Por teoría elástica multicapa .....	88
5.4.3	Comparativa entre métodos .....	91
6.	COMPARATIVA ENTRE CBR Y MR .....	95
6.1.	Etapa experimental .....	95
6.2	Análisis estadístico de los resultados .....	99
6.2.1	Índices de predicción .....	99
6.2.2.	Análisis comparativo por la prueba de Friedman .....	101
6.3	Conclusión del análisis estadístico .....	105
7.	PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES .....	107
7.1	Metodología de análisis para camino existente .....	110
7.1.1	Estructura 4 capas CA + BH + SR + TN.....	111
7.1.2	Estructura 5 capas CA + BH + SB + SR + TN .....	113
7.1.3	Estructura 5 capas CA + BA + BH + SR + TN .....	115
7.1.4	Estructura 5 capas CA + BEC + BH + SR + TN .....	117
7.2	Metodología de diseño .....	119
	CONCLUSIONES .....	122
	RECOMENDACIONES .....	126
	REFERENCIAS .....	

---

## ANEXOS

ANEXO A: Tránsito ejemplo 7.1

ANEXO B: Espectros de carga ejemplo 7.1

ANEXO C: Resultados ejemplo 7.1.1

ANEXO D: Resultados ejemplo 7.1.2

ANEXO E: Resultados ejemplo 7.1.3

ANEXO F: Resultados ejemplo 7.1.4

ANEXO G: Cálculo de ejes equivalentes ejercicio 7.2

ANEXO H: Diseño de estructura por método nivel IV (carga legal)

ANEXO I: Diseño de estructura por método nivel IV (alta sobrecarga)

ANEXO J: Diseño de estructura por método nivel I (carga legal)

ANEXO K: Diseño de estructura por método nivel I (alta sobrecarga)

---

## FIGURAS

Figura 1 Variaciones de CBR por diversos factores .....	4
Figura 2 Equipo de carga para CBR.....	8
Figura 3 Molde con collarín de extensión para CBR.....	9
Figura 4 Disco espaciador y maneral .....	9
Figura 5 Pisón compactador tipo martillo deslizante.....	10
Figura 6 Placas de carga.....	10
Figura 7 Curvas típicas de carga-penetración .....	17
Figura 8 Corrección de la curva carga-penetración .....	18
Figura 9 Curva $\gamma_d$ – CBR .....	20
Figura 10 Equipo portátil de carga.....	21
Figura 11 Congifuración del equipo portátil de carga para CBR in situ .....	22
Figura 12 Confifuración del equipo CBR in situ .....	23
Figura 13 Comportamiento de un material elastoplástico bajo carga-descarga .....	26
Figura 14 Resiliencia de los materiales .....	27
Figura 15 Estado de esfuerzos debido al tránsito de una rueda .....	29
Figura 16 Puntos críticos eje sencillo dual, tándem y tridem .....	30
Figura 17 Consideraciones de comportamiento lineal de un suelo bajo carga estática .....	33
Figura 18 Configuración esquemática de una prueba triaxial cíclica .....	34
Figura 19 Unidad de carga.....	35
Figura 20 Características de la carga repetitiva.....	36
Figura 21 Comportamiento típico de MR en suelo Tipo 1 .....	38
Figura 22 Comportamiento típico de MR en suelo Tipo 2.....	40
Figura 23 Deflectómetro de impacto.....	41
Figura 24 Cuenca de deflexiones y efectos de estructura .....	41
Figura 25 Gráfico de módulo de superficie típico.....	42
Figura 26 Distribución de presiones .....	43
Figura 27 Simplificación del comportamiento del módulo de resiliencia en suelos finos .....	46
Figura 28 Valores típicos de módulos resilientes en suelos finos .....	47

---

Figura 29 Efecto del tipo de compactación .....	56
Figura 30 Comportamiento de VRS para diversas condiciones .....	58
Figura 31 Afectación del MR por secado de la muestra .....	60
Figura 32 Afectación del MR por humedecimiento de la muestra .....	60
Figura 33 Variaciones de MR para un mismo suelo con diferentes contenidos de agua .....	61
Figura 34 Interfaz DISPAV5 para características de los materiales .....	67
Figura 35 Calculadora de módulos IMT-PAVE3.0 .....	72
Figura 36 Categorías de redondez de las partículas .....	74
Figura 37 Principio de la teoría de equivalencia .....	77
Figura 38 Modelo tridimensional aplicado al programa WinJULEA.....	82
Figura 39 Propiedades del camino a analizar.....	85
Figura 40 Cálculo de esfuerzos geostáticos .....	85
Figura 41 Primera iteración con la teoría elástica multicapa (WinJulea) .....	89
Figura 42 Comparativa de módulos obtenidos para base hidráulica Boyce vs Deflectometría.....	92
Figura 43 Comparativa de módulos obtenidos para subrasante Boyce vs Deflectometría .....	92
Figura 44 Comparativa de módulos obtenidos para cuerpo de terraplén Boyce vs Deflectometría.....	93
Figura 45 Muestras de la etapa experimental por S.U.C.S. ....	96
Figura 46 Hoja de datos de entrada para calculadora de módulos resilientes .....	98
Figura 47 Resultado de análisis estadístico por índices de predicción .....	100
Figura 48 Análisis de Dunn por medianas y rangos de error .....	104
Figura 49 Análisis de Dunn por medias y desviación estándar de los rangos de error .....	105
Figura 50 Vida remanente por análisis NO lineal de estructura CA + BH + SR + TN.	112
Figura 51 Vida remanente por correlaciones con CBR de estructura CA + BH + SR + TN .....	112
Figura 52 Vida remanente por análisis NO lineal de estructura CA + BH + SB + SR + TN .....	114

---

Figura 53 Vida remanente por correlaciones con CBR de estructura CA + BH + SB + SR + TN .....	115
Figura 54 Vida remanente por análisis NO lineal de estructura CA +BA + BH + SR + TN .....	116
Figura 55 Vida remanente por correlaciones con CBR de estructura CA + BA + BH + SR + TN .....	116
Figura 56 Vida remanente por análisis NO lineal de estructura CA +BEC + BH + SR + TN .....	118
Figura 57 Vida remanente por correlaciones con CBR de estructura CA + BEC + BH + SR + TN .....	118

---

## TABLAS

Tabla 1	Dispersión del CBR con diferentes operadores .....	5
Tabla 2	Capacidad mínima del equipo de carga.....	7
Tabla 3	Energías de compactación para CBR.....	13
Tabla 4	Relación de tiempo - penetración para CBR.....	15
Tabla 5	Relación de tiempo - penetración para CBR in situ.....	25
Tabla 6	Secuencia de cargas para material de subrasante .....	37
Tabla 7	Secuencia de cargas para material de base y subbase .....	39
Tabla 8	Correlaciones que involucran el CBR .....	45
Tabla 9	Valores típicos de constantes $k_1$ , $k_2$ , $k_3$ y $k_4$ para suelos finos.....	46
Tabla 10	Constantes no lineales modelo $\theta$ -k .....	51
Tabla 11	Constantes no lineales para otros modelos constitutivos.....	52
Tabla 12	Resultados del modelo NO lineal de Boyce con Odemark.....	86
Tabla 13	Resultados del modelo NO lineal de Boyce con teoría elástica multicapa ....	89
Tabla 14	Resultados por el método de Dunn.....	103
Tabla 15	Niveles de diseño camino nuevo en función del número de ejes equivalentes de 8.2 t y tipo de carretera.....	108
Tabla 16	Niveles para evaluación de camino existente en función del número de ejes equivalentes de 8.2 t y tipo de carretera.....	109
Tabla 17	Comparativa diseño nivel IV vs diseño nivel I .....	121

## RESUMEN

Dado a que la gran mayoría de la red carretera de México es de pavimento flexible y ésta presenta daños importantes, se observa que existen diversas problemáticas que generan este rápido grado de deterioro. Uno de los principales factores que propician la falla de los caminos se presenta desde la fase de proyecto, por el uso del CBR como criterio de diseño para los espesores de pavimentos flexibles.

Diversas fuentes mencionan la problemática del CBR como un parámetro anticuado y de baja representatividad de las condiciones de carga y de respuesta esfuerzo – deformación de los suelos que constituyen el camino, además de una gran variabilidad en los resultados debido a condiciones inherentes a la prueba. Esto ha llevado a varios países a abandonar su uso y optar por un parámetro más sofisticado como es el MR, sin embargo, en México continua con una relativa popularidad el uso del CBR.

Si bien los métodos de diseño de pavimentos actuales incluyen al MR en los cálculos, el uso del CBR, directa o indirectamente aparece en los métodos debido a que la obtención del MR por laboratorio es complicada por la falta de instalaciones donde realizarse, por ende, suelen obtenerse esos datos mediante correlaciones o modelos matemáticos que tratan de analizar el comportamiento mecánico del suelo.

Se planteó una serie de análisis estadísticos a los datos obtenidos de un camino en operación, donde se midió la respuesta de las capas no estabilizadas con deflectometría y dicho valor se comparó con los obtenidos con correlaciones y modelos constitutivos, esto con objetivo de verificar la representatividad de dichas expresiones.

Como resultado se obtuvo que los modelos constitutivos representan fielmente la respuesta mecánica del suelo compactado para diversas condiciones de carga cíclica y que las correlaciones con el CBR pueden apoyar para la calibración de dichos modelos. Al final se propone un método de diseño por niveles, derivado de los resultados obtenidos en la fase experimental.

## INTRODUCCIÓN

La infraestructura carretera en México forma parte importante de los activos nacionales, gracias a que en la red carretera, se pueden transportar la mayoría de pasajeros y mercancías dentro del país (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2019), lo que impacta directamente en la economía, por lo mismo es de suma importancia asegurar el buen estado de la red con métodos efectivos de diseño, modernización, mantenimiento y conservación.

Para el año 2018, la red carretera nacional tenía una longitud de 393,473 km, de los cuales 50,499 km corresponden a la red carretera troncal federal, de esta fracción se tiene que el 63% cuentan con más de 30 años de operación (DGC-SCT, 2018), y aunque no se tengan datos más actualizados de la red de cuota o alimentadoras, se deduce que estas se encuentran en condiciones similares a la red federal.

El mayor problema de la red existente es que cuentan con un considerable tiempo en operación, lo que implica que estos hayan sido diseñados para otras circunstancias existentes en los materiales, equipos de construcción, condiciones climáticas y cargas que transitaban por los caminos. Todas estas situaciones son diferentes a las que se presentan actualmente, generando deterioros importantes a la red existente debido a que no se tenían contempladas en el momento en que se diseñaron.

Los caminos nuevos se proyectan bajo las consideraciones legales, técnicas y económicas que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) recomienda pero que durante la fase de operación del camino difícilmente se cumplen, generando a la estructura un temprano y rápido grado de deterioro. Los principales factores que ocasionan esos daños a los activos carreteros son debidos a las cargas poco controladas que los usuarios transmiten, ya sea por una sobrecarga fuera de lo establecido en los límites legales o transitando con vehículos no autorizados para esas vías, aunado a eso, no se pueden prever los fenómenos meteorológicos a los que estarán sujetos los caminos o que la compactación de laboratorio sea replicada con fidelidad en el momento de la construcción.

Tanto las sobrecargas que los usuarios transmiten, así como los fenómenos meteorológicos, son casos fortuitos y casi imposibles de controlar, sin embargo, hay investigaciones y metodologías que tratan de replicar estas condiciones con un alto grado de certidumbre pero que, para el caso de México, aún no se cuenta con la tecnología y los datos necesarios para implementarlas. Por ello el estudio se centrará en la problemática de cómo se modelan las propiedades de los materiales en los métodos actuales de diseño en los pavimentos flexibles, puesto que estos son los que imperan en el territorio mexicano (INEGI-SCT-IMT, 2014), las limitaciones que conllevan y una propuesta de análisis que trate de considerar las cargas impuestas a los materiales, así como métodos de compactación representativos y propuestas de análisis para su diseño de espesores.

En específico este trabajo de tesis analizará el uso del California Bearing Ratio (CBR) y sus limitaciones como un parámetro de diseño, debido a que se considera un valor empírico poco actualizado a las exigencias y tecnologías desarrolladas en los últimos años y se expondrán las razones por la cual se debería abandonar su uso, por lo menos, en el diseño de espesores.

De acuerdo al Instituto Mexicano del Transporte (1998), los métodos más utilizados en México para el diseño de espesores de pavimentos son el del Instituto de Ingeniería de la UNAM (DISPAV5), el método de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes de 1993 (AASHTO 1993 por sus siglas en inglés), el del Método de Diseño del Instituto del Asfalto de los EUA y el Manual de diseño Español que ha caído en desuso.

Actualmente se comienzan a utilizar métodos elásticos multicapa como el del IMT-PAVE3.0 desarrollado por el Instituto Mexicano del Transporte, de todos los métodos de diseño mencionados, el del IMT es el único que no considera al CBR directa o indirectamente como parámetro de diseño, sin embargo, ninguno de ellos puede considerarse como métodos mecanicistas de diseño aún.

En países como Estados Unidos o Francia, los métodos utilizados recientemente han abandonado el CBR como un criterio de diseño y migrado al uso de otro parámetro que

representa de mejor manera el comportamiento mecánico de los materiales (Rico Rodríguez & del Castillo, 2011), este se trata del módulo resiliente (MR), el cual pretende representar las cargas cíclicas a las que estarán sujetas las capas.

Aunque en México el parámetro de módulo resiliente no es desconocido, sí es de uso limitado debido a las pruebas necesarias para su obtención, además de que existen ciertas correlaciones del CBR dependiendo del tipo de material para hallar dicho valor. Esto representa una problemática puesto que se ha demostrado con diversos estudios (Rondón Quintana & Reyes Lizcano, 2007) que, aunque si bien puede que exista una pequeña relación fortuita entre el CBR y el MR, en ocasiones, los valores que las correlaciones propuestas pueden hallar, no coinciden con los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio.

Esto puede explicarse debido a que el CBR es una medida empírica de comparación entre el valor de la relación de carga-penetración del material analizado con respecto a la relación carga-penetración de un material ideal con el cual fue ideada la prueba, grava triturada bien graduada (Rico Rodríguez & del Castillo, 2018). El módulo resiliente en cambio, es un parámetro mecánico que muestra el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo cuando se le aplican una serie de cargas repetitivas como la que los vehículos inducen (Pérez García, Publicación Técnica No. 142 Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares, 2001), por lo cual estos valores no deberían de tener relación alguna. Debido a ello se hacen comparativas y propuestas de análisis para la aplicación del módulo de resiliencia en el diseño de pavimentos.

La tesis consiste en la elaboración de seis capítulos, el primero analiza el California Bearing Ratio (CBR), desde su concepción hasta la actualidad, sus problemas y limitantes, así como similitudes y diferencias con respecto al Valor Relativo de Soporte (VRS) y los métodos y normativas que nos ayudan a calcularlo.

El capítulo dos aborda el tema del módulo resiliente (MR), conceptos teóricos y prácticos para entender el comportamiento de dicho parámetro, además, se describen las formas más comunes para su obtención tanto de laboratorio, campo o modelos matemáticos que correlacionan condiciones esfuerzo - deformación.

El capítulo tres trata todos los factores que afectan los resultados de CBR y MR, las similitudes entre ambos parámetros, así como sus principales diferencias. En el capítulo se describe también las ventajas que presenta el MR frente al CBR en los métodos de diseño de espesores de pavimentos flexibles.

En el capítulo cuatro se abordan los diferentes métodos de diseño de pavimentos flexibles utilizados en el país, se describe su metodología de análisis y cómo el CBR y el MR se relaciona dentro de los métodos a través de los modelos matemáticos de falla para el diseño de los espesores de un pavimento.

El capítulo cinco introduce al concepto de análisis NO lineal de pavimentos, la metodología de cálculo y los datos necesarios para realizar dicho análisis, además, se presenta un ejemplo de este cálculo, obteniendo la rigidez de las capas no ligadas de pavimentos y terracerías de un camino en operación, haciendo una comparativa entre los métodos utilizados para el ejemplo.

El capítulo seis trata de un marco experimental que proporcionó datos suficientes para llevar a cabo una comparativa de los valores de resistencia que el CBR y los modelos constitutivos nos ofrecen, con un grupo de muestras.

El último capítulo realiza una propuesta de diseño y análisis de pavimentos por niveles dependiendo de la importancia del camino, así mismo se ejemplifica dicha propuesta realizando comparativas con respecto a los métodos convencionales de correlaciones con el CBR.

## **OBJETIVO**

El objetivo de este trabajo es realizar una investigación del CBR, de cómo este valor puede variar de acuerdo a diversas condiciones de la prueba, de cómo es aplicado en las metodologías de diseño y cómo su valor afecta en el análisis de los espesores de pavimentos, además se buscará demostrar que los resultados obtenidos con dicho ensayo son poco fiables debido a la baja representatividad de las condiciones de carga con la que es realizada la prueba y las grandes variaciones que se tienen al modificar ciertos parámetros como la energía de compactación o el contenido de agua.

## **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Exponer los procedimientos de obtención del CBR y MR y las particularidades de cada parámetro.
- Analizar los métodos de diseño de espesores de pavimento flexible y cómo estos toman en cuenta los valores de CBR o MR para el diseño.
- Dar las bases necesarias para abandonar gradualmente el uso del CBR como un parámetro de diseño y cambiar a criterios más mecanicistas.
- Analizar las diferencias de las correlaciones de CBR y modelos constitutivos con respecto a la respuesta de capas de camino.
- Describir un método de análisis que tome en consideración las condiciones de carga inducidas por el tránsito.

## **ALCANCES**

Entre los alcances de la investigación se pretende realizar una revisión exhaustiva de las particularidades de la prueba CBR y las condiciones que se tratan de emular para las condiciones de tránsito, así mismo el de proponer un método que considere el módulo resiliente sin tener que realizar correlaciones, haciendo comparativas del CBR de laboratorio con el módulo de resiliencia obtenido mediante pruebas de campo y modelos constitutivos, quedando abierta la línea de investigación de la comparación entre CBR y MR en laboratorio para diversos materiales constituyentes de los caminos.

## ANTECEDENTES

Desde hace aproximadamente tres décadas, los proyectistas de carreteras en México han contado con algunos métodos de diseño de carácter empírico-mecanicista, los cuales son calibrados a partir del comportamiento de los pavimentos in situ, apoyados por observaciones y mediciones de los factores que causan los mecanismos de degradación en estas estructuras, haciendo comparativas de acuerdo a la metodología ocupada y el resultado obtenido en campo, todo esto para tratar de empatar las expresiones de cada método con lo observado en diversos casos previos y así obtener los espesores de las capas que conformarán nuestro pavimento de una forma más cercana a la realidad.

El método general de diseño de pavimentos flexibles asume que los materiales utilizados en la estructura del pavimento se conocen de antemano y solo su espesor se ve afectado por las iteraciones del diseño. Si el espesor recomendado no cumple con los requisitos de diseño, es necesario cambiar el tipo y rendimiento del material que se utilizará (Rico Rodríguez, Téllez Gutiérrez, & Garnica Anguas, 1998).

Los factores más importantes a considerar en los métodos de diseño empírico-mecanicista son las cargas impuestas por el tránsito, las condiciones ambientales (principalmente temperatura y precipitación) a las cuales se encuentra sometida la estructura, el tipo de suelo o terreno de cimentación (subrasante), la calidad de los materiales empleados en los pavimentos y deficiencias durante el proceso constructivo. Todos estos factores tratan de ser controlados y medidos durante las fases de estudio y construcción para correlacionarlos con los mecanismos de degradación y crear así el método de diseño óptimo para las condiciones de ese sitio.

Lo delicado de la creación y aplicación de este tipo de métodos de diseño es que las condiciones en las que se basan son cambiantes como el tránsito y el clima. Esta situación se agrava cuando en las carreteras, los pesos máximos permitidos de carga por normativa, en muchas ocasiones son excedidos, y por otro lado el criterio para caracterizar materiales granulares y cuantificar la calidad de los mismos es por medio de

ensayos que sólo pueden realizar medidas indirectas de la calidad del agregado pétreo y en algunos casos de la resistencia al corte para una condición de carga poco representativa, pero no pueden predecir la rigidez y la resistencia a la deformación permanente que tienen los materiales bajo una carga cíclica como la que inducen los automóviles.

Los métodos de diseño de pavimentos flexibles asumen que las capas de materiales no experimentarán deformaciones permanentes importantes siempre que cumplan con ciertos requisitos de calidad en los ensayos de caracterización. Sin embargo, algunos estudios basados en ensayos monotónicos (tipo de ensayo en el que la carga va aumentando de cero hasta la falla sin producirse descargas) de resistencia al corte, mostraron que aunque los parámetros de resistencia al corte (cohesión y fricción) de diversos materiales mal graduados eran similares, su resistencia a la deformación permanente fue bastante diferente, por lo tanto, se tiene mucha incertidumbre cuando aplicamos los métodos empírico- mecanicista para el diseño de nuestros pavimentos (Núñez, Malysz, Ceratti, & Gehling, 2004).

Uno de los principales factores que originan que esta incertidumbre sea grande es el uso del CBR (California Bearing Ratio) en las expresiones de diseño y calibración de los métodos, debido a que esta prueba mide la carga necesaria para penetrar un pistón de dimensiones determinadas a una velocidad previamente fijada en una muestra compactada de suelo después sumergirla en agua durante cuatro días a la saturación más desfavorable. Esta muestra se sumerge para poder replicar la hipotética situación de acumulación de humedad en el suelo después de la construcción, pero no representa las condiciones de carga reales a las que se someterá el pavimento durante su vida útil.

Por lo tanto, el CBR es una medida empírica indirecta de la resistencia al corte y de la rigidez del material en condiciones no drenadas, que se mide bajo una carga monotónica controlada, y en un pavimento, la carga es cíclica. Además, los niveles de esfuerzo en un pavimento son muchos más bajos que aquellos que se generan en la muestra cuando se realiza el ensayo de CBR lo que puede conducir a diseños de estructuras sub o sobredimensionadas. Por ello es imprescindible generar nuevas formas de analizar los

pavimentos sin demeritar el gran valor histórico que ha generado el CBR en la forma de trabajar los pavimentos flexibles en nuestro país.

## 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

### 1.1 Antecedentes

La presentación del método del CBR hecho por Porter, constituyó el primer intento para dimensionar los pavimentos flexibles con una base racional, fundada en una correlación empírica entre el comportamiento del futuro pavimento y el de su material constitutivo, esto generó la necesidad de poder caracterizar correctamente dicho material, de tal modo que cumpliera con las condiciones de resistencia y deformabilidad a las que un pavimento está sujeto por las cargas transitorias.

En la actualidad se sabe que el conocimiento de la resistencia al esfuerzo cortante parece no ser un requisito fundamental que tomar en cuenta en el diseño de pavimentos y construcción de terracerías (Seed, Mitchell, & Chan, 1961), esto debido a que los niveles de esfuerzo que se alcanzan en las capas del camino, quedan siempre por debajo de la capacidad de carga a la falla de cualquier material pétreo en que pudiera pensarse.

Por las condicionantes de que un pavimento debe de ser transitable y cómodo, la deformabilidad se volvió un requisito básico para la aceptación o rechazo de los materiales que lo componen; conociendo dichos materiales, se puede estimar con gran precisión las deformaciones que sufrirán las capas, generando así las condiciones de cuanta deformación puede presentarse antes de considerar un pavimento fallado.

Por lo anterior, se inventaron pruebas para poder considerar las características de resistencia y deformabilidad de los materiales. Como se mencionó, el CBR fue el primer intento basado por un método empírico que relacionaba la penetración con la resistencia del material, a su vez nacieron teorías elásticas multicapa que definían con gran precisión la deformación de los materiales pero que cayeron en desuso por la complejidad de los cálculos que se requerían para su implementación en un pavimento simple.

Originalmente esta prueba fue desarrollada por el Departamento de Carreteras del Estado de California, en sus inicios, el valor de la Relación de Soporte California o CBR por su acrónimo en inglés, se obtenía con una prueba de penetración en la que un vástago de 3 in<sup>2</sup> de área se hacía penetrar a un espécimen de suelo a una velocidad constante de 0.05 in/min, se realizaba la medición de la carga necesaria para penetrar 0.1 pulgadas. El CBR del suelo se definió entonces como la relación, expresada en porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar 0.1 pulgadas y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón, que en ese tiempo se trataba de una grava triturada del sur de California (Porter, 1929).

El espécimen de suelo con el que se realizaba la prueba estaba confinado en un molde de 6 pulgadas de diámetro y 8 pulgadas de altura. En el método original, el espécimen se preparaba en tres capas varilladas que llenasen el molde; después el material se presionaba con 140 kg/cm<sup>2</sup>, aplicados uniformemente en su superficie. En estas condiciones, eran preparados especímenes con humedades diferentes, hasta encontrar una en la que los 140 kg/cm<sup>2</sup> provocarían la exudación del agua en la parte inferior del molde; este espécimen, tras un período de saturación de 4 días, se suponía representativo de las condiciones más favorables que pudiera llegar a prevalecer en el futuro pavimento (Rico Rodríguez & del Castillo, 2018).

Unos años más tarde el U.S. Army Corps of Engineers desarrolló un método de prueba que difiere del tradicional en los procedimientos de preparación del espécimen, empleando un método dinámico de compactación, utilizando variantes AASHTO estándar y modificada. Para reproducir la sobrecarga por efecto del peso de las capas superiores, al probar el material se colocaba sobre él una placa que comunica al espécimen una presión equivalente a la sobrecarga que se tendrá en el pavimento; la placa está provista de una perforación en el centro para permitir el paso del pistón que efectúa la penetración (Department of the Army Corps of Engineers U.S.A.C.E., 1984).

En México se comenzó a utilizar una variante de la prueba desarrollada por la U.S.A.C.E., utilizando el mismo método de compactación, pero con un cambio en la energía de compactación y el tamaño del molde, por lo mismo a este parámetro se le

comenzó a distinguir del CBR, adoptando el nombre de Valor Relativo de Soporte o VRS por su acrónimo.

Por la facilidad de realizar la prueba, los métodos de diseño de pavimentos adoptaron el CBR como un criterio de diseño rápido y económico, sin embargo, al carecer de un sustento mecánico, los métodos de diseño se ajustaban de acuerdo a las observaciones que se realizaban en pistas de pruebas, haciendo lento el ajuste de los métodos a las nuevas tecnologías.

En la práctica mexicana el CBR y el VRS actualmente no presentan diferencias debido a que la normativa los considera como iguales (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016), sin embargo, para los procedimientos internacionales de la prueba, el CBR cuenta con otras cargas de referencia para su obtención, esto se debe a que el CBR, al ser un parámetro empírico, sufre cambios de ajuste conforme a lo observado por las instituciones de caminos en el comportamiento de su infraestructura, generando discrepancias entre los valores obtenidos con nuestras regulaciones, es importante recordar que los métodos de diseño de pavimentos se encuentran “calibrados” con los estándares internacionales.

### 1.2 Problemáticas del CBR

El CBR no es una característica constante del suelo, sino casual, ya que refleja el contenido de agua y las condiciones de compactación. Se presenta una imagen (The Asphalt Institute, 1963) donde se realizaron una serie de ensayos de CBR a diferentes energías de compactación y a diversos contenidos de agua. De acuerdo con observado en la Figura 1, hay un CBR máximo, que corresponde a un contenido de agua cercano al valor óptimo. Nótese que para suelos con un contenido de agua por encima del óptimo (rama húmeda), el CBR del suelo compactado con mayor energía puede ser menor que el que se obtiene usando una energía más pequeña, sin embargo, el CBR máximo que se puede obtener siempre se presenta en la mayor energía de compactación.

De lo anterior se puede afirmar que no siempre se tienen valores de CBR mayores para pesos volumétricos más altos, todo depende del contenido de agua con el que se compacta el suelo, por lo que sería arriesgado que, durante la construcción, las capas

CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

de terracerías se compacten con un contenido de agua muy por encima del valor óptimo, creyendo que solo por densificar más el suelo, se tendrá un mejor comportamiento, pues en tal caso el valor del CBR bajaría drásticamente.

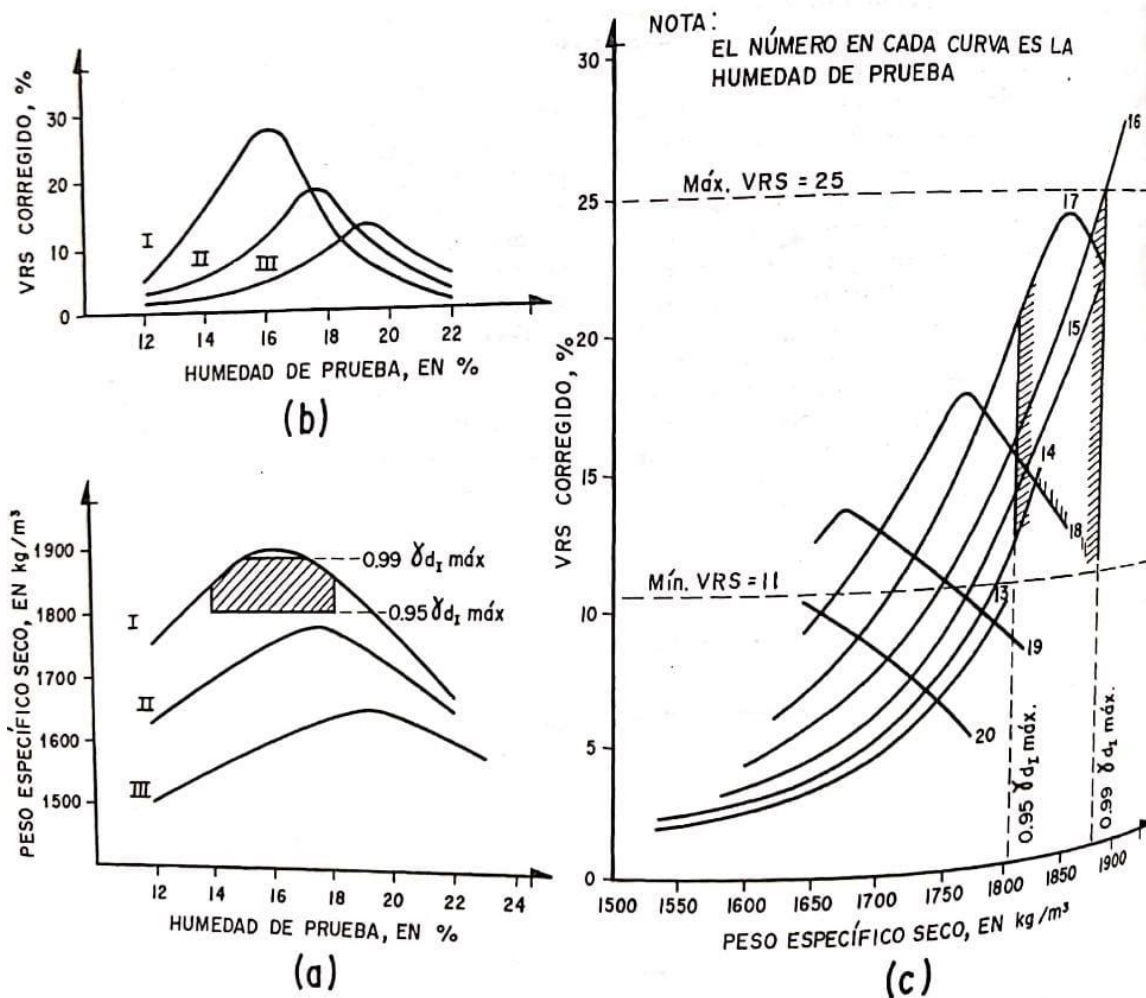


Figura 1 Variaciones de CBR por diversos factores (The Asphalt Institute, 1963)

El punzonamiento que trata de describir la prueba, es una forma extraña de trabajo de los materiales compactados y no se parece a ninguna circunstancia a la esté sujeto un pavimento, ni en las cargas de tránsito o los embates del clima, por lo que la prueba no tiene mucha representatividad de las condiciones de campo. Adicionalmente, la prueba es de difícil interpretación por su naturaleza cinemática (por el confinamiento del molde)

y dinámica (por la presión del pistón) que, en conjunto con la naturaleza viscosa de los suelos, hace que su correcta comprensión y aplicación sea algo casi imposible.

Aunado a todo esto, se pretende correlacionar la penetración del vástago con una prueba de resistencia al corte, y si bien, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se encuentra de forma intrínseca en la prueba, no es posible relacionarla debido a que, como sabemos, el esfuerzo cortante depende de muchos factores, ninguno de los cuales se controlan en la prueba de CBR, a excepción de la velocidad de penetración.

Algunos ingenieros en la práctica, al saber que la resistencia al esfuerzo cortante se encuentra intrínseca en la prueba, ven al CBR de una forma análoga al sistema de falla descrito por Prandtl o Terzaghi para dar teorías de capacidad de carga de los materiales compactados. Sin embargo, esta consideración es incorrecta, Prandtl considera la penetración en el instante cuando se produce la falla, en tanto que el CBR es una “falla infinita” por decirse de una forma, además, como se comentó anteriormente, en los pavimentos no se busca que trabaje a la falla por lo que el único interés real al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante es la de determinar límites de esfuerzos permisibles.

Otro aspecto digno de mención es la gran dispersión de los resultados, ya sea por cuestiones inherentes a la prueba que se manifiesta en grandes diferencias obtenidas por distintos operadores siguiendo la misma técnica (Yoder & Witczac, 1975), o la que resulta de variar el contenido de agua y condiciones de compactación, obteniendo así, casi cualquier CBR deseado variando a voluntad tales conceptos.

Tabla 1 Dispersión del CBR con diferentes operadores (*Yoder & Witczac, 1975*)

<b>Material</b>	<b>Número de pruebas</b>	<b>Valor máximo</b>	<b>Valor mínimo</b>
Subrasante	11	10	2
Sub-base	6	142	67
Base hidráulica	6	172	85

Por dichas limitantes, el contenido de agua y el método de compactación pasan a ser aspectos fundamentales de análisis, donde se trata de replicar la condición futura del pavimento y su evolución con el tiempo, en lugar de solo dar un valor específico de CBR que representa la condición de un material inerte. Como se verá a continuación, se tratan de definir las técnicas utilizadas para su ensaye.

### 1.3 CBR de laboratorio

El método de prueba detallado tanto en la normativa mexicana, como en la ASTM y AASHTO recomiendan la medición del CBR y la expansión para una misma prueba, sin embargo, solo se detallará el procedimiento de prueba del CBR. La prueba consiste en compactar dinámicamente tres especímenes del material bajo estudio, con diferentes energías de compactación y un contenido de agua igual al contenido de agua óptimo determinado por el método de compactación AASHTO Estándar, mencionado anteriormente; someter a cada espécimen a un proceso de saturación para obtener su cambio volumétrico, y una vez saturado, introducir en él un pistón de penetración de acero, con el propósito de cuantificar las cargas necesarias para lograr magnitudes de penetración específicas. Se producen penetraciones de 2.54 mm y 5.08 mm, midiendo en el proceso las cargas necesarias para obtener esa penetración y relacionarlas entre las cargas de referencia de 13.34 kN (1 360 kg) y 20.01 kN (2 040 kg). Es importante mencionar que dichas cargas difieren con respecto a lo descrito por la ASTM (6.9 y 10 MPa respectivamente), generando resultados diferentes con respecto a ellos. Con los datos obtenidos de los tres especímenes se estima el CBR que tendría el material al grado de compactación especificado en la normativa aplicable de la capa analizada, según sea el caso.

#### 1.3.1 Equipo y materiales

El equipo para la ejecución de las pruebas estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes. Los materiales y equipo utilizados son los siguientes:

## CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

---

- Un gato de carga, mecánico o hidráulico, capaz de proveer un desplazamiento constante de 1.27 mm/min y con la capacidad mínima que se indica en la Tabla 2, provisto con un plato de apoyo donde se colocará el espécimen por probar.
- Un marco de carga adosado al gato de carga y adaptado para sujetar el anillo de medición y el pistón de penetración.
- Anillos de medición de carga calibrados, con una capacidad acorde al nivel de carga que se indica en la Tabla 2, provistos con un extensómetro de 5 mm de carrera, con graduaciones a cada 0.001 mm y carátula ajustable a ceros. Los anillos con capacidad de 10 y 30 kN (1 020 y 3 060 kg, respectivamente), con aproximación de lectura de 44 N (4.54 kg).

Tabla 2 Capacidad mínima del equipo de carga (*NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016*)

<b>CBR máximo esperado</b> %	<b>Capacidad mínima</b> kN (t)
20	11.2 (1.14)
50	22.3 (2.27)
> 50	44.5 (4.54)

- Un pistón de penetración de acero, con sección circular de  $49.63 \pm 0.13$  mm de diámetro y aproximadamente 100 mm de longitud.
- Un extensómetro para medir la penetración, de 25 mm de carrera mínima, con aproximación de 0.01 mm y carátula ajustable a ceros; provisto de una abrazadera con varillas de extensión y dispositivo giratorio, para acoplarlo al pistón de penetración y acomodarlo para apoyar su vástago sobre las paredes de los moldes.
- Un cronómetro o reloj con aproximación de 1 s.

Opcionalmente, en lugar del equipo de carga descrito se puede utilizar una prensa mecánica, hidráulica o neumática, con capacidad de 29.42 kN (3 t); aproximación de lectura mínima de 44 N (4.54 kg); control de velocidad de aplicación de cargas que permita un desplazamiento constante de 1.27 mm/min, sin producir impactos o pérdida

de carga, y que cuente con el pistón, el extensómetro y el cronómetro a que se refieren los puntos anteriores.

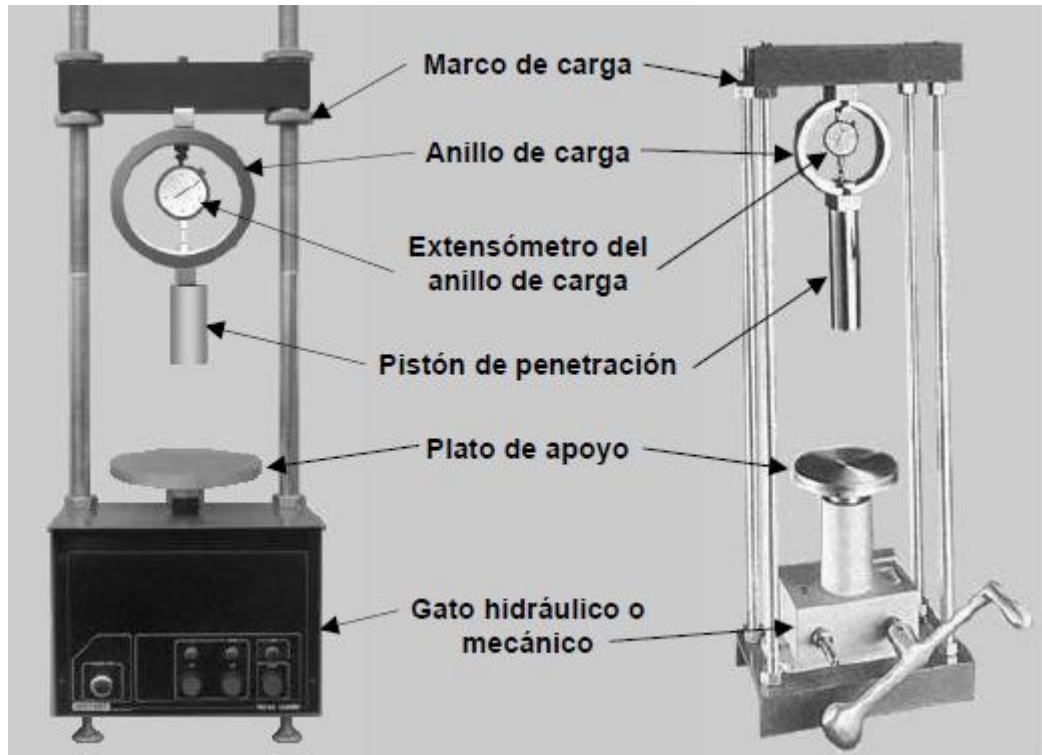


Figura 2 Equipo de carga para CBR (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016)

- Una placa de expansión circular de 149.23 a 150.81 mm de diámetro, con al menos 42 orificios de 1.6 mm de diámetro distribuidos uniformemente para asegurar la saturación Figura 3, provista de un vástago de altura ajustable.
- Tres moldes cilíndricos de acero, de  $152.4 \pm 0.66$  mm de diámetro interior y  $177.8 \pm 0.46$  mm de altura, provistos cada uno de un collarín de extensión de 50.8 mm de altura mínima, con el mismo diámetro interior del molde y de una placa base perforada con al menos 28 orificios de 1.6 mm de diámetro, distribuidos uniformemente, así como de una placa de base sin perforaciones por cada grupo de moldes. Una vez ensamblados, con el disco espaciador, los moldes tendrán un volumen de  $2\,124 \pm 25$  cm<sup>3</sup>, igual al descrito en la prueba AASHTO para las variantes B y D. Tanto las placas de base como el collarín estarán fabricados de

CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

tal manera que se puedan acoplar en cualquier extremo del molde, como se muestra en la Figura 3.

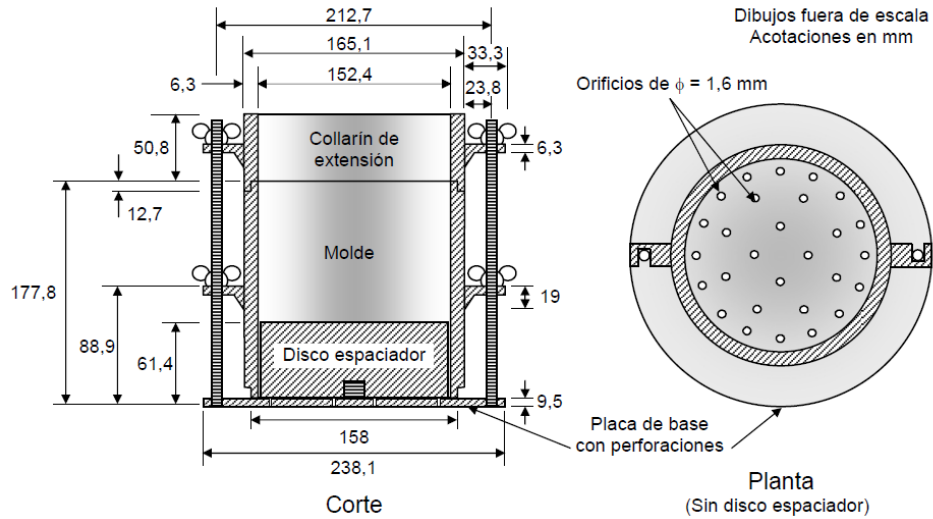


Figura 3 Molde con collarín de extensión para CBR (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016)

- Disco espaciador de acero de  $150.8 \pm 0,8$  mm de diámetro y  $61.4 \pm 0,13$  mm de altura, como el mostrado en la Figura 4, provisto con un maneral desmontable para extraer el disco espaciador del molde.

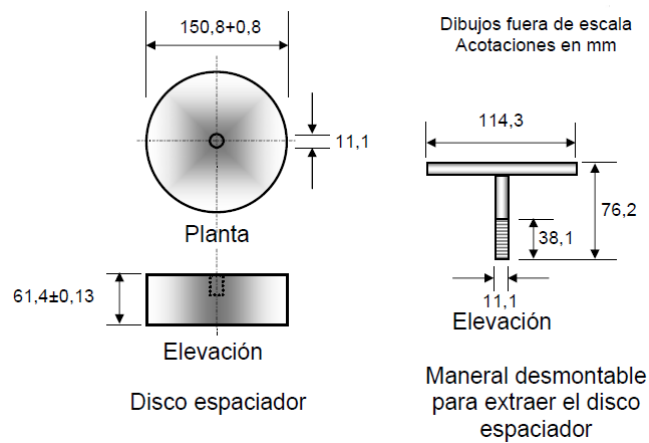


Figura 4 Disco espaciador y maneral (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016)

## CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

- Dos pisones metálicos del tipo martillo deslizante como los descritos para la prueba AASHTO, con la forma y dimensiones mostradas en la Figura 5.

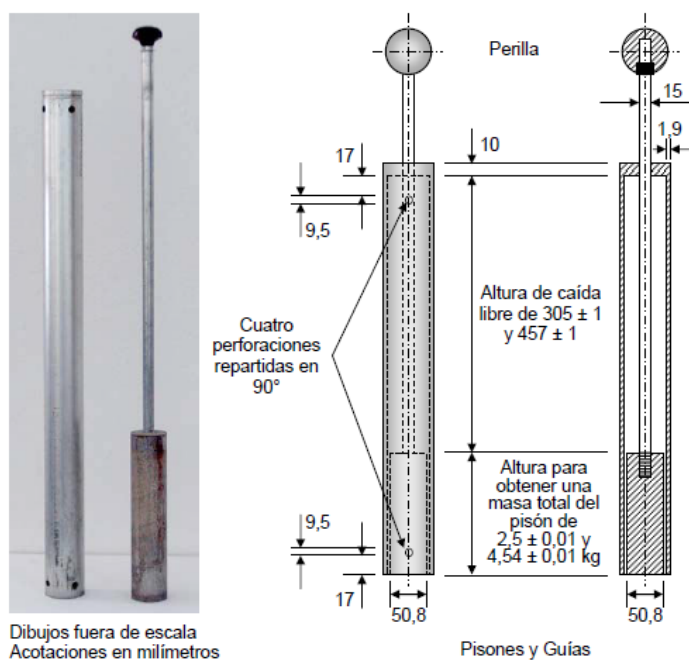


Figura 5 Pisón compactador tipo martillo deslizante (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016)

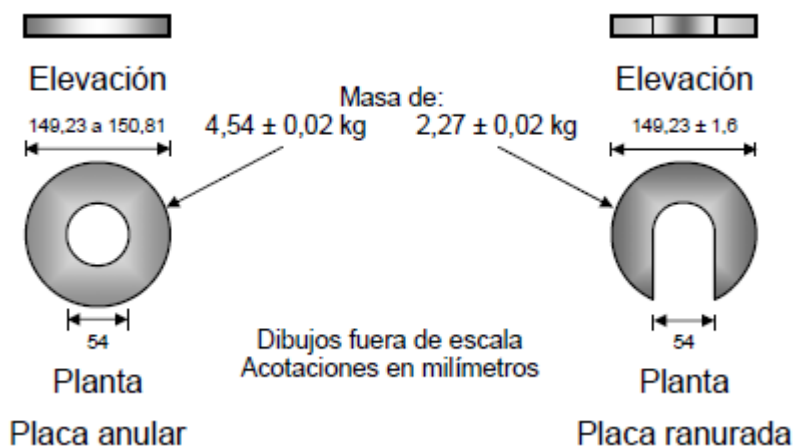


Figura 6 Placas de carga (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016)

- Un juego de placas de carga circulares de acero, como las mostradas en la Figura 6, integrado por placas anulares, con diámetro de 149.23 a 150.81 mm, con un orificio central de aproximadamente 54.0 mm de diámetro y con un peso de  $4.54 \pm 0.02$  kg o placas ranuradas, con diámetro de  $149.23 \pm 1.6$  mm y un peso de  $2.27 \pm 0.02$  kg cada una. La ranura que comunique el orificio central con el perímetro exterior tendrá un ancho de aproximadamente 54.0 mm.
- Tanque de saturación con capacidad suficiente para mantener el nivel del agua 25 mm por encima de los moldes.
- Dos probetas, una con capacidad de  $500 \text{ cm}^3$  y graduaciones a cada  $10 \text{ cm}^3$ ; otra con capacidad de  $1\ 000 \text{ cm}^3$  y graduaciones a cada  $10 \text{ cm}^3$ .
- Mallas  $\frac{3}{4}$ " y No. 4 fabricadas con alambres de bronce o de acero inoxidable, tejidos en forma de cuadrícula, con abertura nominal de 19 y 4.75 mm respectivamente.
- Dos balanzas, una con capacidad mínima de 15 kg y aproximación de 5 g; otra con capacidad mínima de 2 kg y aproximación de 0.1 g.
- Charolas de lámina galvanizada, de forma rectangular de  $40 \times 70 \times 10$  cm.
- Aceite para lubricar las paredes de los moldes.
- Regla metálica, de arista cortante, de aproximadamente 25 cm de largo.
- Cucharón de 20 cm de largo, 11 cm de ancho y 10 cm de altura.
- Papel filtro grueso, circular de 149.23 a 150.81 mm de diámetro.

### 1.3.2 Preparación de la muestra

Una vez determinados el peso volumétrico seco máximo ( $\gamma_{dMÁX}$ ) mediante el procedimiento AASHTO Estándar o Modificado, se realiza lo siguiente:

1. Se realiza secado al aire y se disgrega el material, separa por cuarteos una porción representativa de aproximadamente 21 kg y se determina el contenido de agua en el momento de la prueba.
2. Se determina el peso, con una aproximación de 1 g, del material obtenido se le incorpora uniformemente la cantidad de agua necesaria para que tenga un

contenido de agua igual al óptimo. El volumen de agua requerido, con aproximación de 0.2 cm<sup>3</sup>, se determina mediante la siguiente fórmula:

$$V_w = \frac{W_s \times (\omega_{opt} - \omega_{prueba} + 0.25)}{100}$$

Donde:

$V_w$  Volumen de agua por agregar, (cm<sup>3</sup>).

$W_s$  Peso del material al momento de la prueba, (g).

$\omega_{opt}$  Contenido de agua óptimo, (%).

$\omega_{prueba}$  Contenido de agua en el momento de la prueba, (%).

Una vez incorporada el agua, se mezcla cuidadosamente el material hasta homogeneizarlo perfectamente, revolviéndolo hasta disgregar totalmente los grumos que pudieran haberse formado y se separan por cuarteo, en charolas independientes, tres porciones de material del mismo tamaño, que se emplearán para compactar el mismo número de especímenes, cada uno en tres capas, para lo que cada porción se divide a su vez en tres fracciones aproximadamente iguales, que se cubren con un paño húmedo para evitar que pierdan agua.

3. Se ensambla un molde con su collarín de extensión a la placa de base sin perforaciones, por medio de las abrazaderas y se lubrican con aceite las paredes interiores del molde y del collarín; se inserta el disco espaciador dentro del molde; se coloca un papel filtro sobre el disco.
4. Con las porciones de material preparadas, se compactan tres especímenes en la forma que se describe a continuación, con las energías de compactación que se indican en la Tabla 3, aplicando el número de golpes por capa con el pisón que corresponda, según la utilización prevista de material en estudio y del espécimen de que se trate.
5. Se escarifica ligeramente la superficie de la capa compactada y se repite el procedimiento descrito para las dos fracciones subsecuentes.

## CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

Tabla 3 Energías de compactación para CBR (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016)

Material para	Especimen N°	Energía específica de compactación kg-cm/cm <sup>3</sup>	Número de golpes por capa	
			Pisón de 2,50 kg	Pisón de 4,54 kg
Terraplén	1	6.03	56	--
	2	2.69	25	--
	3	1.08	10	--
Subyacente	1	6.03	56	--
	2	2.69	25	--
	3	1.08	10	--
Subrasante	1	27.42	--	56 <sup>[1]</sup>
	2	6.03	56	--
	3	2.69	25	--

[1] En el caso de que sólo se disponga del pisón de 2.50 kg, al primer espécimen de material para subrasante se le aplicarán 153 golpes por capa con este pisón.

6. Terminada la compactación de todas las capas, se retira el collarín de extensión del molde y se verifica que el material no sobresalga del molde en un espesor promedio de 1.5 cm como máximo, de lo contrario la compactación se repite, para lo que se extrae el material del molde, se disgrega, se mezcla cuidadosamente para homogenizarlo y se compacta como se indica en el inciso anterior, pero disminuyendo ligeramente el tamaño de las fracciones de la porción de material en cada capa, para que no se exceda dicho espesor.
7. Una vez retirado el collarín de extensión, se enrasa cuidadosamente el espécimen compactado con la regla metálica, depositando en una charola el material excedente, para determinar su contenido de agua de compactación ( $w_{co}$ ), y verificar que éste corresponda al del contenido de agua óptimo, con una aproximación de  $\pm 0.25\%$ .
8. Se rellenan con material fino las oquedades que pudieran resultar por el enrasado del espécimen compactado; se desprende de la placa de base el molde con el espécimen, se retira el disco espaciador y se determina el peso del molde con el espécimen, que se registra como  $W_{m+esat}$ , en g.

Se repite el procedimiento indicado en esta fracción para las otras dos porciones de material.

9. Se introduce cuidadosamente el molde en el tanque de saturación, de manera que se permita el libre flujo de agua tanto en la parte inferior como en la superior del espécimen y se deja saturar durante 96 h, manteniendo el nivel de agua del tanque aproximadamente a 25 mm sobre la parte superior del molde. Para materiales granulares que presenten un drenaje rápido, el período de saturación podrá ser más corto, pero no menor de 24 h. De igual manera, en materiales arcillosos de alta compresibilidad, podrá requerirse un período de saturación mayor de 96 h, en cuyo caso se suspenderá la saturación cuando no muestre movimiento alguno durante 24 h.
10. Se retira del tanque de saturación el molde con el espécimen, cuidadosamente se elimina el agua de la parte superior del molde de manera que no se altere la superficie del espécimen y se deja drenar durante 15 min. Después de este período de drenaje se remueven las placas de carga y las placas perforadas, así como las hojas de papel filtro, y se determina la masa del molde con el espécimen, que se registra como  $W_{m+esat}$ , en g.

Se repite el procedimiento indicado en esta fracción para los otros dos especímenes compactados.

11. Inmediatamente después de obtenida la masa del molde con el espécimen saturado ( $W_{m+esat}$ ), se ensambla el molde a la placa de base sin perforaciones por medio de las abrazaderas, en la misma posición que tenía durante el proceso de saturación; se coloca sobre el plato de apoyo del equipo de carga; se pone sobre el espécimen una placa de carga anular de  $44.5 \pm 0,2$  N ( $4.54 \pm 0.02$  kg); se inserta el pistón de penetración en su orificio central; se aplica una carga inicial de 43 N (4.38 kg) y se colocan las placas ranuradas necesarias para reproducir la sobrecarga utilizada durante la saturación.
12. Sin retirar la carga se ajusta el extensómetro para medir la penetración, previamente acoplado al pistón de penetración, apoyando su vástago sobre la

## CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

pared del molde y se ponen en ceros tanto su carátula como la del extensómetro del anillo de medición de carga.

13. Se aplica la carga de forma que el pistón de penetración se desplace con una velocidad uniforme de 1.27 mm/min, leyendo y registrando las cargas aplicadas para obtener cada una de las penetraciones indicadas en la Tabla 4, con aproximación de 10 N (1.02 kg).
14. Concluida la penetración del espécimen, éste se saca del molde, se corta longitudinalmente y de su parte central se obtiene una porción representativa para determinar su contenido de agua en estado saturado ( $w_{sat}$ ).

Tabla 4 Relación de tiempo - penetración para CBR (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016)

Lecturas	Tiempo min:s	Penetración mm
Primera	0:30	0,64
Segunda	1:00	1,27
Tercera	1:30	1,91
Cuarta	2:00	2,54
Quinta	3:00	3,81
Sexta	4:00	5,08
Séptima	6:00	7,62
Octava <sup>[1]</sup>	8:00	10,16
Novena <sup>[1]</sup>	10:00	12,70

[1] Pueden omitirse las lecturas de las cargas aplicadas para penetraciones de 10,16 y 12,70 mm cuando se rebase la capacidad del equipo de carga.

Se repite el procedimiento indicado en esta Fracción para los otros dos especímenes saturados.

### 1.3.3 Cálculos y resultados

Se determinan el peso volumétrico seco ( $\gamma_d$ ) y el contenido de agua de compactación de cada espécimen compactado con el contenido de agua óptimo, como sigue:

$$\gamma_d = \frac{1000 (W_{m+esat} - W_m)}{0.25\pi \left(\frac{D_m}{10}\right)^2 \left(\frac{H_m - H_{de}}{10}\right) \left(1 + \frac{\omega_{sat}}{100}\right)}$$

Donde:

$\gamma_d$	Peso volumétrico seco del espécimen compactado, (kg/m <sup>3</sup> ).
$W_{m+esat}$	Peso del molde más espécimen saturado, (g).
$W_m$	Peso del molde, (g).
$D_m$	Diámetro interior del molde, (mm).
$H_m$	Altura del molde, (mm).
$H_{de}$	Altura del disco espaciador, (mm).
$\omega_{sat}$	Contenido de agua del espécimen en estado saturado, (%).

Se calcula y reporta el contenido de agua del espécimen compactado ( $\omega_c$ ) usando la siguiente fórmula:

$$\omega_c = \omega_{sat} - \frac{(100 + \omega_{sat})(W_{m+esat} - W_{m+e})}{(W_{m+esat} - W_m)} \quad \text{Ec. (3)}$$

Donde:

$\omega_c$	Contenido de agua del espécimen compactado en el molde, (%).
$\omega_{sat}$	Contenido de agua del espécimen en estado saturado, compactado, (%).
$W_{m+esat}$	Peso del molde más espécimen saturado, (g).
$W_{m+e}$	Peso del molde más espécimen compactado, (g).
$W_m$	Peso del molde, (g).

El promedio de los contenidos de agua calculados ( $\omega_c$ ) de todos los especímenes, será igual al contenido de agua óptimo del material, con una tolerancia de  $\pm 0.25$  %, de lo contrario será necesario repetir la prueba.

## CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

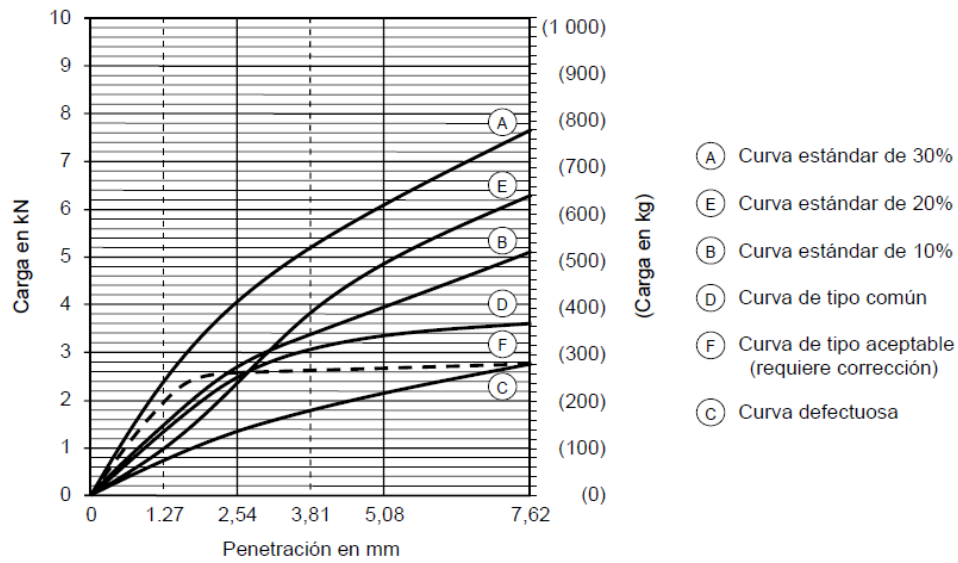


Figura 7 Curvas típicas de carga-penetración (NIT SCT M·MMP·1·11/16, 2016)

Para cada espécimen penetrado, se representan gráficamente las cargas determinadas, en la que en el eje de las abscisas se indican las penetraciones y en el de las ordenadas las cargas, se marcan los puntos correspondientes a cada una de las determinaciones, los que se unen con una línea continua que no presente cambios bruscos de pendiente. Una curva como la “F”, dibujada con línea discontinua en la Figura 7, indicará que la penetración no estuvo bien efectuada, por lo que se desechará el espécimen, siendo necesario repetir su compactación, saturación y penetración.

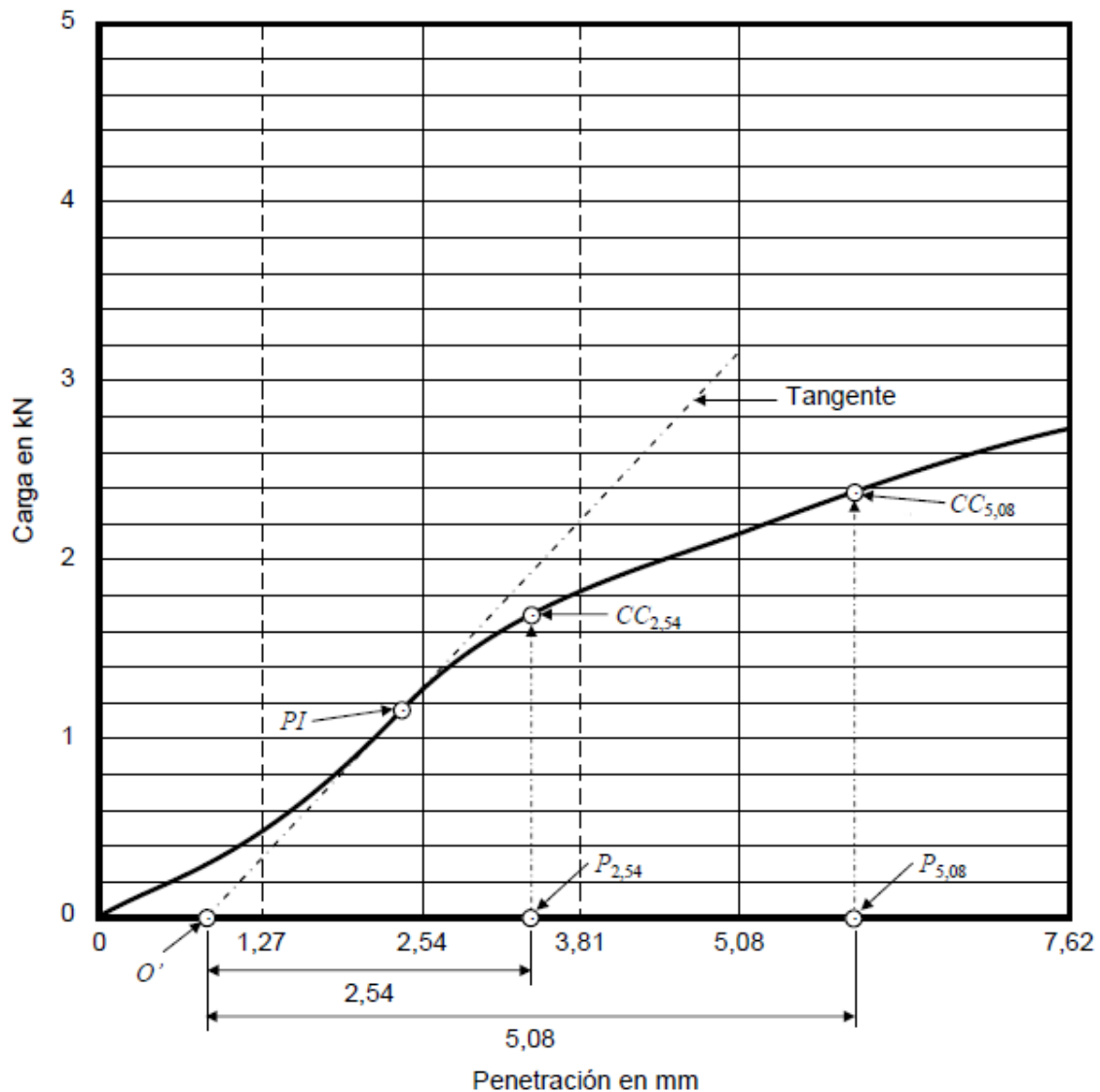


Figura 8 Corrección de la curva carga-penetración (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016)

Se registran las cargas  $C_{2,54}$  y  $C_{5,08}$  correspondientes a las penetraciones de 2,54 y 5,08 mm, con aproximación de 10 N (1,02 kg). Estos valores corresponderán a las cargas con la que se determina el Valor de Soporte California (CBR) del espécimen.

En los casos en que el inicio de la curva presente una concavidad hacia arriba, como la curva "E" que se muestra en la Figura 7, se efectúa una corrección como se ilustra en la Figura 8, trazando una tangente en el punto de inflexión (PI), hasta cortar el eje de las

## CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

---

abscisas en el punto que se designa como O', el cual se tomará como nuevo origen de las penetraciones y a partir de él se marcan los puntos  $P_{2.54}$  y  $P_{5.08}$  correspondientes a las penetraciones de 2.54 y 5.08 mm, respectivamente; las ordenadas  $CC_{2.54}$  y  $CC_{5.08}$  representan las cargas corregidas para dichas penetraciones, en kN, que se tomarán como las cargas  $C_{2.54}$  y  $C_{5.08}$  correspondientes.

Se repite el procedimiento descrito en los incisos correspondientes al cálculo de Valor de Soporte California (CBR), hasta contar con las determinaciones de las cargas  $C_{2.54}$  y  $C_{5.08}$ , aplicadas o corregidas, para cada uno de los tres especímenes compactados.

Se calculan, con una décima de aproximación, los valores soporte de California a 2.54 y 5.08 mm de penetración de los especímenes compactados, mediante las siguientes expresiones:

$$CBR_{2.54} = \frac{100 C_{2.54}}{1360.68} \text{ y } CBR_{5.08} = \frac{100 C_{5.08}}{2041.02} \quad \text{Ec. (4 y 5)}$$

Donde:

$CBR_{2.54}$	Valor de Soporte California para una penetración de 2,54 mm.
$CBR_{5.08}$	Valor de Soporte California para una penetración de 5,08 mm.
$C_{2.54}$	Carga aplicada o corregida, (kg), para una penetración de 2,54 mm.
$C_{5.08}$	Carga aplicada o corregida, (kg), para una penetración de 5,08 mm.

Se selecciona como el Valor de Soporte California (CBR) de cada espécimen compactado, al valor que resulte menor entre los  $CBR_{2.54}$  y  $CBR_{5.08}$  calculados.

En una gráfica como la que se muestra en la Figura 9, en la que en el eje de las abscisas se indican los pesos volumétricos secos ( $\gamma_d$ ) y en el de las ordenadas los Valores de Soporte California (CBR), se marcan los puntos correspondientes a cada espécimen compactado, los que se unen con una línea continua que no presente cambios bruscos de pendiente, para obtener la curva " $\gamma_d - CBR$ "; se traza una vertical a partir del peso volumétrico que corresponda al grado de compactación ( $G_c$ ) especificado en la normativa aplicable para el tipo de capa, según sea el caso, respecto al peso volumétrico

seco máximo ( $\gamma_{dMÁX}$ ) determinada mediante el procedimiento AASHTO Estándar o Modificado, y del punto donde dicha vertical corta la curva  $\gamma_d - CBR$ , se traza una horizontal que determina el Valor de Soporte California (CBR) del material compactado al grado de compactación especificado, con un contenido de agua igual al óptimo.

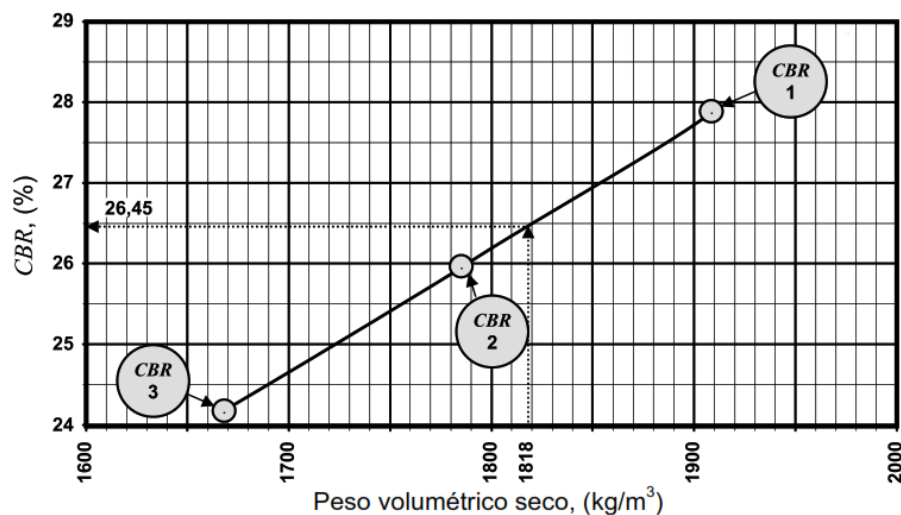


Figura 9 Curva  $\gamma_d - CBR$  (NIT SCT M-MMP-1-11/16, 2016)

#### 1.4 CBR de campo

El CBR que se obtiene en campo tiene el objetivo de verificar la resistencia de las terracerías compactadas cuando estén constituidas por suelos finos, este valor se utiliza para diseñar o verificar los espesores del pavimento. Al igual que la prueba de laboratorio, la prueba consiste en introducir un pistón de penetración de acero en la terracería compactada; sin embargo, la relación de la carga aplicada para producir una penetración de 2.54 mm, se divide entre una carga de referencia diferente a las de laboratorio, la cual es de 13.97 kN (1 425 kg).

### 1.4.1 Equipo y materiales

El equipo para la ejecución de las pruebas estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes. Los materiales y equipo utilizados son los siguientes:

- Un gato de carga, mecánico o hidráulico, con cabeza giratoria, de 25 kN (2.55 t) de capacidad mínima y por lo menos 50 mm de carrera, capaz de proveer una penetración constante de 1.27 mm/min.
- Dos anillos de medición de carga calibrados, con capacidades de 8.8 kN (900 kg) y 22.6 kN (2 300 kg) como mínimo, provistos con un extensómetro de 5 mm de carrera mínima, con aproximación de 0.001 mm y carátula ajustable a ceros.
- Un pistón de penetración de acero, con sección circular de  $50.8 \pm 0.1$  mm de diámetro y aproximadamente 100 mm de longitud.



Figura 10 Equipo portátil de carga (NIT SCT M-MMP-1-12/13, 2013)

- Un juego de barras de extensión de acero, atornillables, de aproximadamente 50.8 mm de diámetro.
- Sistema de medición de cargas, constituido preferentemente por dos barras de 40 mm, dos de 100 mm y ocho de 300 mm de longitud.

## CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

- Un sistema de sujeción y apoyo del equipo portátil de carga al chasis del vehículo lastrado, como puede ser una viga I de 152.4 × 84.6 mm, con masa de 18.6 kg/m y longitud de aproximadamente 2 m.
- Un extensómetro para medir la penetración, de 25 mm de carrera mínima, con aproximación de 0.01 mm y carátula ajustable a ceros.
- Un cronómetro o reloj con aproximación de 1 s.

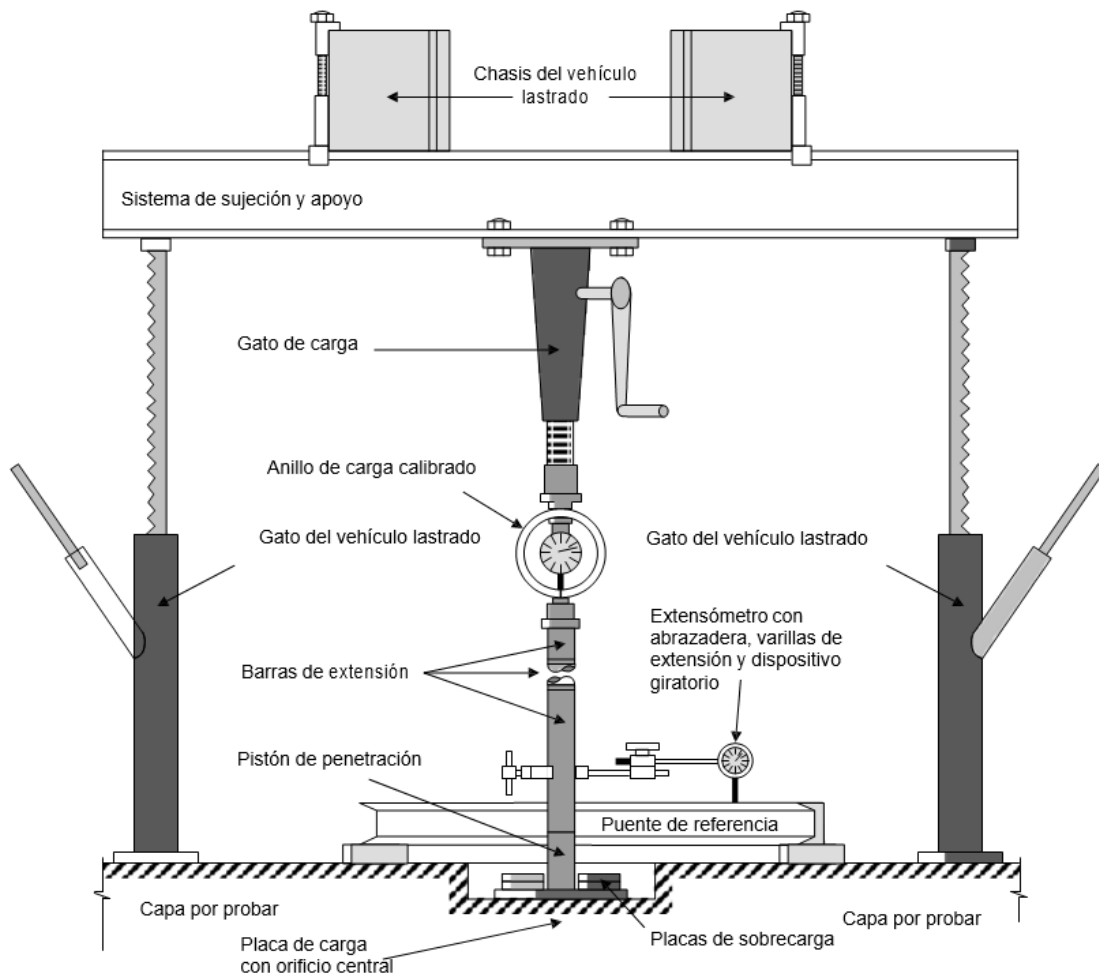


Figura 11 Configuración del equipo portátil de carga para CBR in situ (NIT SCT M-MMP-1.12/13, 2013)

- Placa circular de acero, con diámetro de  $25.4 \pm 0.05$  cm, que tenga un orificio central de  $5.08 \pm 0.05$  cm de diámetro y una masa de  $4.54 \pm 0.02$  kg.

- Cuatro placas circulares de acero, con diámetro de  $21.6 \pm 0.1$  cm, que tengan un orificio central de  $5.08 \pm 0,05$  cm de diámetro, dos de ellas con una masa de  $4.54 \pm 0.02$  kg cada una y dos con una masa de  $9.08 \pm 0.,02$  kg.
- Un camión u otro vehículo pesado, lastrado hasta obtener una masa total suficiente para producir una reacción de aproximadamente 31 kN (3 160 kg).
- Nivel de burbuja, palas de forma rectangular, pico, barreta y manta con dimensiones semejantes a las de la superficie donde se efectúe la prueba.

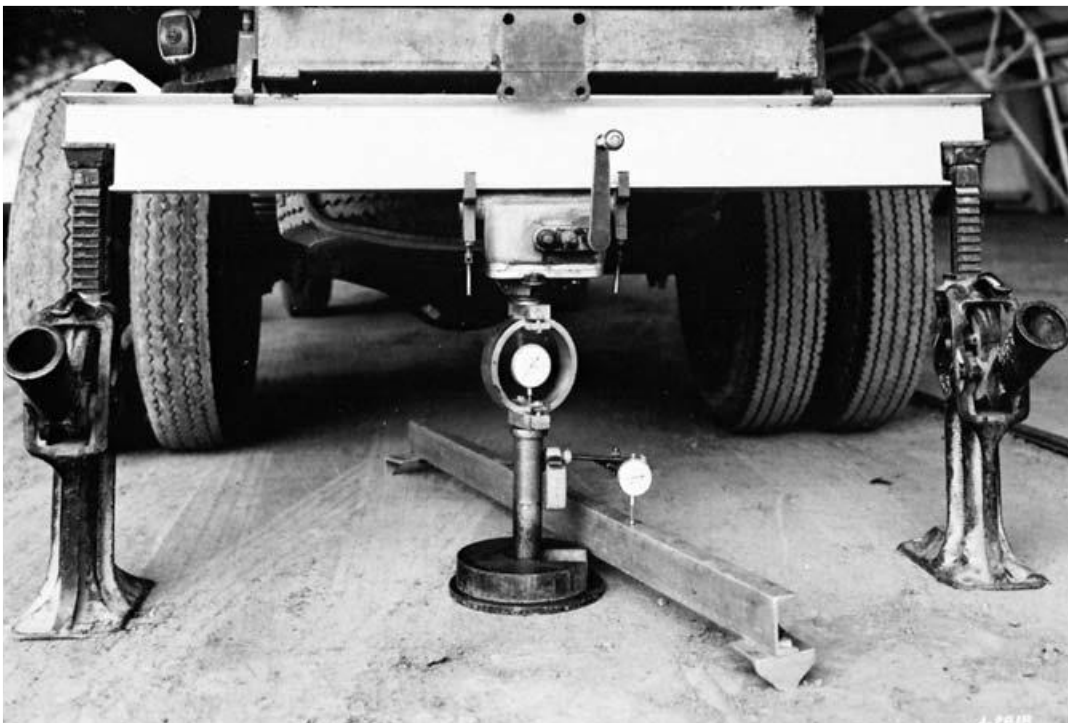


Figura 12 Configuración del equipo CBR in situ (ASTM D4429 – 09a, 2009)

### 1.4.2 Preparación de la muestra

La prueba se ejecuta introduciendo el pistón de penetración en tres sitios que disten entre sí no menos de 15 cm. Cada sitio de prueba se prepara como se indica a continuación y se ilustra en la Figura 11.

## CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

---

1. Se deja al descubierto la capa que se va a estudiar, eliminando de su superficie todo el material suelto o seco que no sea representativo del material por probar, en un área de forma sensiblemente rectangular cuya dimensión menor tenga 50 cm, aproximadamente. Esta superficie se cubre con una manta húmeda para evitar que el material pierda agua por evaporación.
2. Inmediatamente después se coloca convenientemente sobre el sitio de prueba el vehículo lastrado que se utilice como dispositivo de reacción.
3. Se montan y fijan al vehículo lastrado, mediante el sistema de sujeción y apoyo, el gato de carga, el anillo de carga calibrado que corresponda según la magnitud del Valor Soporte de California (CBR) que se espere y la primera barra de extensión. Con el nivel de burbuja y mediante los gatos del vehículo, se nivela el sistema para garantizar la verticalidad del equipo portátil de carga.
4. Se retira la manta húmeda, se coloca en el sitio de prueba la placa de carga de  $25.4 \pm 0.05$  cm de diámetro con orificio central y encima de ésta se colocan las placas de sobrecarga para producir una presión equivalente a la que inducirá el peso propio de las capas. La sobrecarga mínima será la de la placa de carga más una placa de sobrecarga de  $9.08 \pm 0.02$  kg.
5. Se concluye la instalación del equipo portátil de carga en posición vertical, haciendo pasar el pistón de penetración a través de los orificios de las placas.
6. Se instala el puente de referencia. Con la abrazadera y sus varillas de extensión, se fija el extensómetro al equipo portátil de carga y se acomoda sobre el puente de referencia.
7. Se aplica una carga inicial del orden de 43 N (4.38 kg) e inmediatamente después, sin retirar la carga, se ponen en ceros las carátulas de los extensómetros del anillo de medición y del que se utilice para medir el desplazamiento vertical del pistón de penetración.
8. Se aplica la carga de forma que el pistón de penetración se introduzca en el material con una velocidad uniforme de aproximadamente de 1.27 mm/min, leyendo y registrando las cargas aplicadas para obtener cada una de las penetraciones indicadas en la Tabla 5, con aproximación de 10 N (1,02 kg).

## CAPÍTULO 1. CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

Tabla 5 Relación de tiempo - penetración para CBR in situ (NIT SCT M-MMP-1-12/13, 2013)

Lecturas	Tiempo min:s	Penetración mm
Primera	1:00	1.27
Segunda	2:00	2.54
Tercera	3:00	3.81
Cuarta	4:00	5.08
Quinta	6:00	7.62

9. Concluida la penetración, se amplía la parte descubierta de la capa en estudio y se repite el procedimiento descrito en otro sitio, hasta concluir las penetraciones en tres sitios de prueba, que disten entre sí no menos de 15 cm.

### 1.4.3 Cálculos y resultados

Los cálculos para la obtención de la gráfica carga-penetración, así como sus correcciones, se realizan de la misma forma que en la prueba de laboratorio, una vez definida dicha gráfica, se procede al cálculo del CBR de la siguiente forma:

$$CBR = \frac{100 C_{2.54}}{1424.54} \quad \text{Ec. (6)}$$

Donde:

CBR            Valor de Soporte California in situ.

$C_{2.54}$         Carga aplicada o corregida, (kg), para una penetración de 2,54 mm.

## 2. MÓDULO RESILIENTE (MR)

### 2.1 Antecedentes

Las primeras teorías de diseño de pavimentos se basaban en métodos puramente empíricos que se “calibraban” con el CBR, más tarde surgieron metodologías elásticas multicapa que, de una forma más mecanicista, lograban estudiar las deformaciones a las que estaría sujeto el camino. Sin embargo, los cálculos de deformaciones se realizaban utilizando el módulo de elasticidad o módulo de Young, definido por la pendiente de una gráfica esfuerzo-deformación obtenido mediante ensayos destructivos con aplicaciones de carga lentas.

Por lo mismo estos métodos consideran un comportamiento de carga estático, donde las deformaciones calculadas son directamente proporcionales a la aplicación de la carga (Coria Gutiérrez & Hernández, Análisis No Lineal en Pavimentos Flexibles con modelos constitutivos mediante la teoría de espesores equivalentes de Odemark, 2017). El analizar de esta forma los pavimentos es lo que se conoce como comportamiento lineal y es el más utilizado en los métodos de diseño actuales en nuestro país.

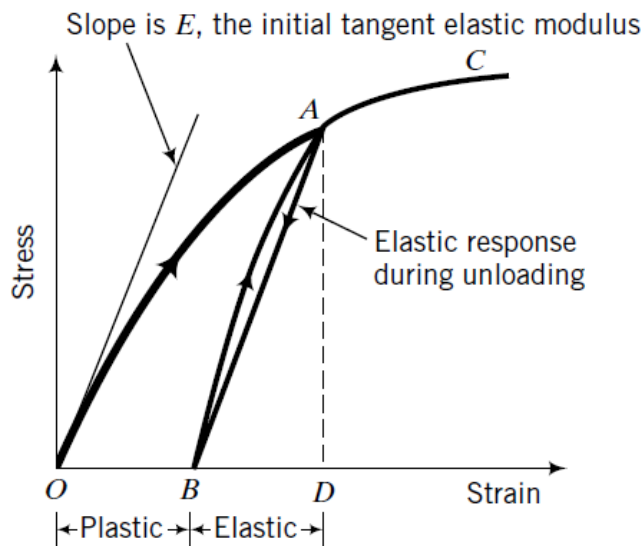


Figura 13 Comportamiento de un material elastoplástico bajo carga-descarga (Budhu, 2010)

Como se sabe, en los pavimentos no se presenta una situación de carga estática, debido a que los vehículos generan en el camino cargas transitorias de gran magnitud y velocidad, por lo que el módulo de elasticidad dejaba de ser representativo para el cálculo de deformaciones, debido a ello, se optó por la búsqueda de un parámetro equivalente al módulo de Young pero que representara las cargas de los vehículos lo más fielmente posible.

Todo material pétreo sometido a una carga estática presenta una deformación en la dirección de aplicación de dicha carga, al retirarla este material tendrá una recuperación parcial de la deformación. La deformación no recuperable se le conoce como deformación plástica del material y la deformación recuperable como resiliencia del material, que puede ser comparada con la deformación elástica (ver Figura 13). Se observó así que, durante un ensaye de carga cíclica no destructivo, después de determinado número de aplicaciones de la carga, la deformación plástica se acumulaba hasta un punto donde no podía crecer más y solo prevalecía la deformación elástica, generando de esa forma un módulo constante (Yoder & Witczac, 1975).

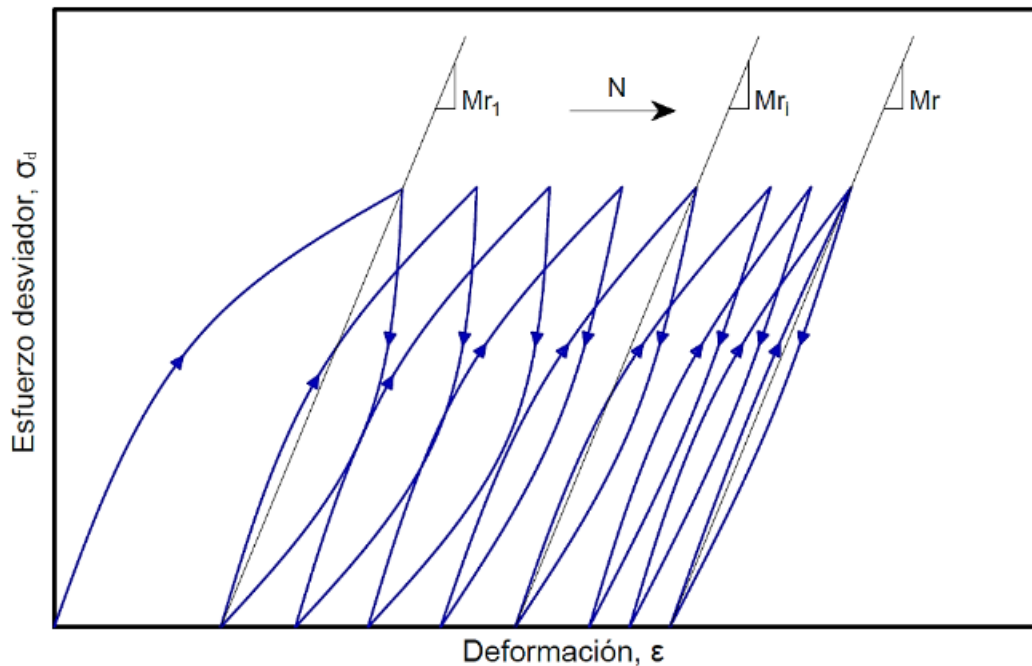


Figura 14 Resiliencia de los materiales (Romero, Ossa, & Flores, 2017)

En los años cuarenta comenzaron los primeros esfuerzos para poder determinar las propiedades dinámicas de los materiales utilizados en la construcción de caminos, en donde Francis Hveem en conjunto con el departamento de Carreteras del Estado de California, proponen el módulo de elasticidad dinámico para la comprensión del comportamiento mecánico de los pavimentos. En dicho estudio se probó la relación del módulo de elasticidad obtenido en pruebas cíclicas con respecto a las deflexiones de la viga Benkelman de un camino en operación, generando así una relación importante de dicho módulo con respecto al diseño de pavimentos (Pérez & Garnica, 2021).

El término módulo resiliente surgió en los años sesenta (Seed & et al, 1967) y se precisó como un parámetro que describe la respuesta mecánica de los geomateriales constitutivos de un camino sin estabilizar (que no utilizan cemento asfáltico o hidráulico en sus mezclas). Se definió como como la razón entre el esfuerzo desviador aplicado en un proceso de carga histerético no destructivo con respecto a la deformación unitaria axial recuperable o resiliente de una prueba triaxial cíclica, el cual se halla una vez que el módulo se aproxime a una constante, su definición se muestra en la siguiente expresión:

$$M_R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad \text{Ec. (7)}$$

Donde:

MR	Módulo resiliente.
$\sigma_1$	Esfuerzo principal mayor o esfuerzo vertical.
$\sigma_3$	Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.
$\sigma_d$	Esfuerzo desviador o $\sigma_1 - \sigma_3$ .
$\varepsilon_r$	Deformación unitaria recuperable.

De dicha expresión se pueden obtener conclusiones rápidas del comportamiento de este parámetro como lo es que, a mayor deformación, se obtendrá un menor módulo, o que, a mayor esfuerzo desviador, se presentará un módulo más alto, estas aseveraciones no son del todo ciertas y se tratarán más adelante.

2.2 Esfuerzos y deformaciones en pavimentos

Para entender el comportamiento de los materiales que constituyen un camino, es importante precisar la naturaleza de las cargas que transitan sobre ellos, y aunque los esfuerzos que se inducen en las capas son muy complejos, se pueden hacer ciertas simplificaciones como describe Garnica *et al* (2001). Suponiendo una sección longitudinal de un camino con una capa de superficie de rodamiento, base granular y subrasante, si se toma un punto de referencia P como se muestra en la Figura 15, una rueda que transita del punto A al punto C, genera diversos estados de esfuerzos en el material.

En el punto A y C, se produce un estado de esfuerzos general donde se presentan esfuerzos normales y cortantes, con la particularidad de que los esfuerzos cortantes del punto C se encuentran en la dirección contraria con respecto a los que se encuentran en el punto A. Para el punto B solo se presentan esfuerzos normales (generando un estado de esfuerzos triaxiales).

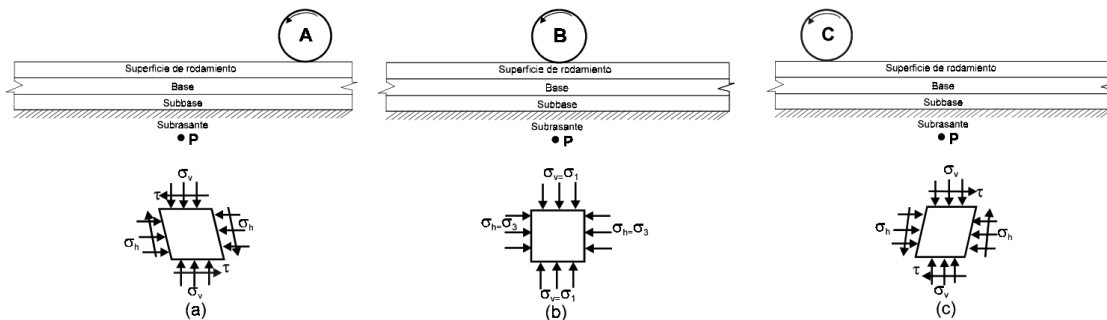


Figura 15 Estado de esfuerzos debido al tránsito de una rueda (Garnica Anguas, Pérez García, & Gómez López, 2001)

Investigaciones como la de Brown (1994), donde se instrumentó un camino para poder medir los esfuerzos y deformaciones debidos a una carga móvil generada por un tractocamión, demostraron que, la deformación máxima presentada correspondía al valor del esfuerzo máximo vertical medido, que para el esquema representaría el punto

B, por lo que éste estado de esfuerzos es el que se considera como más crítico y por ende, es el estado que trata de replicarse en laboratorio.

Es importante mencionar que el estado de esfuerzos antes descrito se cumple siempre y cuando se tenga solo un punto de aplicación de la carga, en el caso de los tractocamiones que presentan ejes duales, tándem o tridem, no es posible encontrar un punto donde los esfuerzos horizontales sean iguales o que no se desarrollen esfuerzos cortantes como en el punto B.

Con las ecuaciones de la teoría elástica es posible deducir el punto crítico para cada tipo de eje, el cual para todos los casos se encuentra bajo el centro del área uniformemente cargada de un neumático, para los ejes sencillos duales y tándem el punto se encuentra debajo de los neumáticos internos del eje la condición y para el eje tridem el punto se encuentra bajo los neumáticos internos del eje central como se observa en la Figura 16.

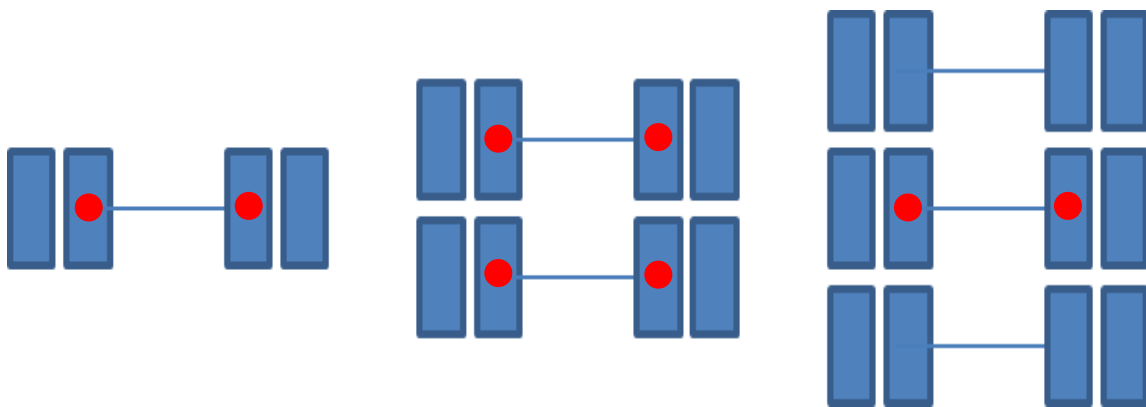


Figura 16 Puntos críticos eje sencillo dual, tándem y tridem

De acuerdo a lo descrito por Huang (2004), tanto Brown (1994) como las investigaciones de McLean (1974) y Barksdale (1971), llegan a la conclusión de que las cargas del tránsito se transfieren a las capas del camino por medio de pulsos. La magnitud de dichas cargas está en función de diversos factores, pero los más importantes es la presión de inflado, la velocidad del vehículo y la profundidad donde se medían los esfuerzos.

Dichas investigaciones trataban de modelar matemáticamente los pulsos, algunos los analizaron como una función senoidal, otros como una función triangular o como una función cuadrada, todo dependía de la velocidad en la que transitaban los vehículos con los que se hicieron sus pruebas. Debido a que la velocidad de operación no es una variable que se pueda controlar cuando el camino se encuentre en servicio, Huang (2004) propone la onda senoidal con una aplicación de carga de 0.1 segundos y 0.9 segundos de reposo con el fin de estandarizar. Estos criterios son los que se toman en cuenta para la elaboración de ensayos de laboratorio.

### 2.3 Comportamiento NO lineal

El suelo y en general todos los geomateriales no estabilizados presentan un comportamiento elastoplástico, esto quiere decir que no son materiales ideales con un comportamiento esfuerzo-deformación lineal como el acero, sin embargo, en la mecánica de suelos clásica es común idealizar este comportamiento, con diversas teorías dependiendo del fenómeno que se desee estudiar.

Para el caso de la resistencia al corte se utiliza un criterio lineal conocido como Mohr-Coulomb, para el caso de deformaciones es común el uso de la ley de Hooke. Para el caso particular de los pavimentos, como se mencionó anteriormente, el criterio más importante a revisar es el de deformaciones, por lo que es esencial el uso de la ley de Hooke para la evaluación de las condiciones del camino (Coria Gutiérrez, Hernández Domínguez, & Garnica Anguas, 2018). La ley de Hooke en términos simples trata de una aproximación lineal que relaciona la deformación de un material dependiendo del esfuerzo al que está sujeto y su rigidez, este criterio es aplicable para materiales homogéneos, isótropos y linealmente elásticos.

Si tomamos de referencia la Figura 15 y consideramos el estado de esfuerzos generado en el punto B, podemos observar que en el punto crítico P no se presentan esfuerzos cortantes, debido a ello los esfuerzos cartesianos coinciden directamente con los esfuerzos principales ( $\sigma_z = \sigma_1$ ,  $\sigma_x = \sigma_2$  y  $\sigma_y = \sigma_3$ ). Además de esto, al considerar el material como homogéneo e isótropo y solo presentar una carga, los esfuerzos horizontales son iguales ( $\sigma_x = \sigma_y$ ), definiendo la Ley de Hooke para ese estado de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. (8)}$$

Cuando presentamos la carga producida por un eje sencillo dual, tándem o tridem, por la distancia que hay entre neumáticos del eje, bajo el punto crítico, los esfuerzos horizontales dejan de ser iguales ( $\sigma_x \neq \sigma_y$ ) puesto que, bajo el sistema de referencia, los puntos de aplicación de las cargas no son equidistantes para las dos direcciones. A su vez se generan esfuerzos cortantes que provocan que los esfuerzos cartesianos no sean iguales a los principales ( $\sigma_z \neq \sigma_1$ ,  $\sigma_x \neq \sigma_2$  y  $\sigma_y \neq \sigma_3$ ). Debido a ello es necesario utilizar la forma general de la ley de Hooke, descrita por la siguiente ecuación:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. (9)}$$

La ecuación resultante se encuentra aún en función del módulo de Young, el cual se define para un material linealmente elástico (Budhu, 2010). El suelo al presentar un comportamiento elastoplástico, no se adapta a las condicionantes de linealidad por lo que se deben realizar diversas técnicas para poder hacer uso de la ley de Hooke. Un ejemplo conocido es del caso estático en ensayos destructivos para la obtención de parámetros mecánicos para definir la resistencia al esfuerzo cortante, la curva esfuerzo-deformación que se obtiene en la etapa de carga, se busca aproximar a una recta dependiendo de las solicitaciones a las que se encuentre expuesto el suelo.

Esto conlleva a que se tengan varios criterios de ajuste para el comportamiento lineal, como lo es la recta tangente inicial, la tangente en cualquier punto, la recta secante al 50% de la deformación, la recta secante a la falla o la recta secante de dos puntos cualesquiera de la curva (ver Figura 17). Cada ajuste es correcto dependiendo de la forma de trabajar del material, por lo que es importante el análisis de las solicitaciones para realizar la mejor selección que se ajuste a la realidad.

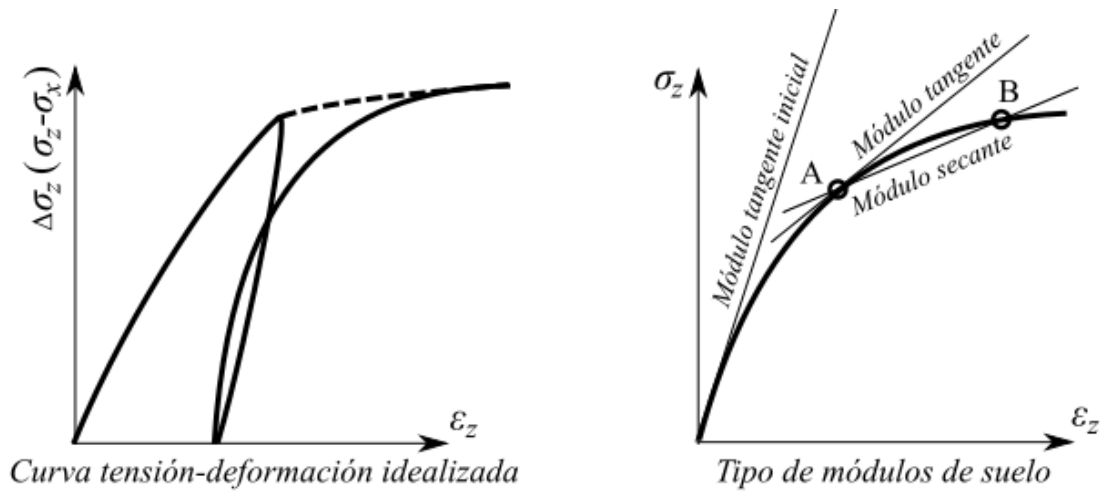


Figura 17 Consideraciones de comportamiento lineal de un suelo bajo carga estática (GEO5, 2021)

A diferencia de lo que dicta la mecánica de suelos clásica, en los pavimentos no se tienen el tipo de solicitaciones en las que se pueda considerar un comportamiento lineal propiamente dicho, debido a que al estar sujeto a una carga repetida, esta carga genera densificación del material, un aumento de resistencia y por ende, un módulo de deformación más alto por cada aplicación de carga, por eso aunque suene extraño, un pavimento fallado en ocasiones puede llegar a ser más resistente que uno nuevo.

Los materiales no estabilizados llegan a un comportamiento lineal después de haber sufrido una cantidad considerable de deformación plástica y así desarrollar resiliencia debido a la carga repetida, estas condiciones son las que definen al módulo resiliente. En este punto se puede asegurar que el material se comportará linealmente y puede hacerse uso de la ley de Hooke para el cálculo de deformaciones elásticas, pero considerando cierto comportamiento no lineal.

## 2.4 MR de laboratorio

En la actualidad existen diversos métodos de obtención del módulo resiliente en laboratorio, sin embargo, no se cuenta con una especificación o norma que dé un estándar para el país, por lo que se hace uso de las especificaciones extranjeras.

Entre los procedimientos más utilizados para la obtención de parámetros dinámicos son la columna resonante o la triaxial cíclica. Esta última prueba es de la que se tiene una mayor cantidad de información, investigación y niveles de estandarización internacional y por la cual se basan los ensayos practicados en México.

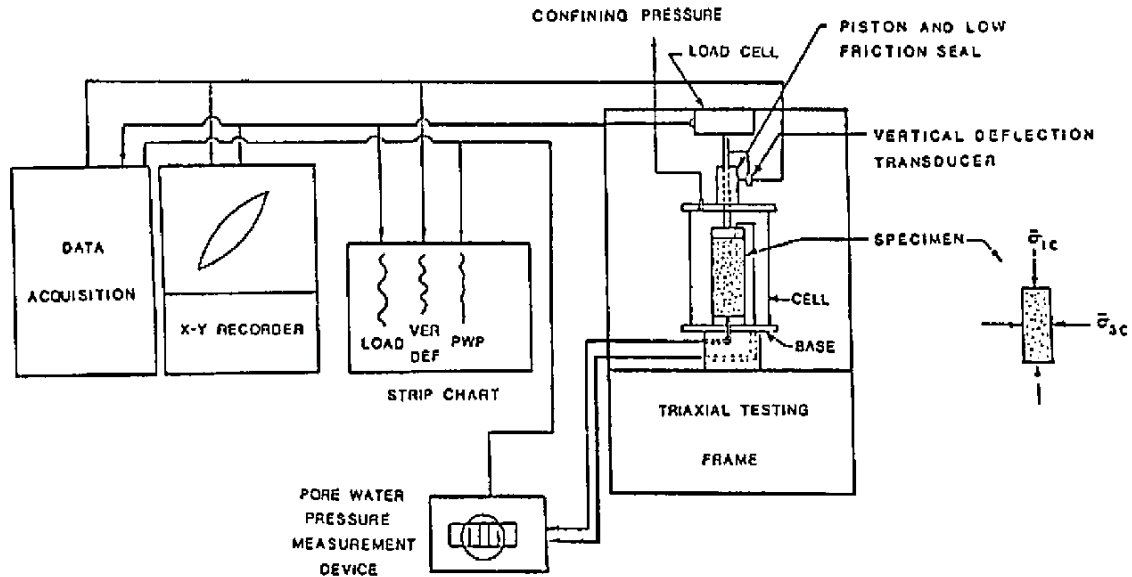


Figura 18 Configuración esquemática de una prueba triaxial cíclica (ASTM D3999/D3999 M-11e1, 2011)

El uso de la triaxial cíclica consiste en generar un estado triaxial de esfuerzos, aplicando una presión de confinamiento en una cámara de lucita, buscando replicar condiciones estándar de servicio, así como aplicar una carga dinámica de magnitud y velocidad de repetición controlada para replicar las acciones del tránsito.

Comúnmente, el equipo triaxial se compone de tres unidades principales, la primera unidad es la encargada del registro de operación, en ella se tienen programados todas las instrucciones para que las otras unidades operen, generando un completo control de la magnitud de la presión de confinamiento y pulsos de carga, la velocidad de aplicación, así como el número de ciclos recomendados, ya sea por la guía ASTM o AASHTO. Es un programa computacional que además registra toda la información de deformación

que generan las otras dos unidades, las procesa y reporta (Garnica Anguas, Gómez López , & Sesma Martínez, 2002).

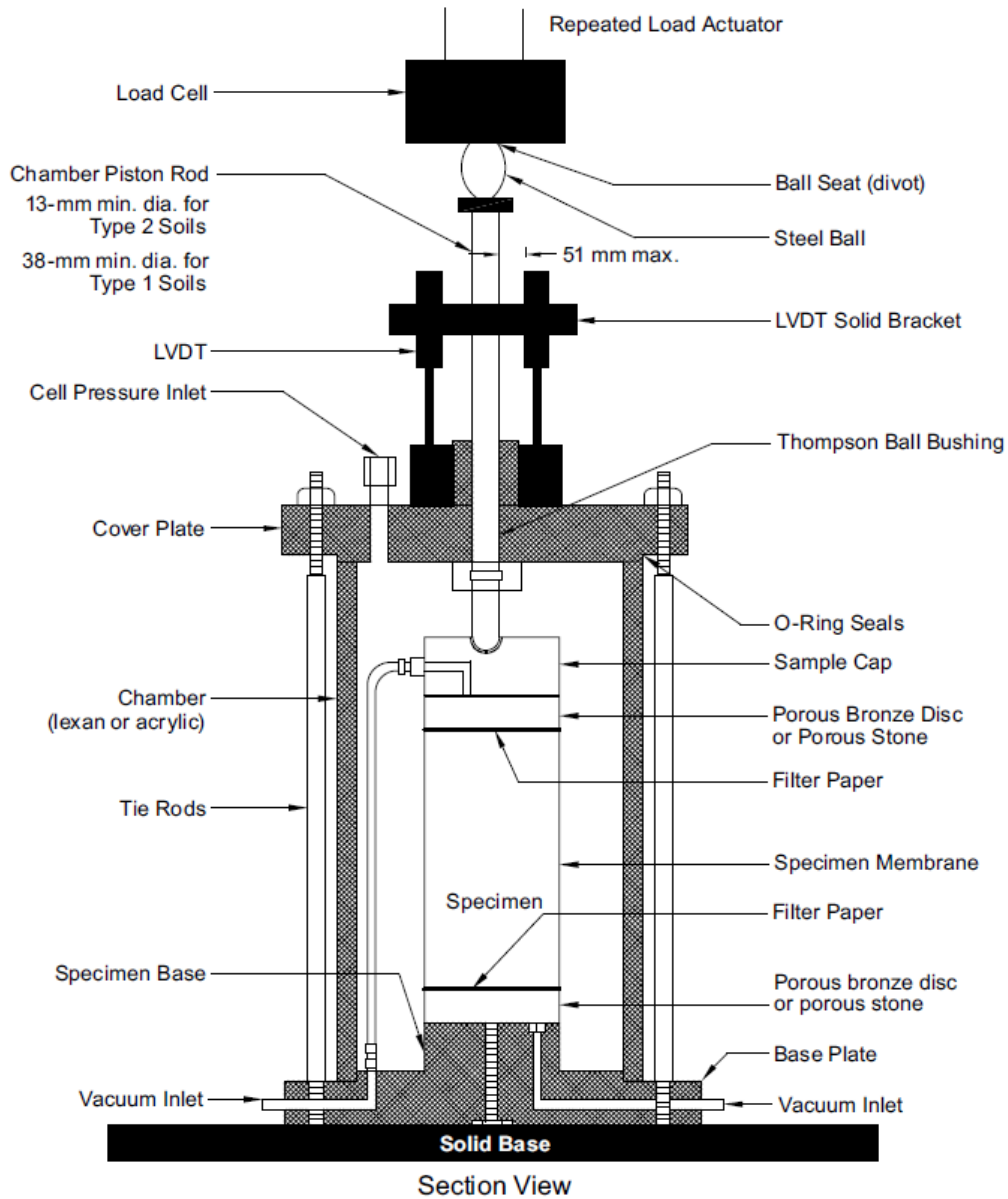
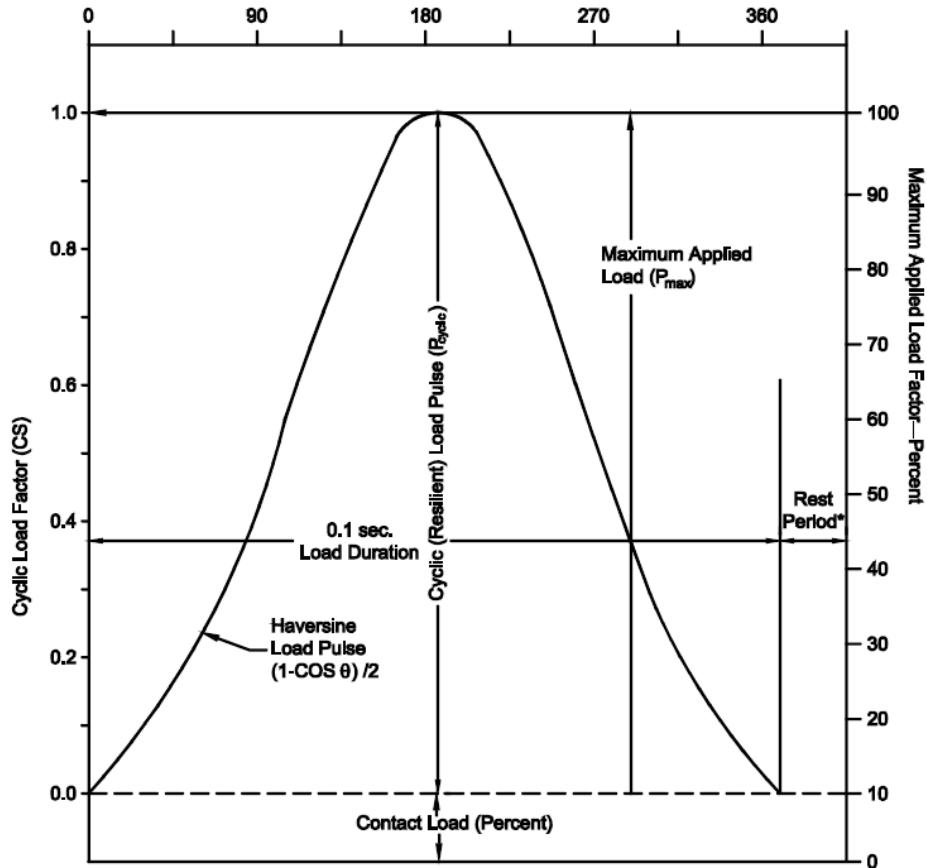


Figura 19 Unidad de carga (AASHTO T307-99, 2012)

La segunda unidad es la encargada de regular la presión, se compone de las válvulas y conductos, así como de manómetros y aire comprimido que sirven para agregar la

presión necesaria durante todo lo que dure el proceso de la prueba. La tercera unidad es la encargada de aplicar la carga de acuerdo a las especificaciones de la primera unidad, el hidroneumático que ayuda a la aplicación de la carga, los sensores o LDVT's también forman parte de esta unidad.



\* The rest period will be 0.9 s for hydraulic loading devices and 0.9 to 3.0 s for pneumatic loading devices.

Figura 20 Características de la carga repetitiva (AASHTO T307-99, 2012)

De las especificaciones utilizadas en el país se encuentran la prueba ASTM D3999/D3999 M-11e1 (2011) y la AASHTO T307-99 (2012), la primera describe los procedimientos para la obtención de parámetros dinámicos utilizados en el diseño de cimentaciones, por lo que las muestras descritas en esta especificación son de naturaleza inalterada, las cuales no siempre son representativas de los materiales que

se utilizan en los caminos. La prueba AASHTO T307-99 (2012) en cambio trata con dos tipos de muestras, alteradas e inalteradas, las cuales a su vez se dividen en tipo 1 o tipo 2 de acuerdo a su granulometría, por lo que la AASHTO es la recomendable para su aplicación en caminos.

Tabla 6 Secuencia de cargas para material de subrasante (AASHTO T307-99, 2012)

Número de secuencia	Esfuerzo de confinamiento, $\sigma_3$		Esfuerzo máximo vertical, $\sigma_1$		Esfuerzo cíclico, $S_{cyclic}$		Número de aplicaciones
	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	
0	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	500–1000
1	41.4	6	13.8	2	12.4	1.8	100
2	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	100
3	41.4	6	41.4	6	37.3	5.4	100
4	41.4	6	55.2	8	49.7	7.2	100
5	41.4	6	68.9	10	62	9	100
6	27.6	4	13.8	2	12.4	1.8	100
7	27.6	4	27.6	4	24.8	3.6	100
8	27.6	4	41.4	6	37.3	5.4	100
9	27.6	4	55.2	8	49.7	7.2	100
10	27.6	4	68.9	10	62	9	100
11	13.8	2	13.8	2	12.4	1.8	100
12	13.8	2	27.6	4	24.8	3.6	100
13	13.8	2	41.4	6	37.3	5.4	100
14	13.8	2	55.2	8	49.7	7.2	100
15	13.8	2	68.9	10	62	9	100

\*Las secuencias de carga 14 y 15 no deben de ser usadas en materiales tipo 1

La prueba consiste en la aplicación de un ciclo de cargas definido para cada tipo de material, tanto el esfuerzo de confinamiento como el desviador varían en cada ciclo de carga, la velocidad con la que se aplica el esfuerzo desviador es de acuerdo a las consideraciones de función trigonométrica hechas por Huang (2004) para estandarizar las cargas impartidas por el tránsito pero con el cambio de que se utiliza el seno verso

( $1-\cos\theta$ ) para su aplicación. El objetivo de la prueba es la de medir las deformaciones resilientes causadas por los ciclos de carga a una probeta de material representativo.

Para esta prueba el fluido de confinamiento es el aire, sin embargo, las muestras se cubren de una membrana impermeable para no perder agua en el proceso de la prueba, las muestras pueden clasificarse como material de base, subbase o de subrasante y se podrán ensayar muestras inalteradas de 71mm u 86 mm de diámetro si se trata de evaluar las condiciones de sitio o una muestra reconstituida si no fue posible obtener una muestra inalterada o si se trata de un diseño nuevo.

Las muestras reconstituidas se compactarán de acuerdo a si el material se clasifica como material tipo 1 o material tipo 2, el material tipo 1 es todo el material de base, subbase o subrasante que cumplan con las condiciones que en la prueba de granulometría pase menos del 70% la malla 2.00 mm (No. 10) y menos del 20% la malla 75  $\mu\text{m}$  (No. 200), además de presentar un índice de plasticidad igual a 10 o menor y su compactación se realizará mediante pruebas por vibración en un espécimen de 150 mm de diámetro.

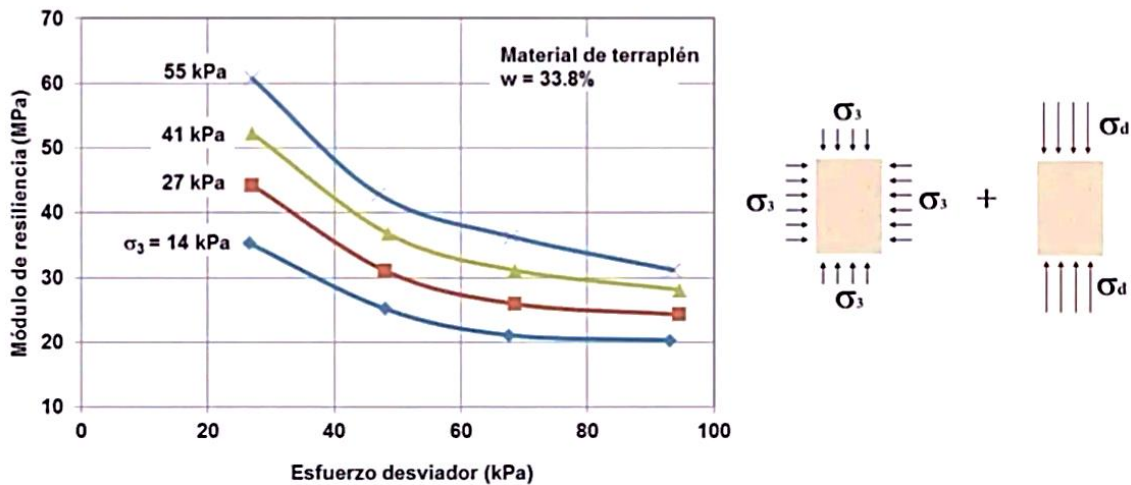


Figura 21 Comportamiento típico de MR en suelo Tipo 1 (Garnica Anguas, 2020)

Todo material que no cumpla con las condiciones de material tipo 1, se clasificará como de tipo 2, este se podrá compactar mediante pruebas estáticas o pruebas por amasado en moldes de 71 mm, 86 mm, 102 mm o 152 mm, cuidando que el diámetro sea por lo

menos cinco veces el tamaño máximo de la partícula, en caso de que existan partículas con un tamaño del 25% del diámetro del molde, se eliminará de la muestra antes de la compactación.

Como se observa, los métodos de compactación descritos en la prueba AASHTO, son difícilmente usados en la práctica mexicana, por lo que se deberá de realizar un análisis del impacto del método de compactación, con los resultados de módulos resilientes que puedan arrojar con una compactación dinámica. Este problema se presentaba también en la norma AASHTO T274-82 (1982), en la que se basan los modelos constitutivos mencionados más adelante, por lo que un punto importante es la verificación de dichos modelos para nuestros procedimientos constructivos y de laboratorio.

Tabla 7 Secuencia de cargas para material de base y subbase (AASHTO T307-99, 2012)

Número de secuencia	Esfuerzo de confinamiento, $\sigma_3$		Esfuerzo máximo vertical, $\sigma_1$		Esfuerzo cíclico, $S_{cyclic}$		Número de aplicaciones
	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	
0	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	500–1000
1	20.7	3	20.7	3	18.6	2.7	100
2	20.7	3	41.4	6	37.3	5.4	100
3	20.7	3	62.1	9	55.9	8.1	100
4	34.5	5	34.5	5	31	4.5	100
5	34.5	5	68.9	10	62	9	100
6	34.5	5	103.4	15	93.1	13.5	100
7	68.9	10	68.9	10	62	9	100
8	68.9	10	137.9	20	124.1	18	100
9	68.9	10	206.8	30	186.1	27	100
10	103.4	15	68.9	10	62	9	100
11	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	100
12	103.4	15	206.8	30	186.1	27	100
13	137.9	20	103.4	15	93.1	13.5	100
14	137.9	20	137.9	20	124.1	18	100
15	137.9	20	275.8	40	248.2	36	100

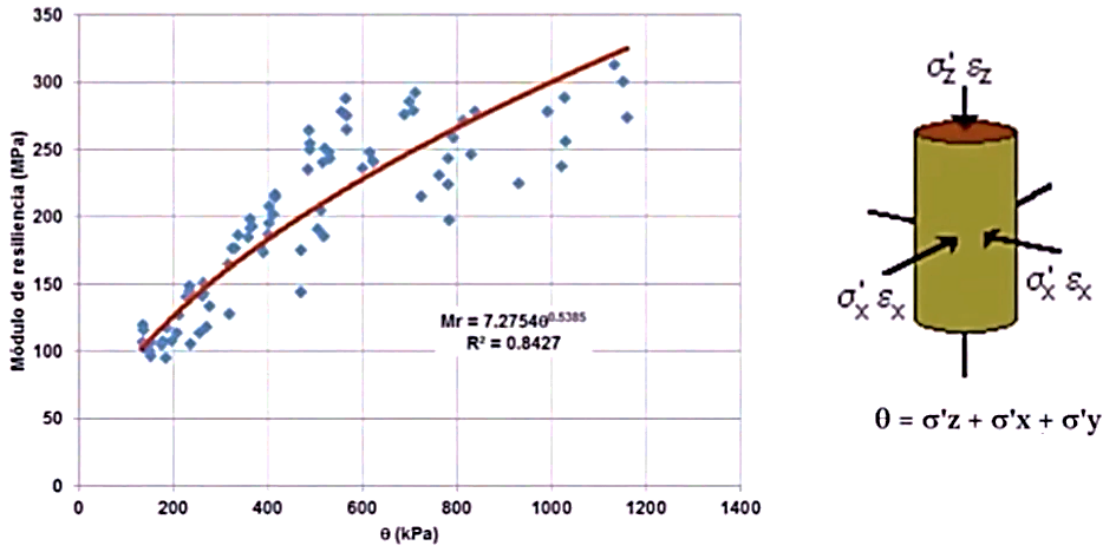


Figura 22 Comportamiento típico de MR en suelo Tipo 2 (Garnica Anguas, 2020)

## 2.5 MR en campo

Existen varios métodos no destructivos que se pueden realizar en campo para el cálculo del módulo de Young, los métodos se basan en la aplicación de una carga con un peso muerto o un pistón que genere una deformación, dicha deformación es medida con unos geófonos. La viga Benkelman fue uno de los primeros métodos en utilizar este principio.

En la actualidad, uno de los métodos más confiables son los obtenidos mediante la deflectometría de impactos, en la cual se generan pulsos de carga sobre el pavimento con una masa que cae a diferentes alturas o un plato de carga, pudiendo variar el peso de la masa y altura de caída (Luis Cortés, 2019).

Existen diversos deflectómetros de impacto como el FWD (Falling Weight Deflectometer), HWD (Heavy Weight Deflectometer) o LWD (Light Weight Deflectometer) según el modelo utilizado para lo que se deseé medir. El deflectómetro de impacto es uno de los equipos más avanzados que se tienen para simular de forma aproximada el efecto de un vehículo circulando sobre el pavimento a 50 u 80 km/hr y medir la respuesta del pavimento.

Las deflexiones se miden por lo menos con siete geófonos con un arreglo definido en la normativa NIT SCT M-MMP-4-07-020/17 (2017), pudiendo utilizar hasta 15 dependiendo de las necesidades del estudio. Todas las mediciones de los geófonos generan deflexiones diferentes, si se unen con una línea, se obtiene la cuenca de deflexiones que puede dar indicativos de la calidad del pavimento si se analiza su área que forma la cuenca. Bajo el plato de carga se genera la deflexión máxima, la cual, a mayor deflexión máxima, menor resistencia presenta el pavimento analizado.

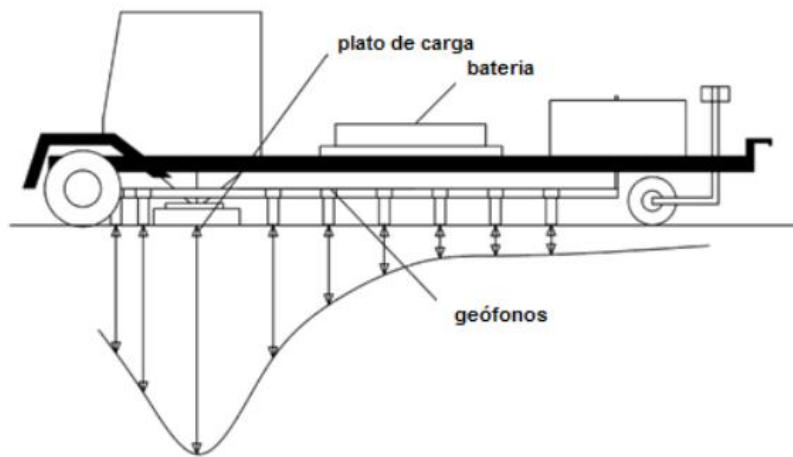


Figura 23 Deflectómetro de impacto (NIT SCT M-MMP-4-07-020/17, 2017)

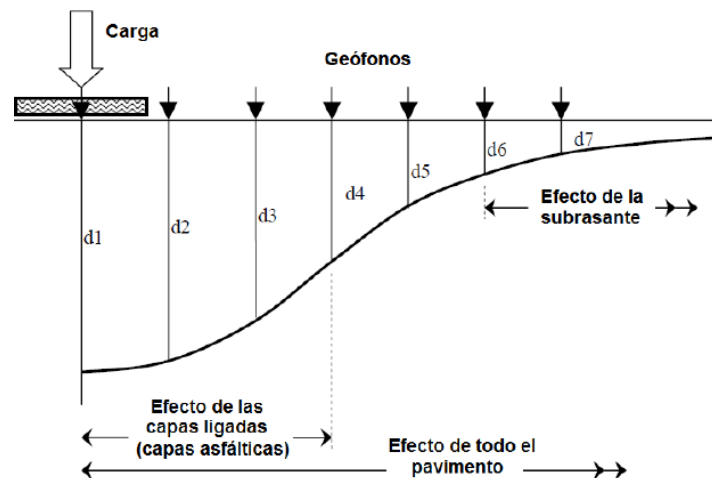


Figura 24 Cuenca de deflexiones y efectos de estructura (Luis Cortés, 2019)

Para que un conjunto de datos sea representativo, se deberán de realizar mediciones como mínimo a cada 100 m y nunca mayor a una distancia de 500 m. El procesamiento de los datos obtenidos por los geófonos se debe de normalizar por un esfuerzo estándar de 700 kPa y una temperatura estándar de 20° C para obtener deflexiones normalizadas.

Las deflexiones normalizadas sirven para la obtención del módulo de superficie, el cual se define como el módulo medio obtenido a una determinada distancia  $r$  del plato de carga y medido en la superficie, del conjunto de capas de pavimento situadas por debajo de cierta profundidad (Luis Cortés, 2019). Se obtiene un módulo para cada medición de geófono, estos representan los valores del módulo que, para un semiespacio elástico y homogéneo, darían como resultado una deflexión igual a la medida sobre la estructura del pavimento a la distancia indicada.

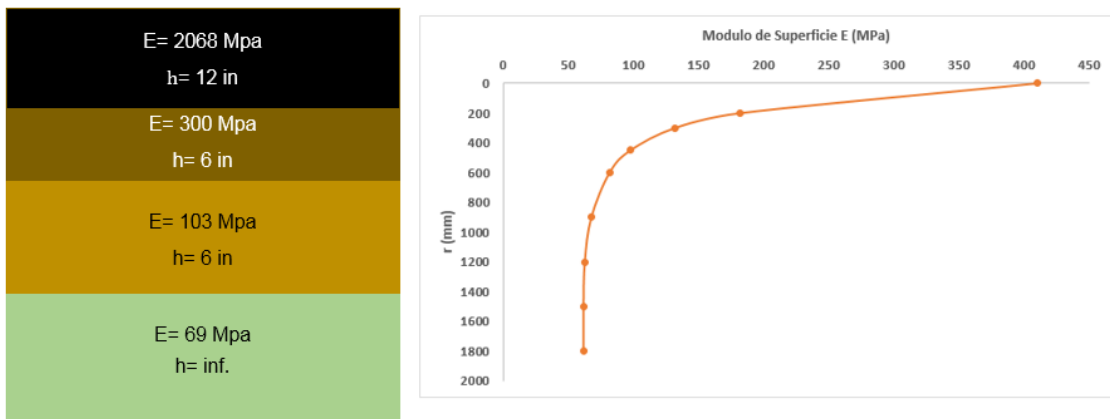


Figura 25 Gráfico de módulo de superficie típico (Luis Cortés, 2019)

Debido a que los pavimentos no son un espacio homogéneo elástico y lineal, los módulos medidos a diferentes distancias del plato de carga son diferentes, regularmente conforme la distancia al plato sea mayor, el módulo decrecerá hasta volverse asintótico (Figura 25), esto denota una estructura de pavimento donde las rigideces de sus capas van disminuyendo con la profundidad, en caso de existir un comportamiento diferente, puede acusar a una rigidez mayor en las capas más profundas, existencias de grietas o fallas en el pavimento o errores en la medición.

Cuando se alcanza el comportamiento asintótico del gráfico de módulos de superficie, se puede decir que se trata del módulo de la subrasante, esto se debe principalmente a la distribución de las presiones generadas por el plato de carga. De forma simple, se considera que la carga generada por el plato se transfiere de la superficie a las capas inferiores mediante un cono de aproximadamente  $45^\circ$ , por lo que se llega a un punto que las deflexiones que son medidas por los geófonos más alejados del plato, solo son representativas de la zona de influencia de la subrasante (Luis Cortés, 2019).

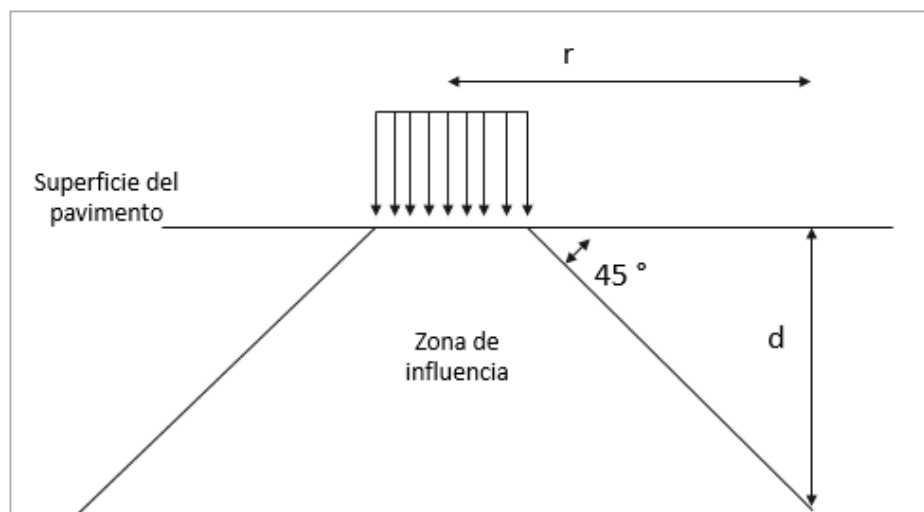


Figura 26 Distribución de presiones (Luis Cortés, 2019)

Es importante tomar en cuenta que las mediciones mediante deflectometría pueden ser afectadas por la estructura del pavimento, la carga aplicada (magnitud, tipo y velocidad), el clima (temperatura, lluvias, etc.) y las condiciones de saturación del material.

## 2.6 Correlaciones y modelos constitutivos

La gran dificultad para la obtención del módulo resiliente en laboratorio debido a la falta de equipos triaxiales, generó la creación de métodos para la obtención de éste a partir de otros parámetros o consideraciones. De forma temprana se comenzó a correlacionar el módulo resiliente con el CBR, generando un número importante de expresiones que pronto cayeron en desuso al no obtener los resultados esperados.

Las instituciones y agencias dedicadas al estudio, diseño y construcción de pavimentos fueron las más interesadas en la aplicación de estos métodos, dando recomendaciones de uso para determinados casos.

Los modelos constitutivos se definen como las relaciones que existen entre los esfuerzos y las deformaciones, estos modelos matemáticos más tarde fueron adoptados para tratar de definir relaciones del módulo resiliente.

### 2.6.1 Correlaciones

Las correlaciones tratan de predecir el módulo resiliente con otro parámetro, las correlaciones más famosas son con el CBR, algunas de ellas consideran propiedades físicas de los materiales, otras variables de esfuerzo o en ocasiones ambas, las correlaciones más utilizadas en la práctica mexicana dependen en gran medida del método de diseño de pavimentos utilizado.

Las recomendadas por la guía AASHTO (1993) son las de Heukelon y Klomp (1962), de la South African Council on Scientific and Industrial Research (CSIR) y de la propia AASHTO 1993 como se muestran a continuación:

$$M_r (psi) = 1,500 CBR \quad \text{para} \quad CBR \leq 7.2\% \quad \text{Ec. (10)}$$

$$M_r (psi) = 3,000 CBR^{0.65} \quad \text{para} \quad 7.2\% < CBR \leq 20\% \quad \text{Ec. (11)}$$

$$M_r (psi) = 4,326 \ln(CBR) + 241 \quad \text{para} \quad CBR > 20\% \quad \text{Ec. (12)}$$

El programa DISPAV 5 versión 3.0 desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, sugiere la siguiente expresión para capas no estabilizadas y condiciones generales:

$$M_r (kgf/cm^2) = 130(CBR)^{0.7} \quad \text{Ec. (13)}$$

$$\text{o} \quad M_r (psi) = 1850(CBR)^{0.7} \quad \text{Ec. (14)}$$

Además de las expresiones anteriormente mencionadas, existen otras de interés como las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 8 Correlaciones que involucran el CBR (Pérez García & et al, 2016)

Correlación	Referencia
$M_r (psi) = 5409(CBR)^{0.71}$	Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (Green y Hall, 1975)
$M_r (psi) = 2555(CBR)^{0.64}$	Powell et al. (1984) y NCHRP (2004) Transport and Road Research Laboratory (TRRL) y M-E Pavement Design Guide-Level 2 (USA)
$M_r (psi) = 3116(CBR)^{0.67797}$	Webb y Campbell (1986) Departamento de Transporte de Georgia
$M_r (psi) = 10^{(0.85 \log(CBR) + 2.971)}$	Newcomb y Birgisson (1999) Departamento de Transporte de Alabama
$\log M_r (ksi) = 1.0016 + 0.43(CBR) - 1.9557 \left( \frac{\log \sigma_d}{CBR} \right) - 0.1705 \log \sigma_d$	Lofti (1984) y Lofti et al (1988)

### 2.6.2 Modelos constitutivos para suelos finos

De acuerdo a lo observado en la Figura 21, los suelos finos presentan un comportamiento no lineal muy típico, el cual se ve afectado en gran medida por el esfuerzo desviador, haciendo que el módulo resiliente caiga drásticamente cuando el esfuerzo desviador aumenta, generando una curva que fácilmente puede aproximarse a dos rectas con un punto de inflexión definido.

Al tratarse de rectas, el modelado matemático es sencillo, se debe de hallar el punto de inflexión o punto de intersección de las dos rectas, así como sus pendientes y definir las con unas constantes dependiendo del material, para el caso de los modelos constitutivos de suelos finos, las constantes se obtienen de pruebas de laboratorio de muestras

representativas, las constantes  $k_1$  y  $k_2$  se utilizan para hallar el punto de intersección de las rectas, y los valores de  $k_3$  y  $k_4$  son los que definen sus pendientes.

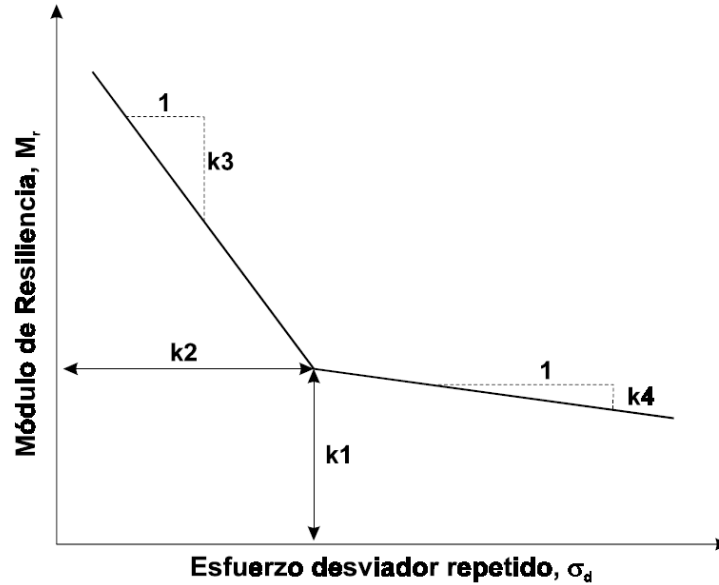


Figura 27 Simplificación del comportamiento del módulo de resiliencia en suelos finos (Garnica Anguas, Pérez García, & Gómez López, 2001)

Tabla 9 Valores típicos de constantes  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  y  $k_4$  para suelos finos (Garnica Anguas, Pérez García, & Gómez López, 2001)

Consistencia	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$K_4$
	kPa	kPa		
Muy blanda	6900	43	1110	0
Blanda	21000	43	1110	178
Media	53000	43	1110	178
Rígida	85000	43	1110	178

El modelo matemático del comportamiento simplificado para el módulo resiliente de suelos finos puede ser expresado como:

$$M_r = K_1 + K_3(K_2 - \sigma_d) \quad \text{cuando} \quad \sigma_d \leq K_2 \quad \text{Ec. (15)}$$

$$M_r = K_1 + K_4(\sigma_d - K_2) \quad \text{cuando} \quad \sigma_d > K_2 \quad \text{Ec. (16)}$$

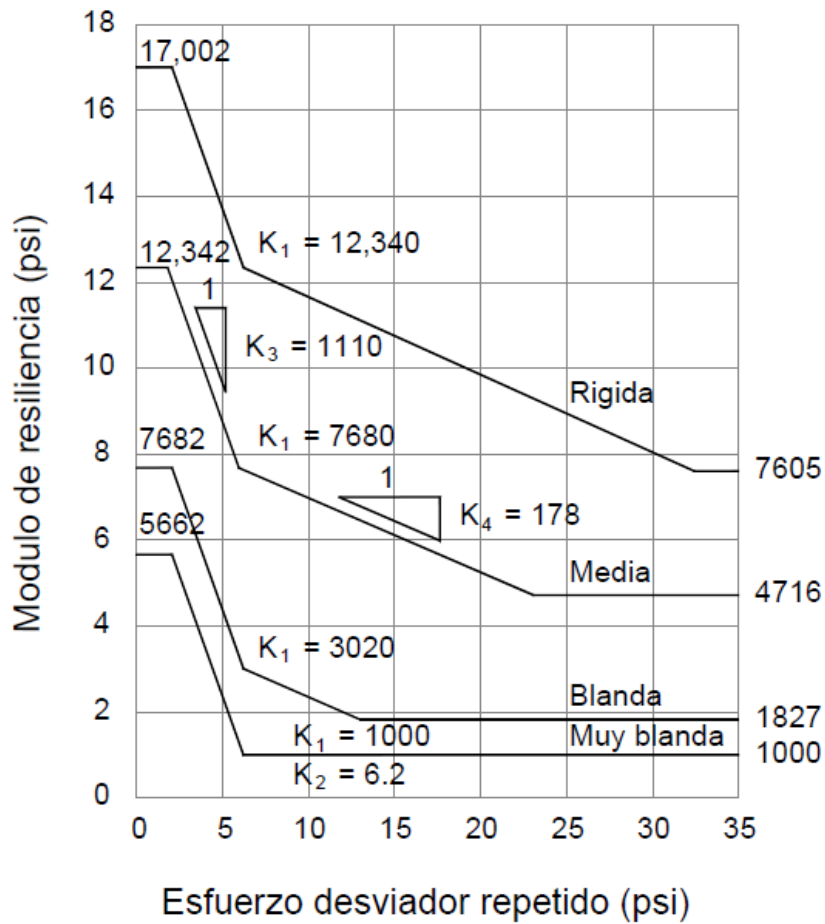


Figura 28 Valores típicos de módulos resilientes en suelos finos (Garnica Anguas, Gómez López , & Sesma Martínez, 2002)

Garnica et al (2002) indican que los valores  $k_2$ ,  $k_3$  y  $k_4$  son relativamente estables para cualquier condición de suelo a ensayar, presentando poca variación entre sus valores, por lo que el valor de  $k_1$  es el mejor indicador del comportamiento resiliente y, por lo tanto, el valor más importante que hallar con pruebas de laboratorio para poder calibrar el método.

Si bien las constantes  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  y  $k_4$  dan una buena aproximación del módulo, es necesario buscar ajustes por esfuerzo de confinamiento y contenido de agua, debido a que el módulo resiliente en suelos finos suele ser muy sensible a las variaciones de estos dos parámetros.

### 2.6.3 Modelos constitutivos para suelos granulares

Al igual que en los suelos finos, si observamos la Figura 22, podemos observar que los suelos granulares presentan un comportamiento no lineal pero al contrario de los suelos finos, los materiales granulares no se pueden simplificar en dos rectas debido a que ellos no son tan propensos a cambios por el esfuerzo desviador, si no que se encuentran regidos por su estado de esfuerzos determinado por su primer esfuerzo invariante  $\theta$ .

El primer esfuerzo invariante es la suma de todos los esfuerzos principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ , y debido a que la orientación del sistema de referencia coincide con la dirección de los esfuerzos, se puede simplificar con que  $\sigma_1 = \sigma'_z$ ,  $\sigma_2 = \sigma'_x$  y  $\sigma_3 = \sigma'_y$ . Por lo tanto, el primer esfuerzo invariante quedaría como:

$$\theta = \sigma'_z + \sigma'_x + \sigma'_y \quad \text{Ec. (17)}$$

Donde:

$\theta$	Primer esfuerzo invariante.
$\sigma'_z$	Esfuerzo geostático más el producido por una carga en la dirección z.
$\sigma'_x$	Esfuerzo geostático más el producido por una carga en la dirección x.
$\sigma'_y$	Esfuerzo geostático más el producido por una carga en la dirección y.

Si suponemos un material homogéneo a una profundidad  $z$ , el esfuerzo  $\sigma'_z$  de la ecuación 17, es la suma del incremento en el esfuerzo vertical a la profundidad  $z$  causado por una sobrecarga en la superficie calculado por la teoría de Boussinesq ( $\sigma_z$ ), más el esfuerzo geostático a la profundidad  $z$  debido al peso propio del sistema ( $\gamma z$ ), en caso de que el material no sea homogéneo como en los pavimentos, para el cálculo del incremento en el esfuerzo vertical ( $\sigma_z$ ), se podrán hacer uso de teorías elásticas multicapas como la de

Burmister o de espesores equivalentes como la de Odemark. Para el caso del cálculo del esfuerzo geostático, se deberán de tomar en cuenta todas las densidades y espesores de las capas que sobreyacen el material analizado, la expresión matemática de  $\sigma'_z$  para el caso de una capa homogénea sería de la siguiente forma:

$$\sigma'_z = \sigma_z + q_z = \sigma_z + \sum_{i=1}^n \gamma_i z_i \quad \text{Ec. (18)}$$

Donde:

- $\sigma'_z$       Esfuerzo geostático más el producido por una carga en la dirección z.
- $\sigma_z$       Incremento del esfuerzo vertical a una profundidad de análisis debido a una sobrecarga.
- $q_z$       Esfuerzo geostático vertical a la profundidad de análisis.
- $\gamma_i$       Peso volumétrico del material i.
- $z_i$       Espesor de la capa i.

Al igual que  $\sigma'_z$ ,  $\sigma'_x$  y  $\sigma'_y$  se representan como una suma de efectos por parte de una sobrecarga y el peso del sistema, sin embargo al considerarse un medio elástico, los esfuerzos horizontales  $\sigma'_x$  y  $\sigma'_y$  se consideran iguales (siempre y cuando solo exista un punto de aplicación de carga) y se definen como la suma del incremento en el esfuerzo horizontal a la profundidad z causado por una sobrecarga en la superficie calculado por la teoría de Boussinesq ( $\sigma_x$  o  $\sigma_y$ ), más el esfuerzo geostático a la profundidad z debido al peso propio del sistema por el coeficiente de empuje de tierras en reposo ( $\gamma z k_o$ ). Para los casos no homogéneos se hace lo mismo que lo descrito para  $\sigma_z$ , la expresión matemática queda de la siguiente forma:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma_x + q_z(k_o) \quad \text{Ec. (19)}$$

Donde:

- $\sigma'_x$       Esfuerzo geostático más el producido por una carga en la dirección x.
- $\sigma'_y$       Esfuerzo geostático más el producido por una carga en la dirección y.

- $\sigma_x$  Incremento del esfuerzo horizontal a una profundidad z debido a una sobrecarga.  
 $k_o$  Coeficiente de empuje de tierras en reposo de la capa analizada ( $1-\sin\phi$ ).

Así, sustituyendo la ecuación 18 y 19 en la ecuación 17, se obtiene lo siguiente:

$$\theta = \sigma_z + \gamma z + \sigma_x + \gamma z(k_o) + \sigma_x + \gamma z(k_o) \quad \text{Ec. (20)}$$

Y si simplificamos obtenemos la ecuación para el primer esfuerzo invariante para el análisis mecanicista de la respuesta del material granular en pavimentos.

$$\theta = \sigma_z + 2\sigma_x + \gamma z(1 + 2k_o) \quad \text{Ec. (21)}$$

En caso de que la aplicación de la carga sea a través de más puntos, generalmente los esfuerzos  $\sigma'_x$  y  $\sigma'_z$  no sean iguales, por lo que la ecuación general quedaría de la forma:

$$\theta = \sigma_z + \sigma_x + \sigma_y + \gamma z(1 + 2k_o) \quad \text{Ec. (22)}$$

Debido a sus buenos resultados el modelo  $\theta$ -K se volvió el más importante y reconocido para predecir el comportamiento de las capas granulares en un pavimento, quedando definida la forma general de la siguiente manera:

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad \text{Ec. (23)}$$

De esta expresión,  $k_1$  y  $k_2$  son constantes del material obtenidas mediante pruebas de laboratorio; a lo largo del tiempo, muchos investigadores han analizado el comportamiento de estas constantes, los valores más utilizados son los indicados en la Tabla 10.

Una vez observados los buenos resultados del modelo  $\theta$ -K algunos investigadores buscaron otros modelos más sofisticados que partieran del modelo  $\theta$ -K, pero agregando otra constante no lineal. Los modelos más conocidos (Coria Gutiérrez & Hernández, Análisis No Lineal en Pavimentos Flexibles con modelos constitutivos mediante la teoría de espesores equivalentes de Odemark, 2017) son los de Uzan (1985), el Universal

(1988) y el de la Guía Empírico-Mecanicista para el Diseño de Pavimentos (2002) MEPDG por sus siglas en inglés.

Tabla 10 Constantes no lineales modelo  $\theta$ -k (Garnica Anguas & et al, 2004)

Referencias	Material	k1 (MPa)		k2	
		Rango	Media	Rango	Media
Hicks (1970)	Grava parcialmente triturada, roca triturada	11.03-34.48	22.755	0.57-0.73	0.65
Hicks y Finn (1973)	Base no tratada, tramo de prueba (San Diego)	14.48-37.23	25.855	0.61	0.61
Allen (1973)	Grava, roca triturada	12.41-55.16	33.785	0.32-0.70	0.51
Kalcheff y Hicks (1973)	Roca triturada	27.58-62.06	44.82	0.46-0.64	0.55
Boyce et al (1976)	Caliza triturada bien graduada	55.16	55.16	0.67	0.67
Monismith y Witczak (1980)	Materiales de base y subbase en servicio	20.00-53.44	36.72	0.46-0.65	0.555
Rada y Witczak 1981	Arena limosa	11.17	11.17	0.62	0.62
	Grava arenosa	30.89	30.89	0.53	0.53
	Arena-grava	30.00	30.00	0.59	0.59
	Roca triturada	49.70	49.70	0.45	0.45

El modelo de Uzan (1985) toma en cuenta el esfuerzo desviador y se define de la siguiente forma:

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad \text{Ec. (24)}$$

Donde:

$\sigma_d$  Esfuerzo desviador  $\sigma_d = |\sigma_1 - \sigma_3|$

El modelo Universal (1988) toma en cuenta el esfuerzo octaédrico cortante y se define de la siguiente forma:

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \tau_{oct}^{k_3} \quad \text{Ec. (25)}$$

Donde:

$$\zeta_{oct} \quad \text{Esfuerzo octaédrico cortante. } \tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Finalmente, el modelo de la MEPDG (2002) toma en cuenta tanto el esfuerzo cortante octaédrico, como la presión atmosférica, quedando definido:

$$M_r = k_1 p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad \text{Ec. (26)}$$

Donde:

Pa Presión atmosférica.

Los valores de las constantes  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  dependen del tipo de agregado, sin embargo, Coria Gutiérrez & Hernández (2017) mencionan algunos, los cuales son:

Tabla 11 Constantes no lineales para otros modelos constitutivos (Coria Gutiérrez & Hernández, 2017)

Modelo constitutivo	k1 Mpa	k2	k3
Uzan (1985) y Universal (1988)	31.967	0.7467	-0.2202
MEPDG (2002)	34.957	0.7418	-0.2394

De las ecuaciones 23 a la 26, todos los valores que se encuentren elevados a una potencia de una constante no lineal, deberán de ser convertidos a psi para obtener el valor correcto de la expresión.

Últimas investigaciones (Camarena & Tirado, 2021) tratan de definir las constantes NO lineales  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  de la Guía Empírico-Mecanicista para el Diseño de Pavimentos (2002) MEPDG sin realizar pruebas triaxiales, las cuales son definidas en modelos matemáticos de regresión basados en programación genética, dichos modelos continúan en calibración conforme se analizan más muestras, los modelos son los siguientes:

$$k_1 = 20.4MDD + \frac{147.7}{2PI - 19} + \frac{10.2 - PI}{LL - 49} + \frac{P_{200}LL - P_{3/4}SDD}{13.3 + PI} - 120.51$$

$$k_2 = 29.8 - 3P_{80} + 44.2 \times \frac{P_{40}}{173.1 + 44.2P_{40} + P_{10}P_{80} + SMC P_{200}^2 - P_{200}\sqrt{61.3P_{40}OMC + P_{10}P_{80}SMC}} - 0.16$$

$$k_3 = 27 - 2PI - \frac{62.8 + 6PI}{silt - 25.9} + \frac{0.86}{clay(1.98 \times SMC \times clay - 25.5)} - 3P_{10} - 119.39$$

Donde:

- MDD Masa volumétrica seca máxima.
- PI Índice plástico.
- LL Límite líquido.
- SDD Masa volumétrica seca natural.
- SMC Contenido de agua natural.
- OMC Contenido de agua óptimo.
- Silt Porcentaje de limo.
- Clay Porcentaje de arcilla.
- $P_{3/4}$  Porcentaje del material que pasa la malla de  $3/4"$ .
- $P_{10}$  Porcentaje del material que pasa la malla No. 10.
- $P_{40}$  Porcentaje del material que pasa la malla No. 40.
- $P_{80}$  Porcentaje del material que pasa la malla No. 80.
- $P_{200}$  Porcentaje del material que pasa la malla No. 200.

Paralelamente se ha trabajado en la investigación de modelos anisotrópicos NO lineales, los cuales tratan de predecir de una forma más precisa la falla por fatiga de en los

pavimentos flexibles, debido al comportamiento anisotrópico de los materiales granulares.

A la fecha los modelos presentados por Tao, Wang, Ling, Tian, & Cai (2021) son complejos y poco prácticos, además de que por su reducido número de pruebas dificultan su aplicación, sin embargo, es un buen esfuerzo para desarrollar modelos cada vez más precisos.

Los modelos descritos en dicho trabajo de investigación tratan de determinar el comportamiento vertical y horizontal de un suelo granular bajo modelos matemáticos, dichos modelos se encuentran en función de unas constantes NO lineales anisotrópicas que toman en cuenta factores como la granulometría y la forma de la partícula.

Los resultados principales de dicha investigación concluyen en que la anisotropía de los materiales granulares decrece con un incremento de las partículas gruesas y con la uniformidad con el tamaño de partículas. Esta investigación podría ser ampliada en un futuro con otro tipo de materiales para ajustar los modelos matemáticos.

### 3. FACTORES QUE AFECTAN EL CBR Y MR

Se sabe que el CBR y el módulo de resiliencia, no son parámetros únicos para un determinado suelo, por lo que no pueden ser considerados como una propiedad en sí. Esta variabilidad genera que se tengan valores infinitos de CBR y módulos resilientes dependiendo de las condiciones de prueba o preparación de los especímenes, por lo que es importante identificar los factores que afectan dichos valores, para evitar una gran dispersión en los resultados durante el proceso de prueba.

#### 3.1 Factores que afectan el CBR

Existen diversos factores que durante el proceso de compactación rigen el comportamiento del material compactado, estos factores suelen denominarse “variables” y principalmente son debidos al tipo de suelo, otros relativos al método de compactación que se emplee o a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja. Dichos factores son principalmente los que se mencionan a continuación.

##### 3.1.1 Naturaleza del suelo

Es claro que la clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en los resultados obtenidos para la prueba de CBR. Prevalece aún la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos arcillosos y friccionantes.

Este punto importante debido a que, el resultado de las pruebas de CBR, dependen directamente de la estructura final del suelo compactado, la cual se define principalmente por la composición del material a ensayar.

##### 3.1.2 Método de compactación

Existen diversos métodos de compactación en campo y laboratorio, los cuales, por seguir diferentes principios, dan como resultado estructuras muy diversas con comportamientos

y resistencias diferentes, por lo que algunos métodos proporcionan mejores o peores resultados para determinados tipos de suelos. Los métodos de compactación se pueden dividir en dos principales procedimientos, los procesos de compactación en campo y las pruebas de compactación en laboratorio (Rico Rodríguez & del Castillo Mejía, 1992).

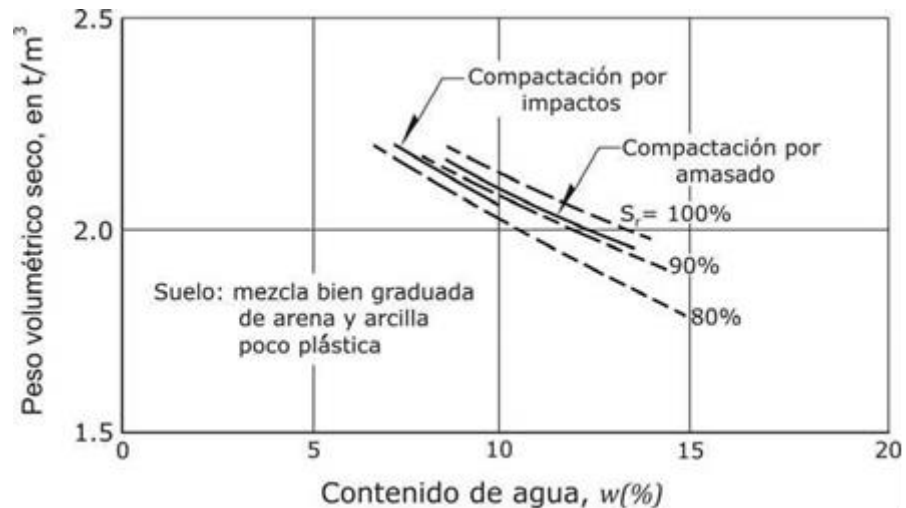


Figura 29 Efecto del tipo de compactación (CFE, 2017)

Ambos procesos están intrínsecamente ligados debido a que las pruebas de laboratorio se justifican sólo en términos de su representatividad de los procesos de campo que reproducen, los métodos de compactación son los siguientes:

- Compactación dinámica. Prueba de campo y laboratorio donde el material se dispone en capas de espesor definido compactado con cierta energía de compactación mediante un número determinado de impactos para densificación del material en cada capa.
- Compactación estática. Prueba de laboratorio donde el material se dispone en capas de espesor definido compactado con cierta energía de compactación mediante una prensa para densificación del material en cada capa.
- Compactación por amasado. Prueba de campo y laboratorio donde el material se dispone en capas de espesor definido compactado con un remoldeo del material mediante un embolo que genera la presión suficiente para romper la estructura

del suelo en su estado natural, generando una estructura mucho más ordenada o floclada (Rico Rodríguez & del Castillo Mejía, 1992). Este tipo de compactación es el generado por el compactador pata de cabra.

- Compactación por vibración. Prueba de campo y laboratorio donde el material se densifica utilizando una vibración con cierta frecuencia inducida al material, este método es especialmente efectivo en suelos granulares sin la presencia de finos o con algunos finos no plásticos.

De entre todos los métodos de compactación, la compactación dinámica es la más usada en el país y la única normada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (NIT SCT M-MMP-1-09/06, 2006), sin embargo, gracias a toda la investigación realizada en los últimos años, la ASTM aprueba el uso de compactación de suelos utilizando el método de la mesa vibratoria con la designación (ASTM D 4253 - 16e1, 2016), por lo que puede que en un futuro pueda utilizarse en el país.

### 3.1.3 Contenido de agua del suelo

Desde los inicios de la teoría de compactación (Proctor, 1933), se puso en manifiesto que el contenido de agua durante la prueba, era una variable fundamental del proceso de compactación, la cual modificaba la estructura del suelo y, por ende, su comportamiento y resistencia.

El contenido de agua puede afectar en mayor o menor medida, dependiendo del tipo de suelo a compactar. Los suelos con un buen drenaje (suelos granulares limpios) no presentan una gran variación en su resistencia, sin embargo, suelos con un contenido de finos considerable, suelen presentar cambios en su comportamiento. Mientras más agua presenten los suelos, se obtendrán estructuras de suelos compactados con un mayor grado de acomodo entre sus partículas, aunque se con un considerable descenso en la resistencia si se supera el valor del contenido de agua óptimo.

Yoder y Witczac (1975) muestran la variación del Valor Relativo de Soporte de una arcilla limosa compactada; donde se puede observar que el VRS depende tanto del contenido de agua como del peso volumétrico seco que se alcance (Figura 30). Probaron

especímenes después saturarlos y obtuvieron una curva de VRS-contenido de agua parecida a la de compactación, debido a la absorción de agua y expansión que sufre el espécimen durante la saturación.

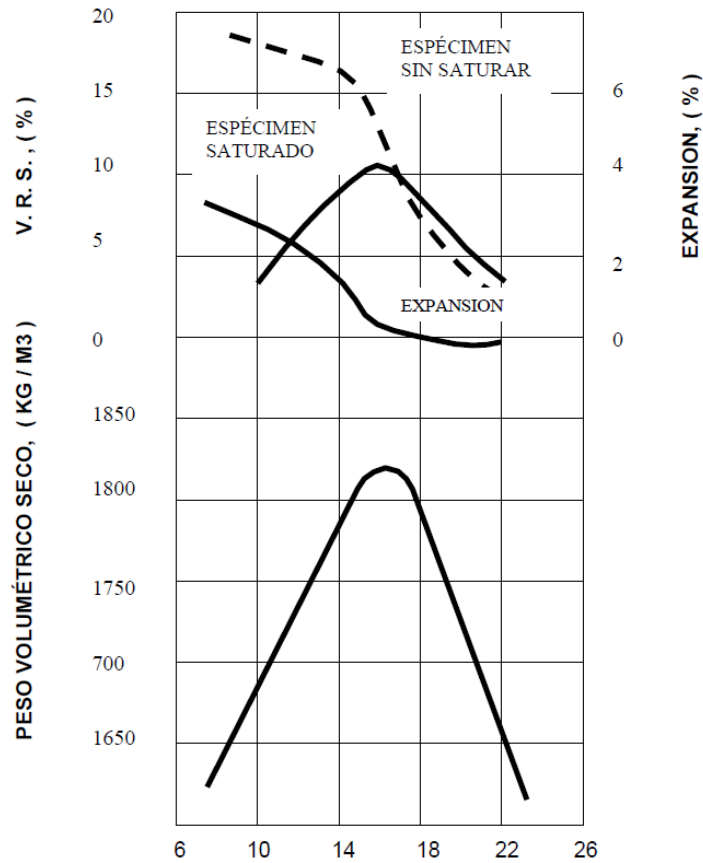


Figura 30 Comportamiento de VRS para diversas condiciones (Yoder & Witczac, 1975)

### 3.1.4 Recompactación

En muchos laboratorios, es una práctica común usar la misma muestra de suelo para obtener todos los puntos de la prueba de compactación y luego realizar las pruebas de CBR, esto significa que el mismo suelo presenta una continua compactación. Los experimentos (Rico Rodríguez & del Castillo, 2011) han demostrado que, si solo se utilizan muestras recompactadas, el peso volumétrico obtenido en las mismas condiciones de energía, será mayor que el de la muestra original, generando así

estructuras de suelo más densas pero no en todos los casos más resistentes, generando que la muestra sea poco representativa si el material es recompactado. Una explicación simple de este efecto radica en la deformación volumétrica plástica originada por las sucesivas compactaciones en el espécimen.

### 3.2 Factores que afectan el MR

La prueba del MR suele sufrir variaciones importantes en sus resultados debidos a los mismos factores que la prueba de CBR, sin embargo, se agrega la influencia del esfuerzo de confinamiento y magnitud del esfuerzo desviador, lo que hace al MR un parámetro sensible a cambios en su estado de esfuerzos, lo que puede catalogarse como un parámetro mecánico fácil de predecir si se puede calcular dicho estado tensorial.

A su vez, el MR es mucho más sensible al tipo de suelo, debido a que un suelo fino, no estará sujeto en la misma medida a los factores que afectan a los suelos granulares, por esta cuestión, las expresiones matemáticas que describen los modelos constitutivos para MR se dividen por tipo de suelo.

#### 3.2.1 Suelos finos

De acuerdo a las investigaciones realizadas (Garnica Anguas, Gómez López , & Sesma Martínez, 2002), se sabe que los factores que afectan el valor de módulo resiliente en suelos finos son los siguientes:

- Parámetros de compactación: peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación.
- Método de compactación.
- Número de aplicaciones del esfuerzo.
- Tixotropía.
- Magnitud del esfuerzo desviador.
- Succión del suelo.

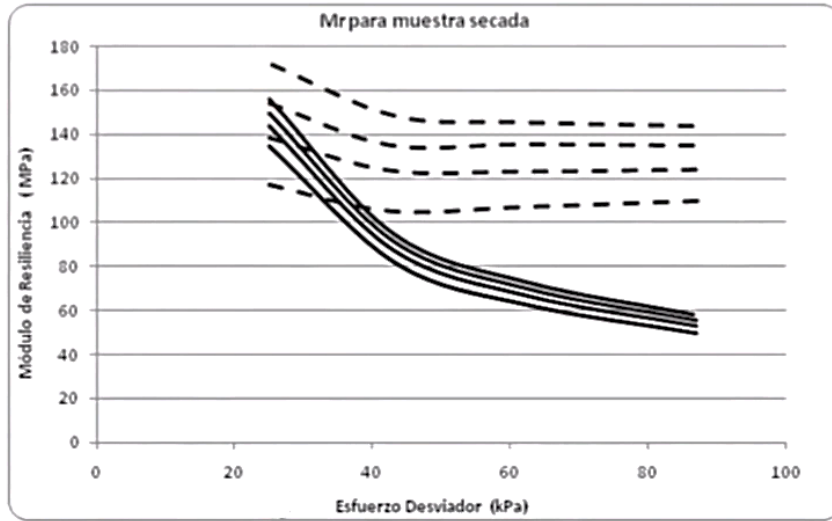


Figura 31 Afectación del MR por secado de la muestra (Garnica Anguas, 2020)

De dichos factores, el que más afecta el valor de módulo resiliente es el de grado de saturación y el esfuerzo desviador, a continuación, se muestran una serie de ensayos realizados para e mismo tipo de suelo, variando el contenido de agua, se puede observar que el cambio en el módulo resiliente es considerable. Las líneas sólidas muestran la probeta original y las punteadas son muestras secadas o humedecidas según sea el caso.

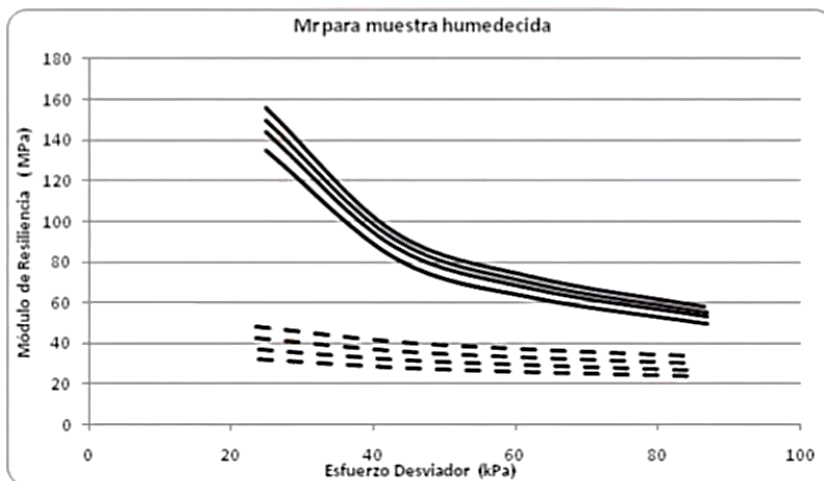


Figura 32 Afectación del MR por humedecimiento de la muestra (Garnica Anguas, 2020)

3.2.2 Suelos granulares

Los materiales granulares presentan dos grupos importantes de factores que afectan el valor del módulo resiliente, el primer grupo son factores inherentes al material y sus características y el otro de acuerdo a la naturaleza de los esfuerzos que se le aplican (velocidad, magnitud y procedimiento de carga). Enlistando los factores, son los siguientes:

- Tipo de material.
- Tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico y granulometría.
- Magnitud del esfuerzo aplicado.
- Contenido de agua.

Al igual que en os suelos finos, uno de los factores más importantes es el contenido de agua, como lo es también el nivel de esfuerzos al que se está sujeto.

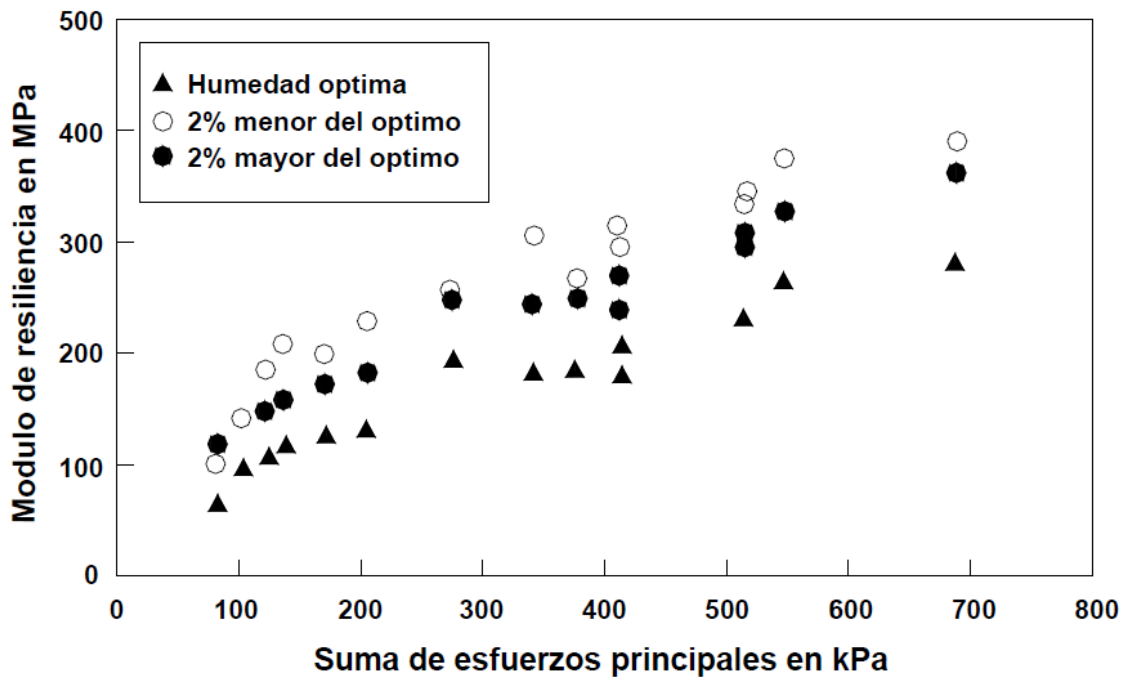


Figura 33 Variaciones de MR para un mismo suelo con diferentes contenidos de agua (Garnica Anguas, Gómez López , & Sesma Martínez, 2002)

### 3.3 Ventajas del MR sobre el CBR

Como se demostró anteriormente, tanto el CBR como el MR no son características constantes e intrínsecas del suelo, ya que reflejan en gran medida las condiciones del contenido de agua y compactación, sin embargo, ambos parámetros miden fenómenos diferentes que, para efectos de diseño de pavimentos, pueden considerarse más o menos relevantes y representativos para este fin.

El CBR mide el punzonamiento que sufre el material durante la prueba, dicho punzonamiento trata de representar las condiciones a las que un pavimento se encontrará sujeto, sin embargo, ni las cargas de tránsito o los embates del clima pueden ser representados por la prueba. Aunado a esto, las condiciones cinemáticas y dinámicas propias de la prueba, así como sus condiciones de frontera confusas, hacen que su comprensión y aplicación sean muy complejas, lo que genera métodos de diseño basados en la observación, en lugar de utilizar una base racional del comportamiento de los materiales.

Para mermar estas limitantes, se ha buscado correlacionar la resistencia a la penetración con respecto a una prueba de resistencia al corte sin éxito. Una prueba a la resistencia al corte controla muchos factores que por la misma naturaleza de la prueba de CBR, no es posible llevar a cabo ese control, sin embargo, se sabe que la resistencia al esfuerzo cortante se encuentra de forma intrínseca en la prueba, pero no es posible hallarse de forma racional al no tener definidas las condiciones de confinamiento, que puedan relacionarnos a un estado de esfuerzos durante la prueba.

Si bien, tanto el CBR como el MR presentan una gran dispersión de los resultados obtenidos en laboratorio, las condiciones de las pruebas se han estandarizado para disminuir este problema, quedando dichas dispersiones en función del contenido de agua y el método de compactación para ambos parámetros. Sin embargo, el MR es susceptible a otro factor que ayuda a su relación con los métodos de diseño de pavimentos de forma racional y que nos permite el análisis partiendo de un estado de esfuerzos a los que se encuentra sometido durante la prueba.

La prueba del MR suele sufrir variaciones importantes debido a la influencia del esfuerzo de confinamiento y magnitud del esfuerzo desviador, lo que hace al MR un parámetro sensible a cambios en su estado de esfuerzos, catalogándolo como un parámetro mecánico fácil de predecir.

A su vez, el MR al ser un módulo que nos relaciona esfuerzo y deformación, es posible implementarlo de forma más fácil en un método de diseño de pavimentos que base sus criterios de falla y aceptación de una estructura por deformaciones máximas permisibles, lo que le da una ventaja fuerte respecto al CBR que solo trata de calibrar dichos criterios de falla con observaciones en tramos de prueba tardados y costosos.

## 4. CBR Y MR EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Los pavimentos pueden definirse como la superficie de rodamiento cómoda y uniforme, de color y textura adecuada para resistir la acción del tránsito e intemperismo, conformados por capas de materiales seleccionados localizadas entre la superficie de rodamiento y la parte superior de las terracerías. La función principal de estos es la de transmitir las cargas inducidas por el tránsito de una forma cómoda, segura y en la medida de lo posible económica.

Usualmente las capas que constituyen el pavimento son de especial interés porque asegurando su buen funcionamiento de las capas, se asegura que el pavimento cumpla con su función principal. Tanto la calidad de los materiales de construcción de las capas, así como el espesor de las mismas, ofrecen un gran número de posibilidades de configuración de pavimentos, ya sea utilizando materiales naturales, mezclas de material seleccionado o tratados.

Conforme ha pasado el tiempo, los vehículos que transitan los pavimentos han evolucionado para poder transportarse más lejos, con más carga y más rápido, lo que ha obligado a los métodos para la selección y diseño de las capas a evolucionar a métodos que consideren las nuevas condiciones del tránsito. El proceso de diseño trata de predecir el tránsito futuro y buscar una propuesta de capas que resistan las cargas, tomando en cuenta tanto propiedades de los materiales, así como espesores. Aunque la idea de la estructuración suene sencilla, cuando se trata de particularizar sobre algún caso en específico, es difícil ajustar los criterios de diseño.

Existen soluciones teóricas muy refinadas que consideran en el diseño de las capas de pavimento, una forma razonada y lógica de analizar las cargas y como responden los materiales ante esas solicitudes, aunque debido a ese refinamiento, son complicadas de calcular y modelar matemáticamente. Si bien estos métodos son muy precisos, matemáticamente hablando, no sería correcto emplear esas teorías si al momento de la construcción, los pavimentos no se pueden realizar con el grado de detalle que las teorías exigen (Rico Rodríguez & del Castillo, 2018), por lo que es necesario que se

garantice que los métodos de diseño de espesores de pavimentos presenten una correcta relación entre teoría y la construcción.

Las complicaciones que vienen al diseñar un pavimento son muchas y muy variadas, de inicio las variables originadas por las diferentes configuraciones del tránsito, las condiciones cambiantes del clima, la topografía donde se construirá el camino y la que es objeto de este trabajo de investigación, la resistencia y deformación de los materiales.

Como se observó, determinar la resistencia de los materiales ha sido objeto de incontables estudios que de mayor o menor medida han resuelto la incógnita de cómo se comporta el material cuando éste se encuentra en servicio. Los métodos actuales no solo tratan la influencia del tipo de suelo para el análisis de la resistencia de materiales, también toman en cuenta los tipos de cargas a los que están sujetos, la interacción de los materiales con la intemperie, y particularmente, el cambio en el contenido de agua.

La deformabilidad en pavimentos es otro problema a la que los métodos de diseño se enfrentan, debido a que un estado de falla está asociado a deformaciones excesivas conocidas como roderas o ahuellamientos. Los pavimentos al no presentar capas homogéneas, las mayores deformaciones son las que se presentan en las capas más débiles, por lo que es importante analizar las deformaciones que pudieran presentarse en las capas de terracerías y así controlarlas correctamente estableciendo límites permisibles. Las capas más superficiales si bien están sujetas a mayores esfuerzos, no sufren de grandes deformaciones puesto que la calidad de los materiales es mucho más alta y por ende algunos métodos tienden a ignorarlas.

La deformabilidad permanente que sufren las capas de pavimentos se ve reflejada en los ahuellamientos que se generan por la repetición de cargas, principalmente esta deformación se concentra en la subrasante y generalmente son provocados por desplazamiento lateral o por un proceso de consolidación. Los métodos de diseño actuales analizan este ahuellamiento, y tratan de predecir con un modelado matemático, la cantidad de repeticiones de carga que la subrasante puede soportar, antes de alcanzar el ahuellamiento máximo permisible (Leiva, Pérez, Aguiar, & Loría, 2017).

Los métodos empíricos hacían que los modelados matemáticos considerarán parámetros como la calidad de los materiales, la temperatura ambiental, condiciones climáticas o de carga, haciendo que estos métodos fueran exitosos para predecir las deformaciones, sin embargo, calibrarlos llevaba tiempo, lo que hacía muy limitado el uso para cuando las condiciones con las que se analizaron cambiaban.

Más tarde, los métodos empírico-mecanicista basaron sus métodos en la búsqueda del número de repeticiones necesarias para alcanzar la falla, tomando en cuenta la compresión que sufría la subrasante debido a la acción del tránsito y calculada mediante teorías elásticas multicapas o de espesores equivalentes. Para estos métodos se despreciaba el efecto de deformación que sufrían las otras capas que sobreyacen a la subrasante.

#### 4.1 Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM (DISPAV5)

El método del Instituto de Ingeniería de la UNAM se basa en la conversión de los ejes equivalentes de superficie a ejes equivalentes a la profundidad deseada haciendo uso de la teoría elástica de Boussinesq y mediante coeficientes de daño. El método nos dice que la deformación permanente es la que se forma en la capa subrasante, por lo que la profundidad de análisis debe buscar situarse en su superficie o de preferencia, al centro de la capa ( $\pm 70$  cm).

El criterio para calcular el número de repeticiones para que se dé la falla es:

$$VRS \geq 3.95[1.5]^{N_d} \left[ 1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad \text{Ec. (27)}$$

Donde:

$N_d$  Número de repeticiones a la falla.

VRS Valor Relativo de Soporte.

$z$  Profundidad de análisis.

## CAPÍTULO 4. CBR Y MR EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Para poder obtener el número de repeticiones, se despeja  $N_d$  de la ecuación 27, quedando en función del Valor Relativo de Soporte y de la profundidad de análisis  $N_d=f(VRS,z)$  (Coria Gutiérrez, Chávez, Alarcón, & Arreygue, 2012).

Como el método está basado en la teoría de Boussinesq, el módulo de resiliencia se utiliza de forma indirecta para el cálculo de espesores equivalentes y así poder hacer uso de Boussinesq para el cálculo de los ejes equivalentes a diferentes profundidades, por lo que este método no se puede considerar mecanicista debido a que el criterio de falla a deformación permanente no involucra el MR y en cambio sí hace uso del VRS.

### CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Capa	VRSz %	VRSp %	Módulo de Rigidez (Kg/cm <sup>2</sup> )	
1.Carpeta			<input style="width: 100px;" type="text"/>	
2.Base granular (min.80%)	<input style="width: 50px; text-align: center;" type="text" value="100"/>	100.0	<input style="width: 100px;" type="text"/>	<input type="button" value="Sugerir"/>
3.Sub-base (min.25%)	<input style="width: 50px; text-align: center;" type="text" value="80"/>	30.0	<input style="width: 100px;" type="text"/>	<input type="button" value="Sugerir"/>
4.Subrasante (min.15%)	<input style="width: 50px; text-align: center;" type="text" value="20"/>	20.0	<input style="width: 100px;" type="text"/>	<input type="button" value="Sugerir"/>
5.Terracería (min.3%)	<input style="width: 50px; text-align: center;" type="text" value="5"/>	5.0	<input style="width: 100px;" type="text"/>	<input type="button" value="Sugerir"/>

Se sugieren los valores como módulos de rigidez de capas no estabilizadas. Esos valores se obtuvieron de  $E = 130 VRSz^{0.7}$ .  
Esta ecuación se obtiene para condiciones generales, pero puede requerir adecuaciones en casos particulares.

(Ventana D13)

Figura 34 Interfaz DISPAV5 para características de los materiales (Corro & Prado, 1999)

El método se encuentra programado en un software de distribución libre llamado DISPAV5, en su última versión, el programa realiza automáticamente la conversión de los ejes equivalentes a diferentes profundidades, solo se requiere de indicar la configuración del tránsito y la profundidad de análisis. El programa solicita la entrada de datos para la calidad de los materiales dependiendo de las capas, por lo que se debe indicar el VRS y el MR para los cálculos de asentamientos.

El programa reconoce la dificultad de la obtención del parámetro de módulo de resiliencia, por lo que nos da la opción de calcularlo a partir del VRS con la expresión de la ecuación 13 y, como se observa en la Figura 34. Debido a lo anterior, tanto los ejes equivalentes actuantes, como los resistentes quedan en función del VRS, generando un programa poco confiable si lo utilizamos fuera de los límites que nos sugiere el programa (tipo de capas y valores máximos y mínimos de VRS).

En caso de contar con el valor de módulo resiliente de laboratorio, el resultado solo cambiaría en el número de los ejes equivalentes actuantes a la profundidad analizada pero no el número de ejes equivalentes resistentes.

### 4.2 Método del American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 93)

El método desarrollado por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), se basa en una ecuación de regresión (Ecuación 28) obtenida a partir de un tramo de prueba en Illinois en los años sesenta. El método tiene como objetivo el de hallar un valor de número estructural "SN" que pueda soportar las solicitaciones de tránsito.

El método calcula un número de ejes equivalentes acumulados de 18 kip (35.586 kN u 8.16 ton) determinados por la composición del tránsito, estos ejes equivalentes acumulados definen el número estructural mínimo necesario para obtener un buen soporte de la subrasante y, por ende, el buen comportamiento del pavimento en términos de serviciabilidad. El número estructural, por lo tanto, se define como un parámetro que

trata de expresar la resistencia de un sistema de capas de modo que este número abstracto sea convertido a espesores de capas que garanticen que el soporte de la subrasante.

En este método no se aplica un criterio de falla por deformación, si no una condición de serviciabilidad final en función de un soporte de subrasante definido por el módulo resiliente. La solución de la ecuación se encuentra resuelta con un nomograma que nos proporciona la propia guía AASHTO (1993), sin embargo, existen programas computacionales que resuelven la ecuación sin necesidad del uso de los nomogramas.

Ecuación (28)

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(M_R) - 8.07$$

Donde:

$W_{18}$  Número esperado de aplicaciones de carga de ejes sencillos equivalentes a 18 kip (35.586 kN u 8.16 ton).

$Z_R$  Desviación estándar normal.

$S_o$  Error estándar por la predicción de tránsito y comportamiento.

$\Delta PSI$  Diferencia entre el índice de servicio inicial de diseño ( $p_o$ ) y el índice de servicio final ( $p_t$ ).

$M_R$  Módulo resiliente en psi.

$SN$  Número estructural, que indica el espesor total requerido.

$$\text{Donde: } SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

$a_i$  Coeficiente de las capas de pavimento (carpeta, base y subbase).

$D_i$  Espesor de capa en pulgadas (carpeta, base y subbase).

$m_i$  Coeficiente de drenaje de las capas de base y sub-base.

Para la selección del módulo resiliente a ocupar en el método AASHTO 93, se podría pensar que se debería de utilizar el módulo en su condición de serviciabilidad final, sin embargo, el método sugiere que sea obtenido con una prueba triaxial cíclica o mediante deflectometría y afectarlo considerando los cambios en el contenido de agua debido a

las condiciones climáticas por las estaciones del año. Este módulo debe de ser consistente con 3000 psi, valor con el que se caracterizó la subrasante en los tramos de prueba y el que la guía requiere para que el método sea usado correctamente (Garnica Anguas, Pérez García, & Gómez López, 2001).

En caso de no poder contar con pruebas de laboratorio, la AASHTO nos sugiere la obtención del MR a partir de las ecuaciones 10, 11 y 12, además de sugerir la obtención del MR a partir de modelos constitutivos en caso de contar con las variables k de laboratorio que se vieron en el capítulo anterior.

Por lo anterior, se observa que el método AASHTO tiene varias deficiencias para su uso, desde el hecho de que el tramo de pruebas ya no es representativo de las cargas y métodos de construcción de la actualidad, hasta que existan limitantes del módulo resiliente de la subrasante para poder aplicarlo correctamente. Estas condicionantes nos proporcionan un método poco confiable si de comportamiento mecánico y respuesta de materiales se trata, además de ello, las correlaciones sugeridas a partir del CBR fueron definidas para condiciones muy críticas que raramente se presentan.

### 4.3 Método de Diseño del Asphalt Institute de los EUA

El método del Asphalt Institute de 1993 trata de predecir el tránsito acumulado con la misma metodología del AASHTO 93, y la forma general del modelo de falla por deformación permanente se calcula en la parte superior de la subrasante debido a las compresiones generadas por el tránsito y se define como:

$$N_d = 1.365 \times 10^{-9} (\epsilon_c)^{-4.477} \quad \text{Ec. (29)}$$

Donde:

$N_d$       Número de repeticiones a la falla.

$\epsilon_c$       Deformación unitaria elástica o resiliente después de 200 repeticiones de carga.

El número de repeticiones a la falla se encuentra en función del módulo resiliente que se utiliza para el cálculo de las deformaciones unitarias con la Ley de Hooke y los esfuerzos calculados con la teoría elástica multicapa de Burmister. En el caso de no contarse con datos de laboratorio, el método nos propone la ecuación 10 para la obtención del módulo resiliente de la subrasante.

Debido a que las soluciones para la distribución de esfuerzos en un sistema multicapas son matemáticamente complejas, el método nos proporciona 18 gráficas o cartas de diseño que tratan de involucrar todas las variables del diseño y que evitan el desarrollo de las ecuaciones de esfuerzos (Rico Rodriguez, Téllez Gutiérrez, & Garnica Anguas, 1998).

Por lo tanto, el método del Asphalt Institute es una alternativa más racional que trata las deformaciones de una forma más mecanicista, sin embargo, el método ignora las deformaciones de las capas superiores, que aun siendo de menor magnitud que las de la subrasante, el no tomarlas en cuenta puede llegar a ser perjudicial.

#### 4.4 Método de diseño del Instituto Mexicano del Transporte (IMT-PAVE)

Para el caso del método de diseño del Instituto Mexicano del Transporte (IMT-PAVE) lleva un proceso muy parecido al del Asphalt Institute, el modelo para hallar el número de repeticiones permisibles es el mismo pero en su manual (2013) no se especifica el valor de las variables  $f_4$  y  $f_5$ , sin embargo se sabe que el cálculo de los esfuerzos se realiza por medio de la teoría de espesores equivalentes de Odemark, por lo que el uso de este método pareciera ser una alternativa viable en las que basar los nuevos diseños.

$$N_d = f_4(\epsilon_c)^{-f_5} \quad \text{Ec. (30)}$$

Donde:

$N_d$       Número de repeticiones a la falla.

$\epsilon_c$       Deformación unitaria elástica o resiliente después de 200 repeticiones de carga.

## CAPÍTULO 4. CBR Y MR EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

$f_4$  y  $f_5$  Constantes del modelo para determinar la falla por deformación.

Además de ello, el método se encuentra programado en un software de libre distribución que cuenta con una calculadora de módulos resilientes utilizando modelos constitutivos para la respuesta de los materiales bajo una carga repetitiva, sin embargo, para el cálculo de los módulos, el programa no permite el cambio de las condiciones de estructura o materiales como lo es calidad y espesores de las capas, módulos de Poisson, módulos de dinámicos de las capas estabilizadas, o cambio en las constantes del modelo constitutivo. Por lo anterior, una propuesta para el desarrollo del programa IMT-PAVE sería el de complementar la calculadora de módulos, tomando en consideración los parámetros antes mencionados.

**Granulares**       **Finos**       **Estabilizados**

Clasificación:       Clasificación:       Clasificación:

Profundidad de la capa (z)  m

$R^2 = r^2 + z^2$   
 $\text{Cos } \theta = z/R$

**Calcular**

MR  MPa

Figura 35 Calculadora de módulos IMT-PAVE3.0

## 5. ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS

El análisis no lineal de pavimentos flexibles consiste en un método para conocer la respuesta mecánica de las capas granulares no estabilizadas, partiendo de la premisa que el comportamiento de los suelos granulares depende del estado de esfuerzos que se genera por acción del tránsito. Este método no se encuentra en función del CBR.

El método se basa en el cálculo iterativo de los módulos de resiliencia de todas las capas granulares no tratadas haciendo uso de los modelos constitutivos presentados en el capítulo anterior, para poder realizar este análisis es necesario tener definidos ciertos datos para poder calcular el primer esfuerzo invariante y poder iniciar con las iteraciones.

### 5.1 Datos necesarios para análisis NO lineal

#### Estructura de pavimentos

- Espesor de todas las capas de pavimento, en caso de ser un pavimento nuevo, se puede partir de un valor preliminar del catálogo de secciones estructurales de pavimentos (DGST, 2014).
- Peso volumétrico de las capas.
- Relación de Poisson de las capas.
- Módulos dinámicos de las capas estabilizadas.
- Ángulo de fricción de las capas, el cual puede ser obtenido mediante pruebas de laboratorios, tablas de bibliografía reconocida o utilizando la siguiente expresión propuesta por Edil & Benson (2007):

$$\phi' = 1.89 + 20.56 \times D_{10} + 2.35 \times \gamma_{dmax} - 24.10 \times R_s \quad \text{Ec. (31)}$$

Donde:

$\phi'$  Ángulo de fricción interna para suelos granulares compactados.

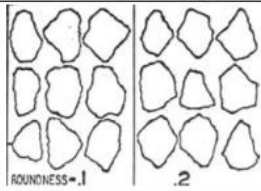
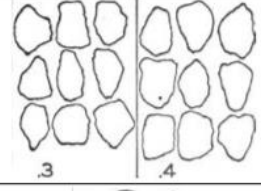

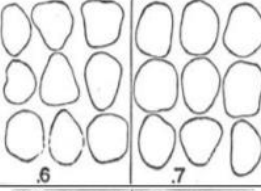
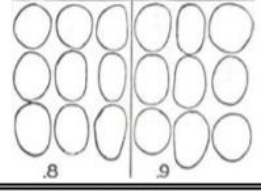
$D_{10}$  Diámetro equivalente al porcentaje que pasa el 10% en granulometría, mm.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS

$\gamma_{dmax}$  Peso volumétrico seco máximo AASHTO estándar o modificado,  $kN/m^3$ .

$R_s$  Coeficiente de redondez de la partícula, usualmente 0.18 para materiales triturados.

Los valores de  $R_s$  son  $R_s = 0.82$  para materiales bien redondeados,  $R_s = 0.66$  para materiales redondeados,  $R_s = 0.50$  para materiales subredondeados,  $R_s = 0.34$  para materiales subangulares o  $R_s = 0.18$  para materiales angulares o triturados, una guía se puede observar en la Figura 36.

Roundness	Krumbein Image*	Range	Average
Angular		0.10 - 0.26	0.18
Subangular		0.26 - 0.42	0.34
Subrounded		0.42 - 0.58	0.50
Rounded		0.58 - 0.74	0.66
Well-Rounded		0.74 - 0.90	0.82

\*adapted from Krumbein (1941).

Figura 36 Categorías de redondez de las partículas (Edil & Benson, 2007)

### Carga de los vehículos

- Presión de inflado de la llanta.
- Tipo de eje.
- Peso de eje.
- Número de llantas.

### 5.2 Cálculo de esfuerzos geostáticos

El cálculo de esfuerzos en el análisis no lineal tiene por objeto la obtención del primer esfuerzo invariante definido en la ecuación 22. El primer esfuerzo invariante se encuentra definido por los esfuerzos geostáticos ( $q$ ) y los incrementos de los esfuerzos verticales ( $\sigma_z$ ) y horizontales ( $\sigma_x$  y  $\sigma_y$ ) en los puntos de interés.

Los esfuerzos geostáticos permanecen constantes en todas las iteraciones y representan los esfuerzos horizontales y verticales generados por el peso del sistema a la profundidad de análisis, los cuales son importantes a considerar debido a que las teorías para el cálculo del incremento de los esfuerzos debido a una carga externa, consideran que los materiales donde se transmite el esfuerzo no pesan.

Los esfuerzos horizontales ( $q_x$  y  $q_y$ ) son una función del coeficiente de empuje de tierras en reposo de la capa granular analizada y del esfuerzo geostático vertical ( $q_z$ ) en el punto de interés que se encuentra al centro del área cargada. La profundidad de los puntos de interés se encuentra definida desde la superficie de la capa de rodamiento hasta la mitad del espesor de las capas granulares que se estudien. La forma general para el cálculo de  $q_z$  sería:

$$q_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i z_i \quad \text{Ec. (32)}$$

Donde:

$q_z$  Esfuerzo geostático vertical a la profundidad de análisis.

- $\gamma_i$       Peso volumétrico de la capa i.
- $z_i$       Espesor de la capa i.

Para el caso de los esfuerzos geostáticos  $q_x$  y  $q_y$  se asumen iguales al considerarse que se propagan a través de un semiespacio homogéneo e isótropo y quedan en función del esfuerzo geostático vertical ( $q_z$ ) y del coeficiente de empuje de tierras en reposo ( $k_o$ ).

$$q_x = q_y = q_z k_o = q_z (1 - \text{sen}\phi') \quad \text{Ec. (33)}$$

Donde:

- $q_x$       Esfuerzo geostático horizontal en la dirección x a la profundidad de análisis.
- $q_y$       Esfuerzo geostático horizontal en la dirección y a la profundidad de análisis.
- $k_o$       Coeficiente de empuje de tierras en reposo de la capa analizada.
- $\phi'$       Ángulo de fricción interna definido en la ecuación 31.

### 5.3 Incremento de los esfuerzos debido a una sobrecarga

Existen principalmente dos métodos para el cálculo del incremento del estado de esfuerzos debido a una sobrecarga en pavimentos. Al tratarse de un medio estratificado con diferentes calidades entre sus capas, los pavimentos no transmiten los esfuerzos de acuerdo a la teoría descrita por Boussinesq, la cual para el caso de un pavimento no cumple con todas las condiciones de frontera para poder ser aplicada, por esta razón el estudio de la distribución de esfuerzos en los pavimentos se recomienda por medio del método de espesores equivalentes de Odemark o de la teoría elástica multicapa de Burmister.

#### 5.3.1 Espesores equivalentes de Odemark

La teoría de espesores equivalentes de Odemark es un método aproximado que trata de calcular la respuesta esfuerzo-deformación de un sistema elástico multicapa, tomando en consideración que esta respuesta solo depende de sus características elásticas (módulo de Young y relación de Poisson) y el espesor de sus capas. El método consiste

en transformar cada capa a las características de la capa donde se pretenda calcular la respuesta esfuerzo-deformación, obteniendo así un sistema elástico de una sola capa. La ventaja de este método es que, realizando dicha equivalencia, se puede calcular la respuesta mediante la teoría de Boussinesq y disminuir los tiempos de cálculos.

Las consideraciones que se deben de satisfacer para que este método de resultados son las siguientes:

- Cada capa es homogénea, isotópica y linealmente elástica con un módulo de Young, que para el caso de carreteras se tomará el módulo resiliente (MR) y un coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).
- El material no tiene peso y es infinito en extensión horizontal.
- Cada capa tiene un grosor finito ( $h$ ), excepto la capa más baja que es de grosor infinito.
- No existe fricción entre las capas.
- Las compresiones son positivas.

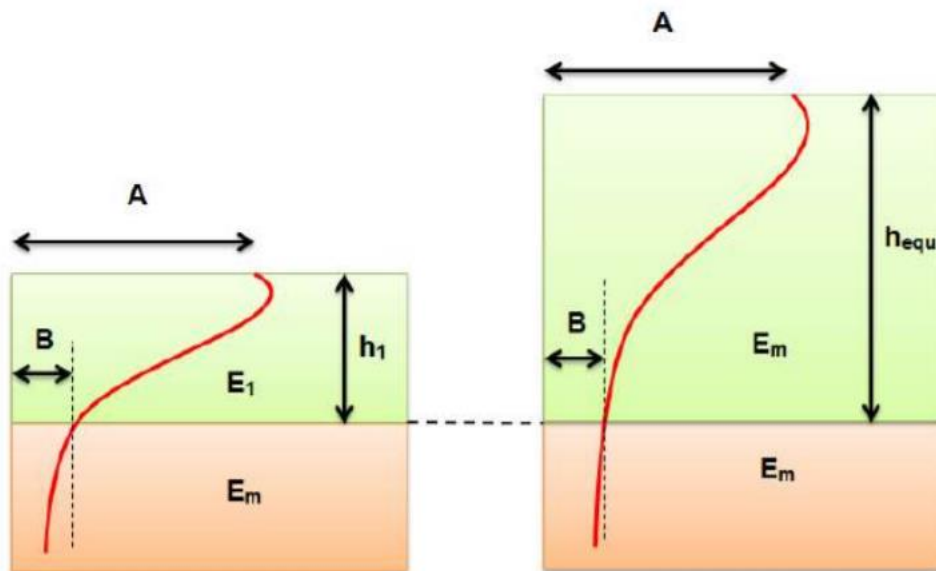


Figura 37 Principio de la teoría de equivalencia (Coria Gutiérrez, Hernández Domínguez, & Garnica Anguas, 2018)

Al tratarse de un método de aproximación, la transformación no arroja los mismos resultados que la teoría elástica multicapa, por lo que para ajustar dichas variaciones es común el uso de factores de ajuste  $f$ , estos factores se encuentran en función de las propiedades elásticas del material, del espesor y número de las capas, así como las características de la carga. Los valores comunes varían de autor en autor, sin embargo, los que presentan un mejor grado de ajuste para una carga circular uniformemente cargada son  $f = 1$  para la primera capa en un sistema multicapas,  $f = 0.8$  para la primera capa de un sistema bicapa y  $f = 0.9$  para la segunda capa en adelante para sistemas bicapa o multicapa. La forma general de cálculo de los espesores equivalentes es la siguiente:

$$h_{eqi} = (f)h_i \sqrt{\frac{E_i(1 - v_n^2)}{E_n(1 - v_i^2)}} \quad \text{Ec. (34)}$$

Donde:

- $h_{eqi}$  Espesor equivalente de la capa  $i$  con características elásticas de la capa  $n$ .
- $f$  Factor de corrección.
- $h_i$  Espesor de la capa  $i$ .
- $E_i$  Módulo de Young de la capa  $i$ , en caso de pavimentos es el MR de la capa  $i$ .
- $E_n$  Módulo de Young de la capa  $n$ , en caso de pavimentos es el MR de la capa  $n$ .
- $v_i$  Coeficiente de Poisson de la capa  $i$ .
- $v_n$  Coeficiente de Poisson de la capa  $n$ .

El proceso consiste en transformar todas las capas que sobreyacen a la capa que deseamos analizar con las características elásticas de ésta. Una vez teniendo todos los espesores equivalentes, se calcula la nueva profundidad de análisis al centro de las capas granulares (ecuación 35) para introducir este valor a las ecuaciones de Burmister para áreas uniformemente cargadas. La forma general para cualquier profundidad se muestra en la ecuación 36.

$$z_{eqc} = \sum_{i=1}^{n-1} h_{eqi} + \frac{h_n}{2} \quad \text{Ec. (35)}$$

$$z_{eq} = \sum_{i=1}^{n-1} h_{eqi} + z_n \quad \text{Ec. (36)}$$

Donde:

$z_{eqc}$  Profundidad equivalente al centro de la capa n.

$z_{eq}$  Profundidad equivalente a cualquier punto de la capa n.

$h_{eqi}$  Espesor equivalente de la capa i con características elásticas de la capa n.

$h_n$  Espesor de la capa n.

$v_2$  Profundidad donde se análisis medida desde la superficie de la capa n hacia abajo.

Las ecuaciones para el cálculo de los esfuerzos por Boussinesq (ecuación 37 y 38) fueron desarrolladas en un sistema de coordenadas cilíndricas, por lo que los esfuerzos radiales calculados por Boussinesq son iguales a los esfuerzos cartesianos horizontales x-y ( $\sigma_r = \sigma_x = \sigma_y$ ).

$$\sigma_z = \sigma_o \left[ 1 - \left( \frac{z_{eq}}{\sqrt{r^2 + z_{eq}^2}} \right)^3 \right] \quad \text{Ec. (37)}$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_o}{2} \left[ (1 + 2v_n) - \frac{2(1 + v_n)}{\sqrt{1 + (r/z_{eq})^2}} + \frac{1}{(1 + (r/z_{eq})^2)^{3/2}} \right] \quad \text{Ec. (38)}$$

$$r = \sqrt{\frac{P}{\pi\sigma_o}} \quad \text{Ec. (39)}$$

Donde:

- $\sigma_z$  Incremento del esfuerzo en la dirección z a la profundidad  $z_{eq}$ .
- $\sigma_r$  Incremento del esfuerzo radial a la profundidad  $z_{eq}$ .
- $\sigma_o$  Presión de contacto, de forma conservadora se usa la presión de inflado del neumático.
- r Radio del área de contacto, de forma simple se define con la ecuación 39.
- P Peso que transmite el neumático (Peso del eje entre número de llantas).

Este método presenta varias limitaciones, en principio solo se recomienda para cuando se tiene una superficie cargada, por lo que los efectos que generan los ejes sencillos duales, tándem y tridem no se pueden calcular de esta forma, para ello se deben utilizar las fórmulas de Boussinesq para calcular el esfuerzo en cualquier punto debido a una carga circular y hacer superposición de efectos. Además de ello, todos los esfuerzos generados no son normales, al existir distancia entre los puntos donde se aplica la carga, se generan esfuerzos cortantes que se deberán de tomar en cuenta para la respuesta de deformaciones, a todo esto, hay que agregar que la conversión de coordenadas cilíndricas a cartesianas dificulta más los cálculos.

Otra desventaja de este método son los factores de ajuste f que se comportan de buena forma siempre y cuando los módulos elásticos disminuyan conforme se profundiza en las capas y que de preferencia estos módulos sean mayores a dos veces el módulo de la capa subyacente inmediata. Otro factor que modifica en gran medida el valor de f es el espesor de las capas con respecto del radio del área cargada, por lo que para que no existan variaciones importantes, es necesario asegurar que el espesor de la capa a convertir sea mayor al radio de la carga.

### 5.3.2 Teoría elástica multicapa

La teoría elástica multicapa fue desarrollada por Burmister para un sistema bicapa donde tomaba la ecuación de carga puntual y se integraba para obtener una carga circular, más tarde se extendió a un sistema de tres capas y con el desarrollo de computadoras ahora puede hacerse para sistemas de n capas.

El método consiste en la resolución de quince ecuaciones de la elasticidad (tres ecuaciones de equilibrio, seis ecuaciones constitutivas y seis ecuaciones de compatibilidad) para cada capa, esto conlleva una serie de cálculos bastante complejos y laboriosos, que en su tiempo no se pudo hallar la solución de todas las ecuaciones para un problema general. Una forma de simplificar estos cálculos era expresando las ecuaciones en términos de una misma función de esfuerzos en un espacio axisimétrico (coordenadas cilíndricas), generando así solo seis ecuaciones a resolver, que para los métodos matemáticos de la época eran cálculos mucho más sencillos.

Con la llegada de los ordenadores, se pudo hallar la solución de todas las ecuaciones para un caso general, por lo mismo en la actualidad existen programas que utilizan la teoría de Burmister, pero con mayores alcances, como el poder de modificar la naturaleza de las cargas, considerar el efecto de superposición de efectos para aplicación de más de una carga o que los resultados queden expresados en otros sistemas coordenados como el cartesiano.

En el medio existen en la actualidad varios programas que hacen uso de tres métodos principales de análisis, que es el análisis elástico multicapa y el análisis de elementos finitos en 2 y 3 dimensiones. Unos de los programas más populares son el CHEVRON, ELSYM 5, KENLAYER, WESLEA, o el WINJULEA (Coria Gutiérrez, Hernández Domínguez, & Garnica Anguas, 2018).

De los programas antes mencionados, el programa WinJULEA ha sido ampliamente utilizado en programas de investigación sobre estructuración de pavimentos flexibles. Este programa considera modela estructuras de pavimentos de hasta 16 capas como máximo, 100 puntos de interés, y varias configuraciones vehiculares.

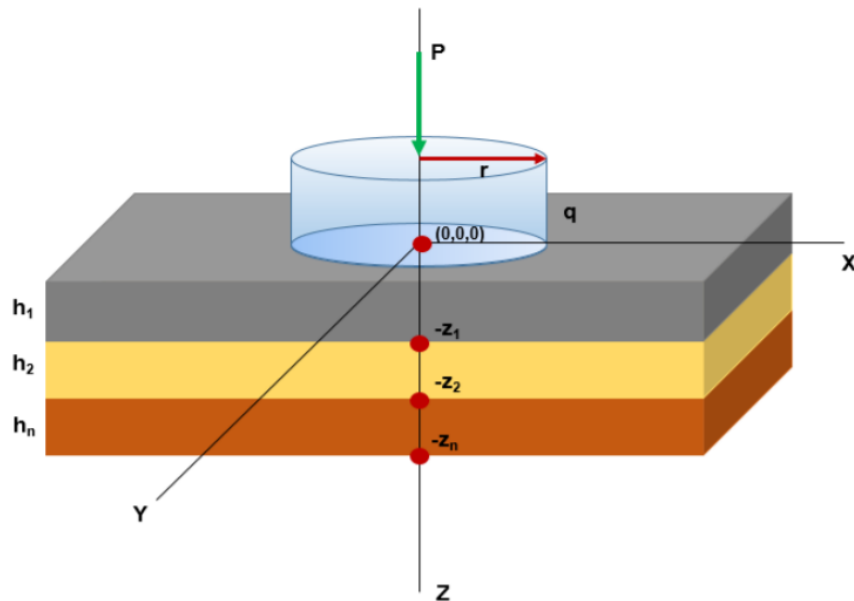


Figura 38 Modelo tridimensional aplicado al programa WinJULEA (Coria Gutiérrez, Hernández Domínguez, & Garnica Aguas, 2018)

El programa considera los siguientes puntos:

- Cada capa es homogénea, isotópica y linealmente elástica con un módulo de Young, que para el caso de carreteras se tomará el módulo resiliente (MR) y un coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).
- El material no tiene peso y es infinito en extensión horizontal.
- Cada capa tiene un grosor finito ( $h$ ), excepto la capa más baja que es de grosor infinito.
- Puede considerarse o no la fricción entre las capas.
- Las compresiones son positivas.
- Las cargas se consideran como áreas circulares uniformemente cargadas.
- Los resultados son presentados bajo un sistema coordenado X-Y-Z.

Así mismo arroja 24 respuestas mecánicas de interés práctico:

- Esfuerzos normales en tres direcciones (X-Y-Z).

- Esfuerzos cortantes en tres direcciones (XZ- YZ- XY).
- Deformaciones unitarias en tres direcciones (X-Y-Z).
- Deformaciones cortantes unitarias en tres direcciones (XZ-YZ- XY).
- Deflexiones o desplazamientos en tres direcciones (X-Y-Z).
- Esfuerzos principales 1,2 y 3.
- Deformaciones unitarias principales 1, 2 y 3.
- Cortante máximo.
- Esfuerzo octaédrico normal.
- Esfuerzo octaédrico cortante.

#### 5.4 Ejemplo de análisis NO lineal

En el siguiente capítulo se plantea una etapa experimental para realizar una comparativa entre los diversos modelos constitutivos y las correlaciones con CBR. De esa etapa experimental, se muestra un ejemplo de análisis NO lineal, examinando la rigidez de las capas de un pavimento existente por un modelo constitutivo definido mediante el cálculo de esfuerzos por los métodos de espesores equivalentes de Odemark y la teoría elástica multicapa con el programa WinJulea.

Los datos con los que se cuentan para este análisis son espesores de capas de un pavimento en operación con sus diferentes pruebas de calidad, así como todos los datos de deflectometría realizados a dicho pavimento que sirven para verificar la respuesta mecánica de las capas.

El modelo constitutivo presentado en el ejemplo es el de Boyce, el cual de acuerdo a la ecuación 23 y la Tabla 10, las constantes no lineales que le corresponden son  $k_1$  (MPa) = 55.16 y  $k_2 = 0.67$ . Los valores de  $\theta$ , deberán de ser reportados en psi para el modelo funcione correctamente. Una vez definido el modelo constitutivo, se procede a la caracterización de la estructura a evaluar, la cual presenta la siguiente geometría:

Carpeta asfáltica	9 cm
Base asfáltica	7 cm

## CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS

---

Base granular	20 cm
Subrasante	22 cm
Cuerpo de terraplén	Indefinido

Para el caso de las capas estabilizadas (carpeta y base asfáltica) se consideran con un peso volumétrico de  $2.4 \text{ ton/m}^3$  y una relación de Poisson de 0.30 y el módulo para medir la rigidez de las capas se considerará de 3000 MPa para la carpeta asfáltica, mientras que para la base asfáltica será de 2500 MPa, todas las propiedades de dichas capas permanecerán constantes durante todo el proceso iterativo de cálculo.

Para la base granular se tiene un peso volumétrico de acuerdo a pruebas de laboratorio de  $2.2 \text{ ton/m}^3$ , se asignó un valor de 0.37 en la relación de Poisson debido al tipo de material encontrado y por último, haciendo uso de la ecuación 31, se determinó un ángulo de fricción  $\phi = 37^\circ$ . El módulo resiliente utilizado para iniciar la iteración es de 200 MPa, dicho valor cambiará en cada repetición.

Las propiedades de la subrasante y cuerpo de terraplén son obtenidas de la misma forma que con la base granular, variando solo el valor del módulo resiliente en cada iteración. Para la subrasante se tiene un peso volumétrico de  $1.8 \text{ ton/m}^3$ , relación de Poisson de 0.40, ángulo de fricción de  $32^\circ$  y un MR para iniciar la iteración de 100 MPa; para el cuerpo del terraplén se obtuvo un peso volumétrico de  $1.8 \text{ ton/m}^3$ , relación de Poisson de 0.40, ángulo de fricción de  $30^\circ$  y un MR inicial de 50 MPa.

Derivado de las condiciones geométricas, se proponen 3 puntos de análisis para el cálculo de los módulos mediante el modelo constitutivo, uno al centro de la capa de base granular, otro al centro de la capa subrasante y en el caso del cuerpo del terraplén, al tratarse de una capa no finita, el cálculo se realizará en la superficie de la capa, quedando la profundidad de los puntos de análisis a 26 cm, 47 cm y 58 cm respectivamente.

Ya definidas las profundidades de análisis y las propiedades de las capas no estabilizadas que componen el camino, se calculan los esfuerzos geoestáticos  $q_z$ ,  $q_x$  y  $q_y$  de acuerdo a las ecuaciones 32 y 33 para las profundidades determinadas, estos

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS

esfuerzos representan el peso total del sistema para las componentes horizontales (x, y) y vertical (z). La suma de estos esfuerzos es invariante en todas las iteraciones y se suma al valor de los esfuerzos producidos por la sobrecarga de los neumáticos.

Capa	Espesor (cm)	Profundidad de análisis (cm)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$\phi^\circ$	MR (Mpa)
<b>Carpeta asfáltica</b>	9	---	2.40	0.30	---	3000
<b>Base asfáltica</b>	7	---	2.40	0.30	---	2500
<b>Base granular</b> ●	20	26	2.20	0.37	37	200
<b>Subrasante</b> ●	22	47	1.80	0.40	32	100
<b>Cuerpo del terraplén</b> ●	Indefinido	58	1.80	0.40	30	50

Figura 39 Propiedades del camino a analizar

El primer paso para el análisis será calcular los esfuerzos geoestáticos, los cuales no cambiarán en todo el proceso iterativo; tomando en cuenta las condiciones antes mencionadas, los esfuerzos geoestáticos son los siguientes:

Capa	Profundidad de análisis (cm)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\phi^\circ$	$k_o$	$q_z$ (kPa)	$q_x$ (kPa)	$q_y$ (kPa)	Esf. Geos. $q_z + q_x + q_y$ (kPa)
<b>Carpeta asfáltica</b>	---	2.40	---	---	---	---	---	---
<b>Base asfáltica</b>	---	2.40	---	---	---	---	---	---
<b>Base granular</b> ●	26	2.20	37	0.3982	5.9232	2.3585	2.3585	10.6402
<b>Subrasante</b> ●	47	1.80	32	0.4701	10.0224	4.7113	4.7113	19.4450
<b>Cuerpo del terraplén</b> ●	58	1.80	30	0.5000	11.9641	5.9820	5.9820	23.9281

Figura 40 Cálculo de esfuerzos geoestáticos

Para el caso cuando se quiera realizar un análisis NO lineal de un pavimento cualquiera, se procederá a elegir el tipo y peso del eje que se considere más crítico, así como la presión de inflado de sus neumáticos, sin embargo, como se tienen los resultados de una prueba deflectométrica, para este caso, se utilizarán los datos del área del plato de carga del deflectómetro, así como la carga promedio inducida mediante la prueba y los módulos resilientes retrocalculados para su comparación.

#### 5.4.1 Por teoría de espesores equivalentes de Odemark

La suma de los esfuerzos geostáticos  $q_z$ ,  $q_x$  y  $q_y$  es invariable dentro del proceso iterativo, por lo que lo único pendiente a calcular es el valor de los esfuerzos debidos a una sobrecarga, para este caso se hace uso de la teoría de espesores equivalentes de Odemark, necesarios para seguir el procedimiento de cálculo descrito en el punto 5.3.1.

Se calculan los espesores equivalentes de las capas del pavimento y las nuevas profundidades de análisis partiendo de la conversión de rigideces de las capas a la de una capa equivalente común. Posteriormente de definir la estructura equivalente, se calculan los esfuerzos en las direcciones principales por Boussinesq. La suma de los esfuerzos geostáticos y los debidos a una sobrecarga, resultan en el primer esfuerzo invariante, el cual sirve para poder hacer uso del modelo constitutivo y calcular los nuevos módulos, repitiendo el proceso de cálculo de esfuerzos, y módulos hasta que no existan cambios importantes entre el módulo resultante de la última iteración con respecto al módulo obtenido en la penúltima iteración, los resultados de ese proceso para el caso presentado son los siguientes:

Tabla 12 Resultados del modelo NO lineal de Boyce con Odemark

Iteración 1	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	200.00	0.0106	0.1206	-0.0015	-0.0015	0.1283	18.6072	391.11	95.553%
Subrasante	100.00	0.0194	0.0460	-0.0010	-0.0010	0.0634	9.1969	243.92	143.920%
Cuerpo del terraplén	50.00	0.0239	0.0039	-0.0001	-0.0001	0.0276	4.0062	139.78	179.557%

## CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS

Iteración 2	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	391.11	0.0106	0.1577	-0.0002	-0.0002	0.1679	24.3549	468.41	19.764%
Subrasante	243.92	0.0194	0.0639	-0.0011	-0.0011	0.0811	11.7636	287.65	17.930%
Cuerpo del terraplén	139.78	0.0239	0.0059	-0.0002	-0.0002	0.0295	4.2769	146.04	4.477%

Iteración 3	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	468.41	0.0106	0.1685	0.0003	0.0003	0.1799	26.0885	490.49	4.715%
Subrasante	287.65	0.0194	0.0668	-0.0011	-0.0011	0.0841	12.1926	294.64	2.429%
Cuerpo del terraplén	146.04	0.0239	0.0057	-0.0002	-0.0002	0.0293	4.2481	145.38	-0.452%

Iteración 4	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	490.49	0.0106	0.1714	0.0005	0.0005	0.1830	26.5437	496.21	1.166%
Subrasante	294.64	0.0194	0.0670	-0.0011	-0.0011	0.0842	12.2160	295.02	0.128%
Cuerpo del terraplén	145.38	0.0239	0.0056	-0.0002	-0.0002	0.0292	4.2353	145.08	-0.202%

Iteración 5	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	496.21	0.0106	0.1721	0.0006	0.0006	0.1838	26.6589	497.65	0.291%
Subrasante	295.02	0.0194	0.0669	-0.0011	-0.0011	0.0841	12.1990	294.74	-0.093%
Cuerpo del terraplén	145.08	0.0239	0.0056	-0.0002	-0.0002	0.0292	4.2323	145.02	-0.047%

Iteración 6	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	497.65	0.0106	0.1722	0.0006	0.0006	0.1840	26.6878	498.01	0.073%
Subrasante	294.74	0.0194	0.0668	-0.0011	-0.0011	0.0840	12.1888	294.58	-0.056%
Cuerpo del terraplén	145.02	0.0239	0.0056	-0.0002	-0.0002	0.0292	4.2317	145.00	-0.009%

## CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS

Iteración 7	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	498.01	0.0106	0.1723	0.0006	0.0006	0.1841	26.6951	498.10	0.018%
Subrasante	294.58	0.0194	0.0668	-0.0011	-0.0011	0.0840	12.1847	294.51	-0.023%
Cuerpo del terraplén	145.00	0.0239	0.0056	-0.0002	-0.0002	0.0292	4.2317	145.00	-0.001%

Iteración 8	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	498.10	0.0106	0.1723	0.0006	0.0006	0.1841	26.6969	498.12	0.005%
Subrasante	294.51	0.0194	0.0668	-0.0011	-0.0011	0.0840	12.1832	294.49	-0.008%
Cuerpo del terraplén	145.00	0.0239	0.0056	-0.0002	-0.0002	0.0292	4.2317	145.00	0.000%

Iteración 9	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	498.12	0.0106	0.1723	0.0006	0.0006	0.1841	26.6973	498.13	0.001%
Subrasante	294.49	0.0194	0.0668	-0.0011	-0.0011	0.0840	12.1828	294.48	-0.003%
Cuerpo del terraplén	145.00	0.0239	0.0056	-0.0002	-0.0002	0.0292	4.2317	145.00	0.000%

Iteración 10	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	498.13	0.0106	0.1723	0.0006	0.0006	0.1841	26.6975	498.13	0.000%
Subrasante	294.48	0.0194	0.0668	-0.0011	-0.0011	0.0840	12.1826	294.48	-0.001%
Cuerpo del terraplén	145.00	0.0239	0.0056	-0.0002	-0.0002	0.0292	4.2317	145.00	0.000%

### 5.4.2 Por teoría elástica multicapa

Para el caso de la teoría elástica multicapa es similar al caso de los espesores equivalentes, se realiza el cálculo de los esfuerzos debidos a la sobrecarga que genera el plato del deflectómetro haciendo uso del programa WinJulea, en la Figura 41 se observa la hoja de captura y resultados del programa. Es importante mencionar que para que el programa funcione correctamente, las unidades que deberán de utilizarse son pulgadas (in) para la longitud, pulgadas cuadradas (in<sup>2</sup>) para el área y libras fuerza sobre

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS

pulgada cuadrada (psi) para esfuerzos. Los resultados se reportan en psi, por lo que se realiza una conversión para la comparativa de resultados.

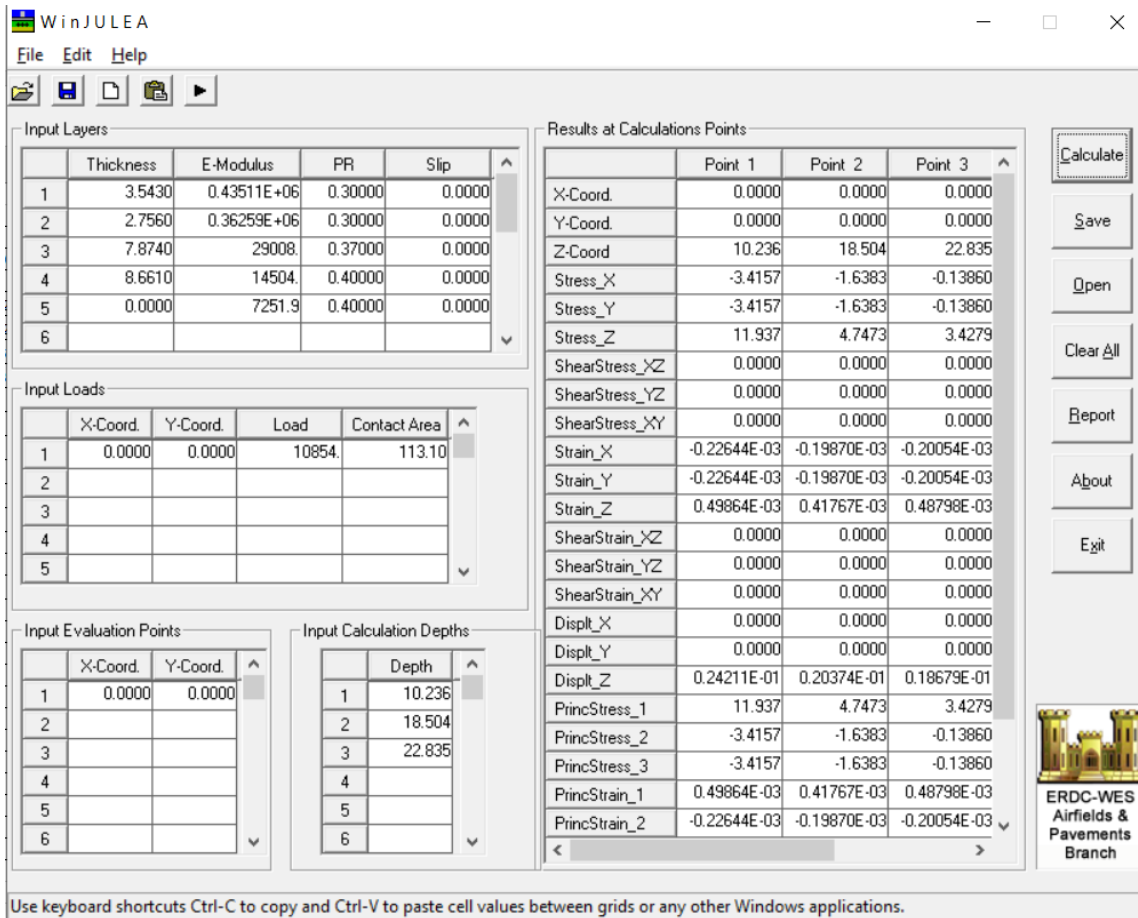


Figura 41 Primera iteración con la teoría elástica multicapa (WinJulea)

Tabla 13 Resultados del modelo NO lineal de Boyce con teoría elástica multicapa

Iteración 1	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	θ		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	200.00	0.0106	0.0823	-0.0236	-0.0236	0.0458	6.6489	196.27	-1.866%
Subrasante	100.00	0.0194	0.0327	-0.0113	-0.0113	0.0296	4.2910	146.36	46.359%
Cuerpo del terraplén	50.00	0.0239	0.0236	-0.0010	-0.0010	0.0457	6.6212	195.72	291.441%

**CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS**

Iteración 2	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	196.27	0.0106	0.1026	-0.0007	-0.0007	0.1118	16.2199	356.73	81.757%
Subrasante	146.36	0.0194	0.0536	0.0059	0.0059	0.0848	12.3044	296.45	102.549%
Cuerpo del terraplén	195.72	0.0239	0.0414	0.0015	0.0015	0.0684	9.9167	256.55	31.080%

Iteración 3	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	356.73	0.0106	0.1293	-0.0028	-0.0028	0.1344	19.4933	403.49	13.108%
Subrasante	296.45	0.0194	0.0582	-0.0018	-0.0018	0.0741	10.7446	270.71	-8.682%
Cuerpo del terraplén	256.55	0.0239	0.0424	-0.0002	-0.0002	0.0660	9.5675	250.46	-2.373%

Iteración 4	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	403.49	0.0106	0.1288	-0.0101	-0.0101	0.1192	17.2889	372.32	-7.726%
Subrasante	270.71	0.0194	0.0564	-0.0011	-0.0011	0.0736	10.6803	269.62	-0.401%
Cuerpo del terraplén	250.46	0.0239	0.0413	-0.0003	-0.0003	0.0647	9.3771	247.11	-1.338%

Iteración 5	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	372.32	0.0106	0.1274	-0.0072	-0.0072	0.1237	17.9369	381.61	2.496%
Subrasante	269.62	0.0194	0.0568	-0.0011	-0.0011	0.0741	10.7487	270.78	0.428%
Cuerpo del terraplén	247.11	0.0239	0.0416	-0.0002	-0.0002	0.0651	9.4443	248.30	0.480%

Iteración 6	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	381.61	0.0106	0.1279	-0.0080	-0.0080	0.1226	17.7789	379.35	-0.591%
Subrasante	270.78	0.0194	0.0567	-0.0011	-0.0011	0.0739	10.7199	270.29	-0.179%
Cuerpo del terraplén	248.30	0.0239	0.0415	-0.0002	-0.0002	0.0650	9.4236	247.93	-0.147%

## CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL DE PAVIMENTOS

Iteración 7	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	379.35	0.0106	0.1277	-0.0078	-0.0078	0.1228	17.8071	379.76	0.106%
Subrasante	270.29	0.0194	0.0567	-0.0011	-0.0011	0.0740	10.7273	270.42	0.046%
Cuerpo del terraplén	247.93	0.0239	0.0416	-0.0002	-0.0002	0.0650	9.4279	248.01	0.031%

Iteración 8	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	379.76	0.0106	0.1278	-0.0078	-0.0078	0.1228	17.8045	379.72	-0.010%
Subrasante	270.42	0.0194	0.0567	-0.0011	-0.0011	0.0740	10.7259	270.40	-0.009%
Cuerpo del terraplén	248.01	0.0239	0.0416	-0.0002	-0.0002	0.0650	9.4273	248.00	-0.004%

Iteración 9	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	379.72	0.0106	0.1278	-0.0078	-0.0078	0.1228	17.8039	379.71	-0.002%
Subrasante	270.40	0.0194	0.0567	-0.0011	-0.0011	0.0740	10.7260	270.40	0.000%
Cuerpo del terraplén	248.00	0.0239	0.0416	-0.0002	-0.0002	0.0650	9.4273	248.00	0.000%

Iteración 10	Módulo inicial (MPa)	Esfuerzo geostático (MPa)	Esfuerzo normal (MPa)	Esfuerzo radial (MPa)	Esfuerzo tangencial (MPa)	$\theta$		MR calculado (MPa)	% Variación
						(MPa)	(psi)		
Carpeta asfáltica	3000.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base asfáltica	2500.00	---	---	---	---	---	---	---	---
Base granular	379.71	0.0106	0.1278	-0.0078	-0.0078	0.1228	17.8043	379.72	0.002%
Subrasante	270.40	0.0194	0.0567	-0.0011	-0.0011	0.0740	10.7260	270.40	0.000%
Cuerpo del terraplén	248.00	0.0239	0.0416	-0.0002	-0.0002	0.0650	9.4273	248.00	0.000%

### 5.4.3 Comparativa entre métodos

Después de realizar el proceso iterativo con 10 repeticiones, para las tres capas analizadas, se realizó una comparativa entre los modelos constitutivos utilizados para el cálculo de módulos resilientes con respecto al valor del módulo obtenido mediante deflectometría, obteniendo los siguientes resultados:

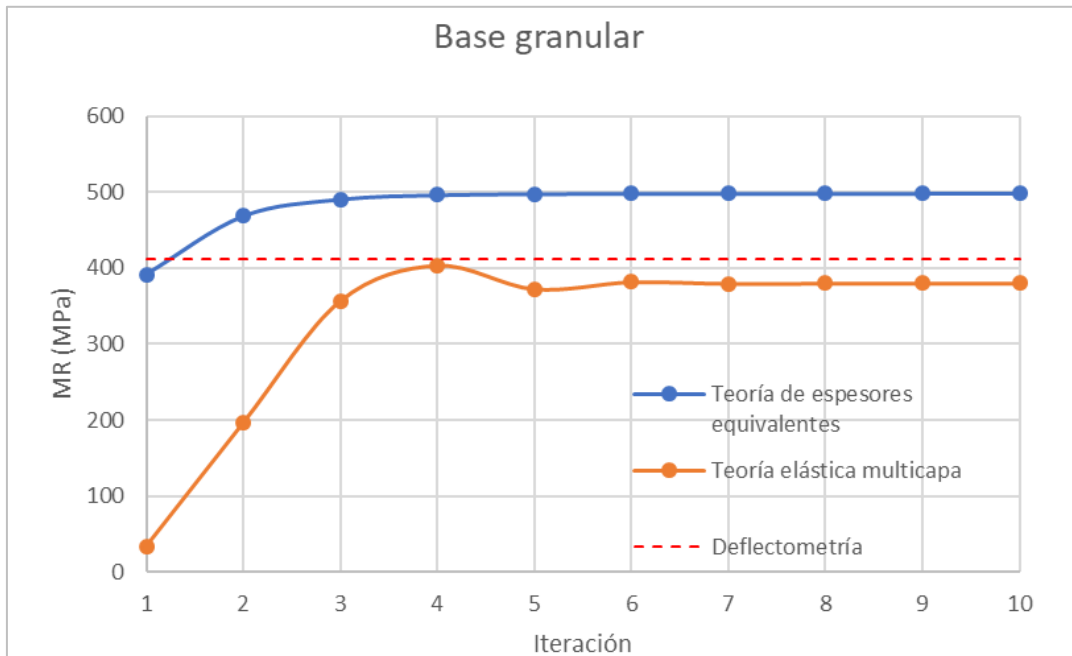


Figura 42 Comparativa de módulos obtenidos para base hidráulica Boyce vs Deflectometría

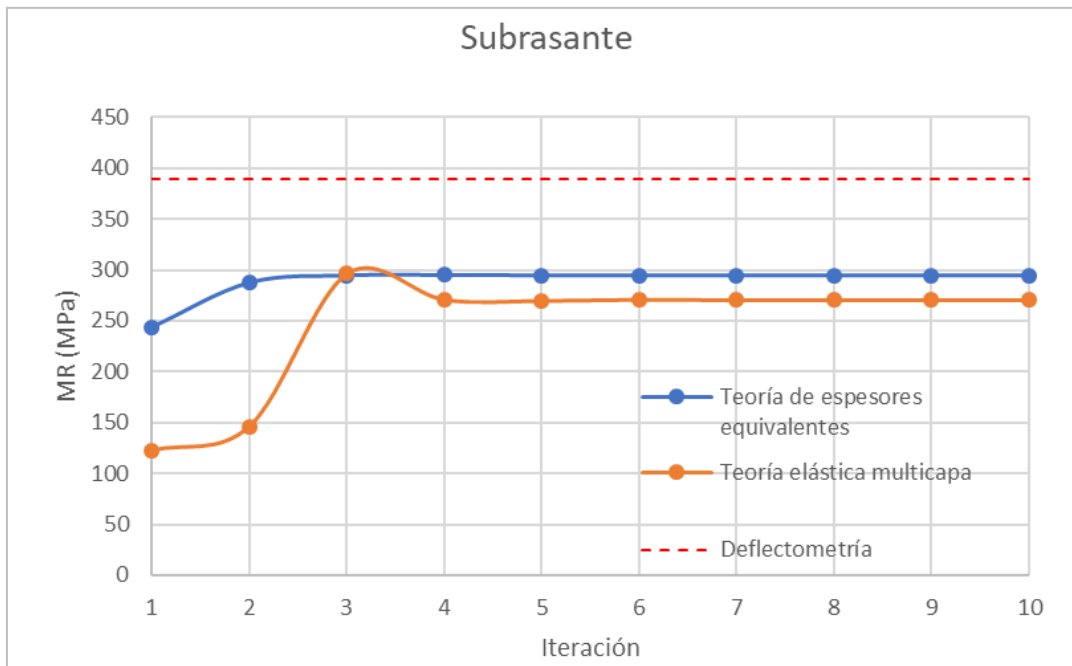


Figura 43 Comparativa de módulos obtenidos para subrasante Boyce vs Deflectometría

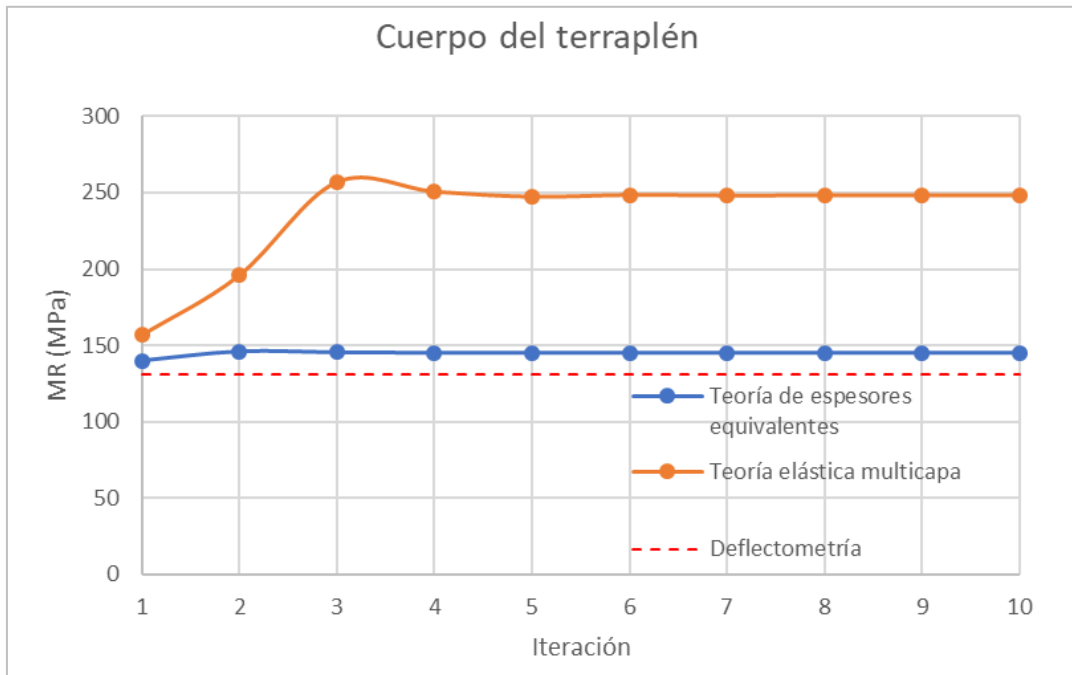


Figura 44 Comparativa de módulos obtenidos para cuerpo de terraplén Boyce vs Deflectometría

Del siguiente análisis se puede concluir que, para los tipos de materiales utilizados, el modelo constitutivo de Boyce nos proporciona valores muy precisos de los módulos para la capa de base hidráulica, ya sea con el método de Odemark o con la teoría elástica multicapa, debido a que la dispersión de los valores de los módulos obtenidos es baja con respecto a los valores de la deflectometría. Para la base hidráulica con el modelo de Boyce - Odemark se obtuvo un  $MR = 498.13$  MPa, para el modelo Boyce – Teoría elástica multicapa se obtuvo un  $MR = 379.72$  MPa y la deflectometría obtuvo un  $MR = 412.04$  MPa.

Para la capa subrasante se observa que los módulos calculados por ambos métodos se encuentran subestimados con respecto a la deflectometría, sin embargo, entre ambos métodos no presentan una gran dispersión, lo que sugiere que el modelo de Boyce no es el ideal para la evaluación dado el tipo de material. Los módulos obtenidos para esta capa son para el modelo Boyce – Odemark  $MR = 294.48$  MPa, Boyce – Teoría elástica multicapa  $MR = 270.40$  MPa y deflectometría  $MR = 389.24$  MPa.

Los módulos obtenidos para la capa de cuerpo de terraplén mediante es modelo de Boyce – Odemark  $MR = 145.00$  MPa, Boyce – Teoría elástica multicapa  $MR = 248.00$  MPa y deflectometría  $MR = 131.27$  MPa.

Para el caso de la capa de cuerpo de terraplén se observa una fuerte dispersión entre los métodos de Odemark con respecto a la teoría elástica multicapa, esto sugiere que a la profundidad donde se aloja la capa de cuerpo de terraplén, la teoría de espesores equivalentes de Odemark presenta cambios importantes en el cálculo de esfuerzos debidos a una sobrecarga con respecto a la teoría elástica multicapa, esta última siendo más precisa para dicho fin. Si bien el método Boyce – Odemark presenta una buena relación con respecto al módulo obtenido mediante deflectometría, dicha relación es fortuita debido a la fuerte dispersión con respecto al método elástico.

Debido a lo anterior, se concluye que el modelo constitutivo de Boyce no es representativo para el material constituyente de la capa de cuerpo de terraplén, por lo que se deberán analizar con otras constantes NO lineales para obtener un mejor grado de correlación, a su vez, se observa que para profundidades donde se aloja la capa citada, no es recomendable el uso de la teoría de espesores equivalentes de Odemark.

## 6. COMPARATIVA ENTRE CBR Y MR

Como se mencionó en el capítulo 4, las técnicas de diseño de espesores de pavimentos flexibles usadas en la actualidad parten del supuesto valor del módulo resiliente al que se encontrarán trabajando las capas del camino. Una de las grandes limitantes de la aplicación de estos métodos es la poca infraestructura para obtener dicho valor en laboratorio, por lo que es imprescindible saber cuál de las herramientas presentadas anteriormente nos pueden ofrecer mejores resultados cuando se desea generar un proyecto carretero.

Derivado de esta cuestión, se planteó un estudio de los módulos resilientes obtenidos mediante correlaciones con el CBR y modelos constitutivos, comparándolos con respecto a mediciones del módulo resiliente en campo por medio de deflectometría.

### 6.1. Etapa experimental

Para la etapa experimental se cuenta con información de campo y laboratorio de un tramo de 56.50 km de una carretera del centro del país, de dicha información se tienen medidas con deflectómetro de impacto pesado (HWD) a cada 100 metros en ambos hombros del camino, además de ello se cuenta con calas de pavimento a cada 500 metros dispuestas en tresbolillo con sus laboratorios de calidad y CBR de campo medido en la subrasante.

La deflectometría de impacto se utilizó para el cálculo de la respuesta de las capas no estabilizadas in situ mediante módulos retrocalculados. Las calas en pavimento tienen como objeto determinar la geometría (espesores) de las capas que componen y de proveer material para su clasificación y pruebas de laboratorio, de las calas se cuenta con pruebas de granulometría, límites de consistencia, compactación AASHTO estándar y Valor Relativo de Soporte (VRS o CBR).

Para poder delimitar correctamente el marco experimental solo se trabajó con muestras donde se contara con toda la información de deflectometría, calas y de laboratorio, por

ser bajo el número de muestras de materiales plásticos, se realizó el análisis solamente con un total de 73 muestras de materiales granulares, aceptando un cierto porcentaje de finos (menor a 20%) siempre y cuando estos finos no presentaran plasticidad ( $LL < 30\%$ ), las muestras utilizadas para el análisis se reparten de la siguiente forma de acuerdo a su clasificación S.U.C.S.:

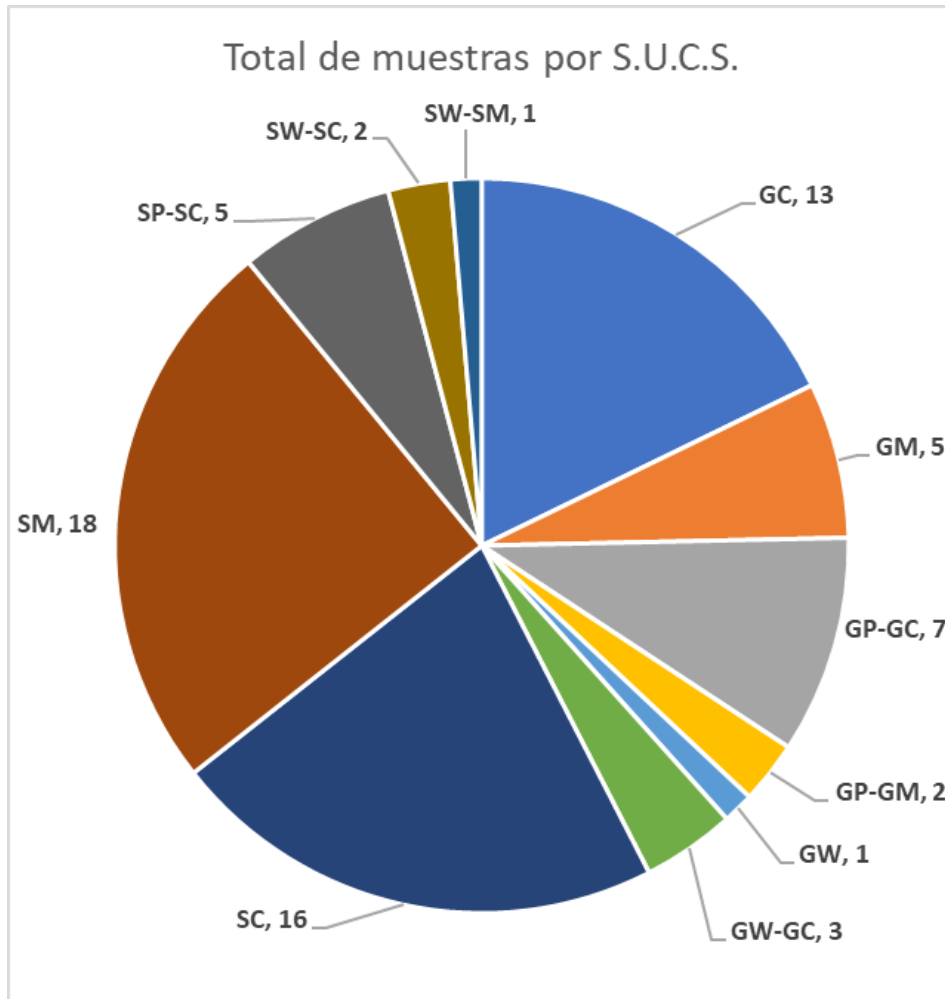


Figura 45 Muestras de la etapa experimental por S.U.C.S.

De las 73 muestras, con ayuda de los resultados obtenidos en las calas de pavimento y laboratorios de calidad, se determinó el uso que se le daba a cada capa, determinando que se obtuvieron 38 muestras de subrasante, 29 de cuerpo de terraplén y 6 muestras de base hidráulica.

Al contar con los datos de CBR de laboratorio, se hizo uso de las expresiones 10, 11 y 12 para el cálculo del módulo resiliente por correlaciones recomendadas por el método AASHTO 93, se hizo lo propio con la expresión 13 para el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Para la aplicación de los modelos constitutivos se partió de la hipótesis de que las medidas se realizaron en la superficie de rodamiento, antes de que se realizarán las calas, además se tomó en cuenta que el plato de carga del deflectómetro, así como la carga utilizada durante la prueba, darían los valores de entrada para el cálculo iterativo de los esfuerzos verticales, radiales y tangenciales en los puntos de análisis, y al ser el plato independiente de cualquier otra condición de carga que nos genere una superposición de efectos, se pudo hacer uso del método de Odemark por espesores equivalentes.

La diferencia entre los resultados del cálculo de esfuerzos por medio del método de espesores equivalentes con respecto a la teoría elástica multicapa es despreciable (Coria Gutiérrez & Hernández, 2017), siempre y cuando la carga que se esté aplicando sea única en un espacio semi infinito, en caso de presentarse dos o más puntos de aplicación (como lo que transmite un eje de un automóvil), los resultados varían considerablemente y el uso del método de espesores equivalentes puede llegar a considerarse obsoleto para esta condición de carga debido a que no considera el efecto de las fuerzas cortantes que sufren las capas.

Al no tenerse datos de las constantes no lineales del camino a analizar, se hizo uso de los valores medios de las constantes señaladas en la Tabla 10, es importante mencionar que, para la aplicación de los modelos constitutivos, es necesario definir los valores de las constantes previamente.

Para el cálculo de los módulos resilientes por medio de modelos constitutivos, se hizo uso de una hoja de cálculo en Excel que logra un total de quince iteraciones y que se encuentra programada con los valores medios de las constantes no lineales para cada modelo constitutivo descrito en la Tabla 10, generando resultados mediante el cálculo

## CAPÍTULO 6. COMPARATIVA ENTRE CBR Y MR

de esfuerzos por el método de espesores equivalentes de Odemark, los datos de entrada para la calculadora de módulos resilientes son los siguientes:

- Carga aplicada (kN)
- Radio de la carga (cm)
- Módulos dinámicos de las capas estabilizadas (MPa)
- Módulos resilientes esperados de las capas no estabilizadas o valor para la primera iteración (MPa)
- Peso volumétrico de todas las capas (kN/m<sup>3</sup>)
- Espesores de las capas (cm)
- Coeficiente de Poisson de todas las capas (adimensional)
- Ángulo de fricción de las capas no estabilizadas

### DATOS DE ENTRADA

Carga de llanta P (kN)	50.630
Radio (cm)	15.240
MR Capa 1 (Mpa)	3000.000
MR Capa 2 (Mpa)	2300.000
MR Capa 3 (Mpa)	200.000
MR Capa 4 (Mpa)	100.000
MR Capa 5 (Mpa)	50.000
Peso volumétrico de Capa 1 (kN/m <sup>3</sup> )	24.000
Peso volumétrico de Capa 2 (kN/m <sup>3</sup> )	22.000
Peso volumétrico de Capa 3 (kN/m <sup>3</sup> )	22.000
Peso volumétrico de Capa 4 (kN/m <sup>3</sup> )	18.500
Peso volumétrico de Capa 5 (kN/m <sup>3</sup> )	18.500
Espesor capa 1 (cm)	16.000
Espesor capa 2 (cm)	35.000
Espesor capa 3 (cm)	30.000
Espesor capa 4 (cm)	20.000
Espesor capa 5 (cm)	Infinito
Coeficiente de Poisson v Capa 1	0.300
Coeficiente de Poisson v Capa 2	0.300
Coeficiente de Poisson v Capa 3	0.370
Coeficiente de Poisson v Capa 4	0.400
Coeficiente de Poisson v Capa 5	0.400
Ángulo de fricción capa 3	37.000
Ángulo de fricción capa 4	35.000
Ángulo de fricción capa 5	35.000

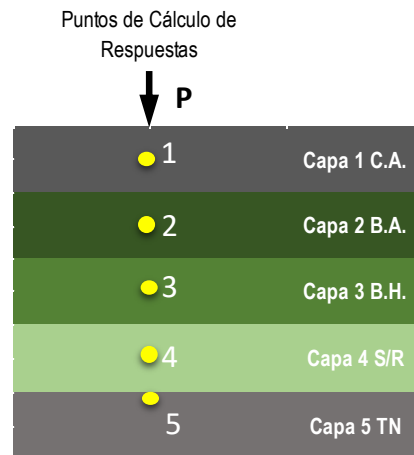


Figura 46 Hoja de datos de entrada para calculadora de módulos resilientes

## 6.2 Análisis estadístico de los resultados

Una vez obtenidos todos los valores de módulos resilientes por medio de correlaciones y modelos constitutivos, a los resultados se le aplicaron dos tratamientos estadísticos de comparación con respecto a los módulos obtenidos en la deflectometría.

Para la evaluación estadística se hizo uso de la herramienta GraphPad Prism 9.2.0 que nos permite entre otras cosas, la identificación y eliminación de falsos verdaderos (Outliers) por el método de Grubbs, verificación de normalidad Gaussiana por los métodos de Anderson – Darling, D’Angostono – Pearson, Shapiro – Wilk o Kolgomoronov – Smirnov y métodos comparativos como las pruebas paramétricas o no paramétricas como son la T de Student, ANOVA, entre otros.

### 6.2.1 Índices de predicción

Tanto las correlaciones como los modelos constitutivos buscan predecir un valor partiendo de condiciones específicas para su uso. Debido a ello el uso de dichas herramientas puede limitarse a que tanto puede llegar a predecir el valor buscado para la condición y cantidad de datos tengamos, y el resultado final solo puede ser evaluado siempre y cuando se cuente con los valores finales para poder realizar una correcta comparación de valor real con respecto al esperado. Para este caso en particular, al contarse con los valores de módulos de la deflectometría, es sencillo evaluar el grado de acierto que presenta cada método de la siguiente forma:

$$i_{predn} = \frac{MR_{esp n}}{MR_{def}} \times 100$$

$i_{predn}$  Índice de acierto por el método n

$MR_{esp n}$  Módulo resiliente esperado por el método n

$MR_{def}$  Módulo resiliente por deflectometría

Un buen índice de predicción se puede considerar cuando los valores de la media son cercanos al 100%, además de presentar una desviación estándar baja y al tratarse de un método predictivo, presentar normalidad en los datos, los resultados obtenidos en las

pruebas realizadas a las 73 muestras, una vez calculados los índices de predicción, son los siguientes:

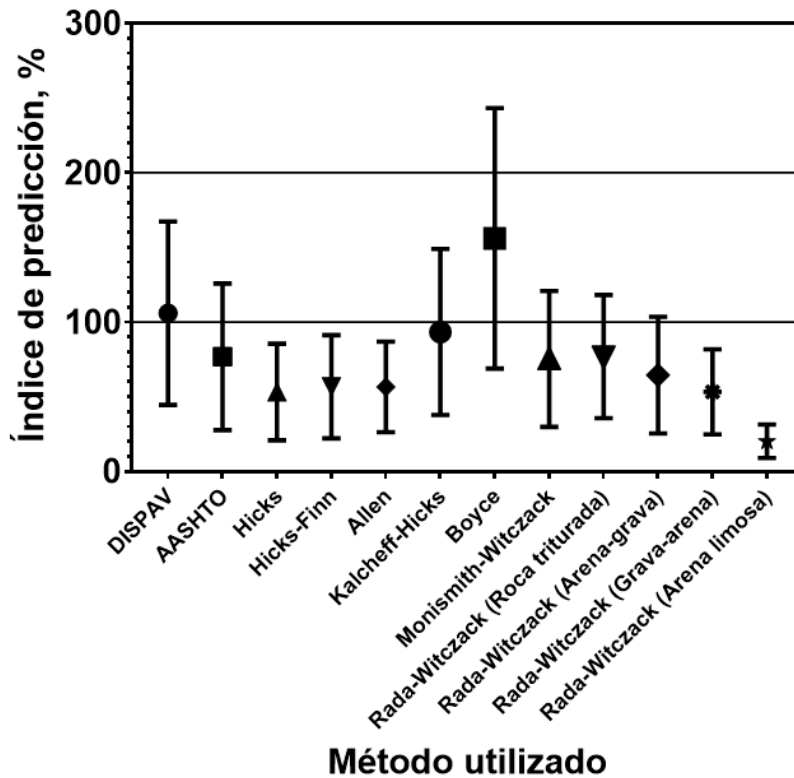


Figura 47 Resultado de análisis estadístico por índices de predicción

Para el análisis de la información, primero se realizó la eliminación de los falsos positivos o outliers mediante el método de Grubbs con un  $Q = 1\%$ . Con dicho procedimiento los métodos de Allen y Rada – Witczack para roca triturada, grava – arena y arena limosa sufrieron la eliminación de cuatro falsos verdaderos, el método AASHTO sufrió de la eliminación de dos y el del DISPAV de un falso positivo. Una vez hecho esto se verificó la normalidad de los datos con el método de Kolgomoronov – Smirnov debido a que se cuentan con más de 50 datos. Entre los resultados se destaca que ninguno de los grupos de índice de predicción presentó normalidad a excepción del DISPAV, esto debido a posibles errores en la medición de los espesores de las capas de pavimento, en la ejecución de la deflectometría o el desconocimiento de las constantes NO lineales del material analizado. También se observó que si la eliminación de los falsos verdaderos

(outliers) se realizaba por selección de los valores más altos y bajos en lugar de hacer uso del método de Grubbs, solo el método de Allen carecía de normalidad, sin embargo, este método se desechó al no tener una base estadística que sustente la eliminación de outliers.

Se observa a su vez que el método del DISPAV y el de Kalcheff – Hicks, presentan una media cercana al 100% con una desviación estándar pequeña, por lo que se podrían considerar como los métodos más adecuados para su uso mediante esta revisión, sin embargo, como se mencionó en el capítulo 2, el módulo resiliente para suelos granulares reacciona de acuerdo a la magnitud del esfuerzo desviador, por lo que el módulo debe aumentar conforme aumente el esfuerzo desviador. Para el método del DISPAV, el módulo no aumentaría si el esfuerzo es mayor (como la producida por un vehículo pesado), por lo que puede darse el caso que los valores de módulo obtenidos con correlaciones de CBR por el método del DISPAV sean subestimados, dando como conclusión de este análisis que, para este tipo de materiales analizados, los valores de los módulos obtenidos por Kalcheff – Hicks son los más representativos a las condiciones reales observadas en la deflectometría.

### 6.2.2. Análisis comparativo por la prueba de Friedman

Al existir un número considerable de pruebas comparativas, se buscó definir la prueba correcta dependiendo de la naturaleza de nuestros datos, se partió entonces de los módulos resilientes obtenidos por deflectometría, correlaciones con CBR y modelos constitutivos. Se definió como valores de control los obtenidos por la deflectometría, por lo que todos los métodos serían comparados con la misma.

A diferencia del análisis por índices, en este análisis no interesa la normalidad de los datos debido a que se trata con módulos resilientes obtenidos de diferentes muestras, por lo que puede darnos valores aleatorios y sin normalidad u homogeneidad de varianzas, sin embargo, es necesario calcular la normalidad debido a que ayuda a definir el tipo de test comparativo a utilizar.

Para este caso, al presentar datos pareados (que los datos obtenidos por correlaciones y modelos constitutivos pertenecen solo a la muestra analizada y no a todo el conjunto),

no fue posible la eliminación de falsos verdaderos, por lo que se trabajó con las 73 muestras obtenidas y se analizó la normalidad de los datos con el método de Kolgomoronov – Smirnov al presentar más de 50 valores. Los resultados de normalidad arrojan que esta no se presenta en los datos, por lo que se realizó un test NO paramétrico para datos pareados conocido como test de Friedman.

Para el test se definió un valor de Alpha = 0.05, por lo que, si en los resultados se reporta un Pvalue menor a eso, significa que, entre las pruebas, no se tiene relación con el grupo control y presentan una diferencia profunda si se analizan como un grupo de datos. Aunado a ello para verificar cada método con el grupo control de deflectometría se realizó un análisis pos-hoc de Dunn, siguiendo el mismo criterio, Pvalue menores a 0.05 significan una diferencia entre la prueba y el grupo control. Los resultados de esta prueba suelen presentarse con la mediana de los datos y rangos de error calculados por el método, sin embargo, es común observar los resultados por medias y desviaciones estándar de los rangos de error.

Un resultado deseable es el que, analizado por la representación de sus medianas, presente una mediana en los rangos de error cercana a cero (que es el valor del grupo control) y dispersiones bajas en dichos rangos. Si los resultados se reportan por medias y desviaciones estándar de los rangos de error, las medias deben de acercarse a cero y las desviaciones estándar deben de encontrarse dentro del valor de cero, los resultados obtenidos del análisis estadístico fueron los siguientes:

#### Método de Friedman

- Alpha 0.05
- Pvalue < 0.0001
- ¿Los datos presentan diferencia? (P < 0.05) Sí
- Número de grupos 13
- Número de datos por grupo 73

#### Método de Dunn

- Alpha 0.05

CAPÍTULO 6. COMPARATIVA ENTRE CBR Y MR

- Número de familias 12
- Número de familias de control 1
- Número de comparaciones por familia 12

Tabla 14 Resultados por el método de Dunn

<b>Método multicomparativo de Dunn</b>	<b>Suma de diferencias de rango</b>	<b>Diferencia</b>	<b>Pvalue Ajustado</b>
Deflectometría vs. DISPAV	-74	No	>0.9999
Deflectometría vs. AASHTO	132	No	0.0604
Deflectometría vs. Hicks	558	Sí	<0.0001
Deflectometría vs. Hicks-Finn	478	Sí	<0.0001
Deflectometría vs. Allen	322	Sí	<0.0001
Deflectometría vs. Kalcheff-Hicks	-52	No	>0.9999
Deflectometría vs. Boyce	-197	Sí	0.0003
Deflectometría vs. Monismith-Witczack	147	Sí	0.0214
Deflectometría vs. Rada-Witczack (Roca triturada)	49	No	>0.9999
Deflectometría vs. Rada-Witczack (Arena-grava)	269	Sí	<0.0001
Deflectometría vs. Rada-Witczack (Grava-arena)	426	Sí	<0.0001
Deflectometría vs. Rada-Witczack (Arena limosa)	646	Sí	<0.0001

De los resultados observados por el método de Friedman, se observa que los grupos analizados como una muestra completa, presentan diferencias importantes entre sus datos y que no existe relación entre ellos y el grupo de control de deflectometría. Sin embargo por el análisis pos-hoc de Dunn reportado en Tabla 14, se puede observar que los métodos que se ajustan a un Pvalue mayor a 0.05, son el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM (DISPAV), lo recomendado por el método AASHTO 93, y los modelos constitutivos de Kalcheff – Hicks y de Rada – Witczack para roca triturada. Estos dos últimos presentan un menor rango de diferencias con respecto al grupo control que son 49 y -52 respectivamente, sin embargo, para el análisis de las medianas (Figura

48), se observa que las medianas más cercanas a cero (valor de grupo control) son las obtenidas por el método del DISPAV y Kalcheff – Hicks.

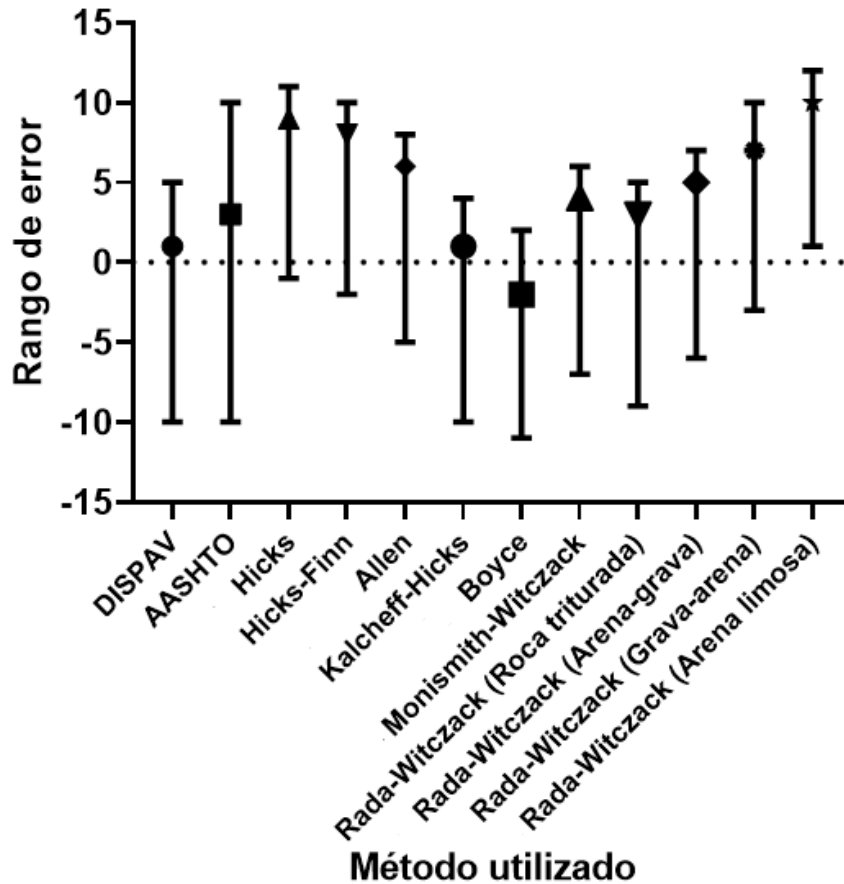


Figura 48 Análisis de Dunn por medianas y rangos de error

De la Figura 48 se observa que todos los métodos analizados presentan medianas muy alejadas de cero, los valores positivos en los rangos de error describen valores del grupo control mayores a los previstos por correlaciones o modelos constitutivos, observando que regularmente los métodos descritos, subestiman los módulos en los que trabajan las capas no estabilizadas de un camino y caso contrario si los rangos de error son negativos como lo obtenido por el método de Boyce que sobreestima el valor del módulo.

Para el análisis por medias y desviación estándar de los rangos de error (Figura 49), se observa que las desviaciones estándar de los métodos de Hicks, Hicks – Finn, Allen y

Rada Witczack para grava-arena y arena limosa no se encuentran dentro del valor cero, esto significa que tienen muy poca capacidad de predicción del módulo resiliente para los métodos analizados. A su vez se observa que los métodos de DISPAV, AASHTO, Monismith – Witczack, Rada – Witczack para roca triturada y Kalcheff – Hicks presentan una media cercana a cero con valores de desviaciones estándar bajos, siendo Kalcheff – Hicks la que mejor comportamiento predictivo presenta para las muestras analizadas.

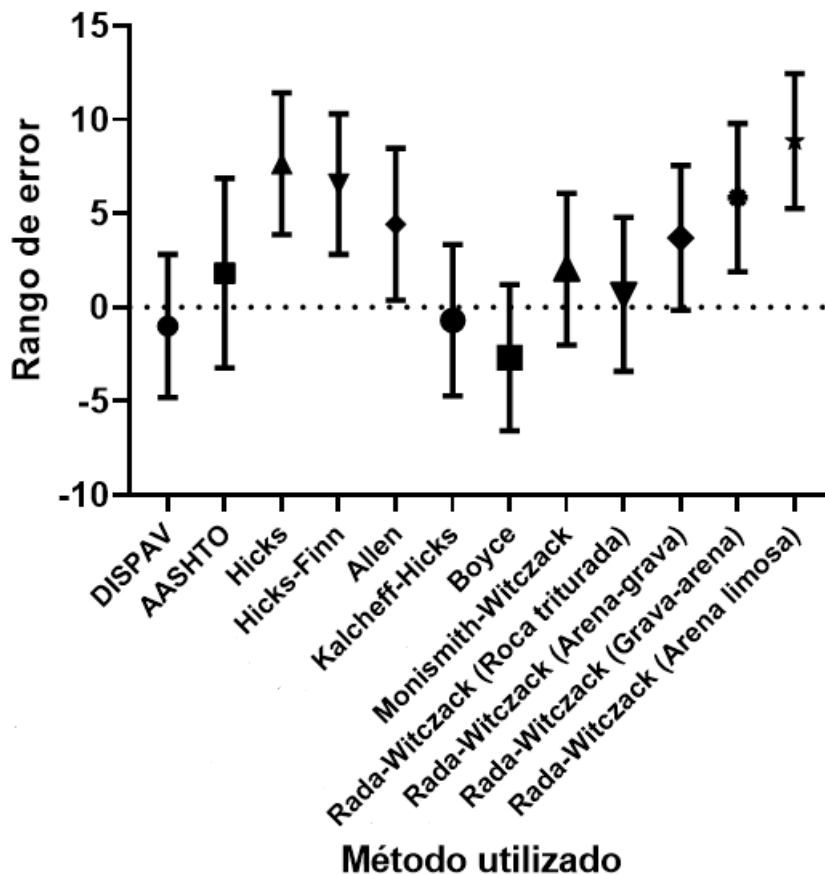


Figura 49 Análisis de Dunn por medias y desviación estándar de los rangos de error

### 6.3 Conclusión del análisis estadístico

Como se pudo observar en los análisis por índices de predicción y comparativo de Friedman – Dunn, para el total de 73 muestras analizadas, el modelo constitutivo de Kalcheff – Hicks presenta un mejor grado de predicción ante los demás métodos,

seguido por el de correlación sugerido en el método del DISPAV. El material analizado, por lo tanto, presenta unas constantes NO lineales parecidas al modelo de Kalcheff – Hicks, observándose una muy buena relación esfuerzo - deformación, sin embargo, es importante señalar que estos resultados no pueden aplicarse de forma discriminada en cualquier proyecto, por lo que se tendrán que obtener las constantes NO lineales del material, en caso de no contar con dichas constantes, se tendrá que optar por el uso de correlaciones como la del DISPAV, siempre y cuando el material cumpla con las características físicas que la correlación describe para poderse utilizar.

## 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

La mayoría de los métodos para la obtención de  $M_r$ , calculan módulos subestimados, por lo que si se evalúan por parte de la seguridad, pueden calificarse como aceptables, sin embargo, para los criterios de economía, cuando las inversiones realizadas a los caminos sean de importancia, se justificará un análisis NO lineal para optimizar los diseños de pavimentos, derivado de ello se realiza una propuesta de diseño de pavimentos por niveles de importancia, definidos por el tipo de camino a intervenir.

Los niveles de importancia se clasificarían de acuerdo al número de ejes equivalentes esperados que recorran el camino durante su tiempo de vida. El número de ejes equivalentes puede ser obtenido por el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM mediante coeficientes de daño a la profundidad del centro de la subrasante o por el método AASHTO definidos en la AASHTO Guide for Pavement Design of Pavement Structures (1993). Dichos métodos son el medio de cálculo para estimar las solicitaciones del tráfico total compuesto, a través de la transformación en ejes equivalentes de carga de 8.2 toneladas (18 kips).

En México, cada tipo de vehículo tiene una configuración de ejes y cargas autorizadas, según la norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017, por lo que la conversión de ejes deberá de considerar estos valores máximos de cargas para la obtención de los ejes equivalentes. En caso de que se cuenten con datos de aforos neumáticos con pesajes dinámicos donde se observen valores superiores a los aceptados en la norma, se podrá hacer uso de los resultados tanto para el número de ejes equivalentes, así como en el proceso de cálculo para los módulos resilientes mediante modelos constitutivos.

Tomando de referencia los niveles de diseño sugeridos en el Protocolo AMAAC (PA-MA 01/2013), se proponen cuatro niveles de diseño para un camino nuevo, los cuales pueden ser aplicados siempre y cuando se cuenten con datos de constantes NO lineales para los bancos de materiales. Para poder hacer uso de este método se deberán de realizar pruebas a las muestras de bancos a utilizar, se recomienda que por lo menos se tengan datos para los bancos reportados en el inventario de bancos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, el procedimiento sugerido sería de la siguiente forma:

CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

Tabla 15 Niveles de diseño camino nuevo en función del número de ejes equivalentes de 8.2 t y tipo de carretera

Designación del nivel de tránsito	Número de ejes equivalentes	Tipo de carreteras usuales	Procedimiento recomendado para diseño
Nivel I Tránsito bajo	$\Sigma L < 1,000,000$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Carreteras federales tipo D</li> <li>• Carreteras alimentadoras</li> <li>• Carreteras estatales y municipales</li> <li>• Calles urbanas</li> </ul>	Módulo resiliente obtenido con correlaciones con CBR.
Nivel II Tránsito medio	$1,000,000 \leq \Sigma L < 3,000,000$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Carreteras estatales y federales</li> <li>• Carreteras federales tipo B y C</li> <li>• Vialidades urbanas</li> </ul>	Módulo resiliente obtenido con correlaciones con CBR, calibradas con modelos constitutivos con constantes NO lineales promedio indicadas en este documento.
Nivel III Tránsito alto	$3,000,000 \leq \Sigma L < 30,000,000$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Carreteras federales tipo A</li> <li>• Autopista de cuota</li> </ul>	Módulo resiliente obtenido por modelos constitutivos con constantes NO lineales de los bancos de materiales y por modelos constitutivos con constantes NO lineales promedio indicadas en este documento y calibradas con correlaciones con CBR para el terreno natural.
Nivel IV Tránsito muy alto	$\Sigma L > 30,000,000$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Carreteras federales troncales</li> <li>• Autopistas de cuota importantes</li> <li>• Vialidades suburbanas en ciudades muy grandes</li> </ul>	Módulo resiliente y constantes NO lineales obtenidas a partir de pruebas triaxiales cíclicas.

## CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

En el caso de que se desee evaluar una estructura existente por motivos de reconstrucción, modernización o conservación, el procedimiento deberá de evaluar el comportamiento mecánico de las capas no estabilizadas, ya sea con correlaciones con el CBR o con el análisis de las constantes NO lineales, haciendo uso de pruebas de campo como se describe a continuación:

Tabla 16 Niveles para evaluación de camino existente en función del número de ejes equivalentes de 8.2 t y tipo de carretera

Designación del nivel de tránsito	Número de ejes equivalentes	Tipo de carreteras usuales	Procedimiento recomendado para evaluación
Nivel I Tránsito medio - bajo	$\Sigma L \leq 3,000,000$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Carreteras federales tipo B, C y D</li> <li>• Carreteras alimentadoras</li> <li>• Carreteras estatales y municipales</li> <li>• Calles y vialidades urbanas</li> </ul>	Módulo resiliente obtenido con correlaciones con CBR de calas realizadas a las capas no estabilizadas.
Nivel II Tránsito alto	$\Sigma L > 3,000,000$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Carreteras federales tipo A</li> <li>• Carreteras federales troncales</li> <li>• Autopista de cuota</li> <li>• Vialidades urbanas en ciudades muy grandes</li> </ul>	Módulo resiliente obtenido por modelos constitutivos con constantes NO lineales promedio indicadas en este documento y calibradas con pruebas de deflectometría para las capas no estabilizadas.

Tanto para cuando se trate de un diseño nuevo o de la evaluación de una estructura existente, una vez obtenidos los módulos resilientes de las capas no estabilizadas y definido el tránsito de diseño o análisis, se podrá hacer uso de los métodos descritos en el capítulo 4 para saber los espesores de las capas de pavimentos (diseño de camino nuevo), o el tiempo de vida remanente (evaluación de camino existente).

### 7.1 Metodología de análisis para camino existente

Para ejemplificar la metodología de análisis, en este apartado se definen 4 estructuras de pavimentos flexibles convencionales, con diferentes números de capas, espesores y materiales para evaluar la vida remanente de dichas estructuras para un tránsito y características de las capas estabilizadas definidas.

Para los casos donde se calcule bajo normativa, en el análisis NO lineal se tomará en cuenta un eje sencillo dual de 4325 kgf de peso por punto de aplicación de carga, con un radio equivalente de las llantas de 15 cm, generando una presión de contacto de 0.6 MPa que, para caso práctico, se considerará igual a la presión de inflado. Este escenario trata de modelar el efecto que generaría uno de los puntos de aplicación de carga de un eje equivalente.

Cuando se considere una alta sobrecarga, se calculará mediante un eje sencillo dual con el doble de peso con respecto al eje equivalente, con un total de 8650 kgf en el punto de aplicación con un radio equivalente de 15 cm, generando una presión de contacto de 1.2 MPa.

Para el tránsito se utilizará uno que nos permita analizar los pavimentos en nivel II de la Tabla 16, por lo que el camino a analizar para este caso será un tipo A4, con un TDPA en carril de diseño de 2500 vehículos, con una tasa media de crecimiento anual de 3.5% y una configuración vehicular con la siguiente distribución: A = 70.5%, B2 = 3.0%, B3 = 2.3%, C2 = 3.3%, C3 = 6.6%, T3-S2 = 10.4%, T3-S3 = 0.7% y T3-S2-R4 = 3.2 %; generando así un tránsito futuro a 15 años de 40.4 millones de ejes equivalentes, analizados a una profundidad de 90 cm (Anexo A).

Se tomará en consideración que las muestras analizadas en el capítulo anterior, forman parte de las capas no estabilizadas utilizadas en este ejemplo, presentando, por lo tanto, un comportamiento de acuerdo al modelo de Kalcheff – Hicks, con unas constantes NO lineales iguales a  $k_1$  (MPa) = 44.82 y  $k_2$  = 0.55. Los valores de  $\theta$ , deberán de ser reportados en psi para el modelo funcione correctamente.

## CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

---

Los módulos de las capas estabilizadas se considerarán de 3500 MPa para carpeta asfáltica, 1500 MPa para la base estabilizada con asfalto y 2500 MPa para la base estabilizada con cemento, dichos módulos permanecerán constantes durante todo el proceso iterativo de cálculo, así como el módulo de la capa de desplante de las terracerías, que para este caso se considerará igual a 50 MPa.

Para el cálculo de la vida remanente, para la obtención de los módulos resilientes de las capas no estabilizadas se realizarán mediante análisis NO lineal, una vez obtenidos los módulos se procederá a realizar el análisis de vida remanente por una de las metodologías descritas en el capítulo 4, debido a que se pretende mostrar el efecto de las cargas legales y la sobrecarga de los vehículos, la metodología más idónea para este caso será la desarrollada en el IMT-PAVE (Anexo B).

Además se realizará una comparativa de la vida remanente de las estructuras analizadas por método NO lineal con respecto a la vida remanente de las estructuras con módulos resilientes calculados con correlaciones de CBR, para el caso se utilizará la ecuación 13 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, considerando un CBR para la base hidráulica de 100%, para la subbase un CBR de 60% y para la subrasante un CBR de 20%, obteniendo de esa manera un  $MR = 320.23$  MPa,  $MR = 223.95$  MPa y un  $MR = 103.80$  MPa respectivamente.

### 7.1.1 Estructura 4 capas CA + BH + SR + TN

Para la primer estructura planteada, se contempla un pavimento de dos capas (carpeta asfáltica + base granular) y dos capas de terracerías (subrasante + terreno de desplante), la carpeta asfáltica presenta un espesor de 15 cm y un módulo dinámico  $E^* = 3500$  MPa, subyaciendo se encuentra una capa granular de base hidráulica con un espesor de 30 cm, un CBR = 100% y un módulo resiliente por análisis NO lineal de  $MR = 190.11$  MPa y  $MR = 293.88$  MPa para condición de carga legal y condición de sobrecarga respectivamente, así como un  $MR = 320.23$  MPa por correlación con CBR.

La capa subrasante se compone de material granular con un espesor de 30 cm, un CBR de 20% y un módulo resiliente por análisis NO lineal de  $MR = 140.93$  MPa y  $MR = 183.44$  MPa para condición de carga legal y condición de sobrecarga respectivamente, así como

CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

un MR = 103.80 MPa por correlación con CBR. La capa de desplante presenta un espesor indefinido con un MR = 50 MPa.

Capa	Espesor (cm)	Análisis NO lineal (Kalcheff - Hicks)				
		Profundidad de análisis (cm)	Carga legal		Alta sobrecarga	
			Módulo* (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)	Módulo* (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)
<b>Carpeta asfáltica</b>	15	---	3500.00	9.2	3500.00	2.9
<b>Base granular</b> ●	30	30	190.11		293.88	
<b>Subrasante</b> ●	30	60	140.93		183.44	
<b>Cuerpo del terraplén</b>	Indefinido	---	50.00		50.00	

\*Los módulos calculados por análisis NO lineal corresponden a las capas no estabilizadas

Figura 50 Vida remanente por análisis NO lineal de estructura CA + BH + SR + TN

Capa	Espesor (cm)	Correlación CBR (Instituto de Ingeniería de la UNAM)			Diferencia Análisis NO lineal vs correlación CBR			
		CBR (%)	Módulo** (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)		Vida remanente por deformación (años)		
				Legal	Alta sobrecarga	Legal	Alta sobrecarga	
<b>Carpeta asfáltica</b>	15	---	3500.00	10.7	2.1	16.30%	-27.59%	
<b>Base granular</b> ●	30	100	320.23					
<b>Subrasante</b> ●	30	20	103.80					
<b>Cuerpo del terraplén</b>	Indefinido	---	50.00					

\*\*Los módulos calculados por correlación de CBR hacen uso de la expresión  $M_r (kg/cm^2) = 130 (CBR)^{0.7}$ , solo aplica en capas no estabilizadas.

Figura 51 Vida remanente por correlaciones con CBR de estructura CA + BH + SR + TN

El cálculo de vida remanente mediante análisis NO lineal para carga legal, nos resulta una vida remanente por deformación de 9.2 años. Para la condición de alta sobrecarga, si bien, el módulo resiliente aumenta debido a la respuesta mecánica del material a una carga mayor, las sollicitaciones inducidas a la estructura debidas al tránsito también aumentan a tal grado que la vida remanente por deformación baja a 2.9 años.

La vida remanente calculada con módulos obtenidos por correlaciones de CBR para carga legal y sobrecarga es de 10.7 y 2.1 años respectivamente. El módulo resiliente calculado por correlación al ser un valor constante, la diferencia en vida remanente de un estado de carga legal a uno altamente sobrecargado es más acentuado que cuando se analiza mediante métodos NO lineales.

A su vez se observa que comparando los resultados de la vida remanente para condición de carga legal calculados por análisis NO lineal contra correlación de CBR, se observa que el método de correlaciones sobreestima la resistencia de la estructura, dando 1.5 años de vida remanente extra a la estructura analizada. La vida remanente para alta sobrecarga es similar por ambos métodos (Resultados IMT-PAVE Anexo C).

### 7.1.2 Estructura 5 capas CA + BH + SB + SR + TN

Para la segunda estructura planteada, se contempla un pavimento de tres capas (carpeta asfáltica + base granular + subbase) y dos capas de terracerías (subrasante + terreno de desplante), la carpeta asfáltica presenta un espesor de 14 cm y un módulo dinámico  $E^* = 3500$  MPa, subyaciendo se encuentra una capa granular de base hidráulica con un espesor de 25 cm, un CBR = 100% y un módulo resiliente por análisis NO lineal de  $MR = 211.20$  MPa y  $MR = 332.34$  MPa para condición de carga legal y condición de sobrecarga respectivamente, así como un  $MR = 320.23$  MPa por correlación con CBR.

La capa de subbase se compone de material granular con un espesor de 30 cm, un CBR de 60% y un módulo resiliente por análisis NO lineal de  $MR = 143.76$  MPa y  $MR = 194.52$  MPa para condición de carga legal y condición de sobrecarga respectivamente, así como un  $MR = 223.96$  MPa por correlación con CBR.

CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

La capa subrasante se compone de material granular con un espesor de 30 cm, un CBR de 20% y un módulo resiliente por análisis NO lineal de MR = 100.62 MPa y MR = 105.87 MPa para condición de carga legal y condición de sobrecarga respectivamente, así como un MR = 103.80 MPa por correlación con CBR. La capa de desplante presenta un espesor indefinido con un MR = 50 MPa.

El cálculo de vida remanente mediante análisis NO lineal para carga legal, nos resulta una vida remanente por deformación de 12.1 años. Para la condición de alta sobrecarga, si bien, el módulo resiliente aumenta debido a la respuesta mecánica del material a una carga mayor, las solicitaciones inducidas a la estructura debidas al tránsito también aumentan a tal grado que la vida remanente por deformación baja a 3.4 años.

La vida remanente calculada con módulos obtenidos por correlaciones de CBR para carga legal y sobrecarga es de mayor a 15 y 3.6 años respectivamente. El módulo resiliente calculado por correlación al ser un valor constante, la diferencia en vida remanente de un estado de carga legal a uno altamente sobrecargado es más acentuado que cuando se analiza mediante métodos NO lineales.

Capa	Espesor (cm)	Análisis NO lineal (Kalcheff - Hicks)				
		Profundidad de análisis (cm)	Carga legal		Alta sobrecarga	
			Módulo* (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)	Módulo* (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)
<b>Carpeta asfáltica</b>	14	---	3500.00	12.1	3500.00	3.4
<b>Base granular</b> ●	25	26.5	211.20		332.34	
<b>Subbase</b> ●	30	54	143.76		194.52	
<b>Subrasante</b> ●	30	84	100.62		105.87	
<b>Cuerpo del terraplén</b>	Indefinido	---	50.00		50.00	

\*Los módulos calculados por análisis NO lineal corresponden a las capas no estabilizadas

Figura 52 Vida remanente por análisis NO lineal de estructura CA + BH + SB + SR + TN

## CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

A su vez se observa que comparando los resultados de la vida remanente para condición de carga legal calculados por análisis NO lineal contra correlación de CBR, se observa que el método de correlaciones sobreestima la resistencia de la estructura, dando en promedio 3 años de vida remanente extra a la estructura analizada. La vida remanente para alta sobrecarga es similar por ambos métodos (Resultados IMT-PAVE Anexo D).

Capa	Espesor (cm)	Correlación CBR (Instituto de Ingeniería de la UNAM)		Diferencia Análisis NO lineal vs correlación CBR			
		CBR (%)	Módulo** (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)		Vida remanente por deformación (años)	
				Legal	Alta sobrecarga	Legal	Alta sobrecarga
<b>Carpeta asfáltica</b>	14	---	3500.00	>15	3.6	23.97%	5.88%
<b>Base granular</b> ●	25	100	320.23				
<b>Subbase</b> ●	30	60	223.96				
<b>Subrasante</b> ●	30	20	103.80				
<b>Cuerpo del terraplén</b>	Indefinido	---	50.00				

\*\*Los módulos calculados por correlación de CBR hacen uso de la expresión  $M_r \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 130 \text{ (CBR)}^{0.7}$ , solo aplica en capas no estabilizadas.

Figura 53 Vida remanente por correlaciones con CBR de estructura CA + BH + SB + SR + TN

### 7.1.3 Estructura 5 capas CA + BA + BH + SR + TN

Para la tercer estructura planteada, se contempla un pavimento de tres capas (carpeta asfáltica + base estabilizada con asfalto + base granular) y dos capas de terracerías (subrasante + terreno de desplante), la carpeta asfáltica presenta un espesor de 10 cm y un módulo dinámico  $E^* = 3500 \text{ MPa}$ , la base estabilizada con asfalto presenta un espesor de 20 cm y un módulo dinámico  $E^* = 1500 \text{ MPa}$ , subyaciendo se encuentra una capa granular de base hidráulica con un espesor de 25 cm, un CBR = 100% y un módulo resiliente por análisis NO lineal de  $MR = 139.56 \text{ MPa}$  y  $MR = 204.01 \text{ MPa}$  para condición de carga legal y condición de sobrecarga respectivamente, así como un  $MR = 320.23 \text{ MPa}$  por correlación con CBR.

## CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

Capa	Espesor (cm)	Análisis NO lineal (Kalcheff - Hicks)				
		Profundidad de análisis (cm)	Carga legal		Alta sobrecarga	
			Módulo* (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)	Módulo* (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)
<b>Carpeta asfáltica</b>	10	---	3500.00	12.6	3500.00	3.4
<b>Base estabilizada con asfalto</b>	20	---	1500.00		1500.00	
<b>Base granular</b> ●	25	42.5	139.56		204.01	
<b>Subrasante</b> ●	30	70	131.39		163.61	
<b>Cuerpo del terraplén</b>	Indefinido	---	50.00		50.00	

\*Los módulos calculados por análisis NO lineal corresponden a las capas no estabilizadas

Figura 54 Vida remanente por análisis NO lineal de estructura CA +BA + BH + SR + TN

Capa	Espesor (cm)	Correlación CBR (Instituto de Ingeniería de la UNAM)			Diferencia Análisis NO lineal vs correlación CBR			
		CBR (%)	Módulo** (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)		Vida remanente por deformación (años)		
				Legal	Alta sobrecarga	Legal	Alta sobrecarga	
<b>Carpeta asfáltica</b>	10	---	3500.00	>15	3.2	19.05%	-5.88%	
<b>Base estabilizada con asfalto</b>	20	---	1500.00					
<b>Base granular</b> ●	25	100	320.23					
<b>Subrasante</b> ●	30	20	103.80					
<b>Cuerpo del terraplén</b>	Indefinido	---	50.00					

\*\*Los módulos calculados por correlación de CBR hacen uso de la expresión  $M_r (\text{kg/cm}^2) = 130 (\text{CBR})^{0.7}$ , solo aplica en capas no estabilizadas.

Figura 55 Vida remanente por correlaciones con CBR de estructura CA + BA + BH + SR + TN

La capa subrasante se compone de material granular con un espesor de 30 cm, un CBR de 20% y un módulo resiliente por análisis NO lineal de MR = 131.39 MPa y MR = 163.61 MPa para condición de carga legal y condición de sobrecarga respectivamente, así como

un  $MR = 103.80$  MPa por correlación con CBR. La capa de desplante presenta un espesor indefinido con un  $MR = 50$  MPa.

El cálculo de vida remanente mediante análisis NO lineal para carga legal, nos resulta una vida remanente por deformación de 12.6 años. Para la condición de alta sobrecarga, si bien, el módulo resiliente aumenta debido a la respuesta mecánica del material a una carga mayor, las sollicitaciones inducidas a la estructura debidas al tránsito también aumentan a tal grado que la vida remanente por deformación baja a 3.4 años.

La vida remanente calculada con módulos obtenidos por correlaciones de CBR para carga legal y sobrecarga es de mayor a 15 y 3.2 años respectivamente. El módulo resiliente calculado por correlación al ser un valor constante, la diferencia en vida remanente de un estado de carga legal a uno altamente sobrecargado es más acentuado que cuando se analiza mediante métodos NO lineales.

A su vez se observa que comparando los resultados de la vida remanente para condición de carga legal calculados por análisis NO lineal contra correlación de CBR, se observa que el método de correlaciones sobreestima la resistencia de la estructura, dando en promedio 2.4 años de vida remanente extra a la estructura analizada. La vida remanente para alta sobrecarga es similar por ambos métodos (Resultados IMT-PAVE Anexo E).

### 7.1.4 Estructura 5 capas CA + BEC + BH + SR + TN

Para la tercer estructura planteada, se contempla un pavimento de tres capas (carpeta asfáltica + base estabilizada con cemento + base granular) y dos capas de terracerías (subrasante + terreno de desplante), la carpeta asfáltica presenta un espesor de 8 cm y un módulo dinámico  $E^* = 3500$  MPa, la base estabilizada con asfalto presenta un espesor de 28 cm y un módulo elástico  $E^* = 2500$  MPa, subyaciendo se encuentra una capa granular de base hidráulica con un espesor de 20 cm, un  $CBR = 100\%$  y un módulo resiliente por análisis NO lineal de  $MR = 121.40$  MPa y  $MR = 167.16$  MPa para condición de carga legal y condición de sobrecarga respectivamente, así como un  $MR = 320.23$  MPa por correlación con CBR.

## CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

Capa	Espesor (cm)	Análisis NO lineal (Kalcheff - Hicks)				
		Profundidad de análisis (cm)	Carga legal		Alta sobrecarga	
			Módulo* (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)	Módulo* (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)
<b>Carpeta asfáltica</b>	8	---	3500.00	>15	3500.00	5.4
<b>Base estabilizada con cemento</b>	28	---	2500.00		2500.00	
<b>Base granular</b> ●	20	46	121.40		167.16	
<b>Subrasante</b> ●	30	71	122.68		148.99	
<b>Cuerpo del terraplén</b>	Indefinido	---	50.00		50.00	

\*Los módulos calculados por análisis NO lineal corresponden a las capas no estabilizadas

Figura 56 Vida remanente por análisis NO lineal de estructura CA +BEC + BH + SR + TN

Capa	Espesor (cm)	Correlación CBR (Instituto de Ingeniería de la UNAM)			Diferencia Análisis NO lineal vs correlación CBR		
		CBR (%)	Módulo** (Mpa)	Vida remanente por deformación (años)		Vida remanente por deformación (años)	
				Legal	Alta sobrecarga	Legal	Alta sobrecarga
<b>Carpeta asfáltica</b>	8	---	3500.00	>15	5.6	0.00%	3.70%
<b>Base estabilizada con cemento</b>	28	---	2500.00				
<b>Base granular</b> ●	20	100	320.23				
<b>Subrasante</b> ●	30	20	103.80				
<b>Cuerpo del terraplén</b>	Indefinido	---	50.00				

\*\*Los módulos calculados por correlación de CBR hacen uso de la expresión  $M_r (kg/cm^2) = 130 (CBR)^{0.7}$ , solo aplica en capas no estabilizadas.

Figura 57 Vida remanente por correlaciones con CBR de estructura CA + BEC + BH + SR + TN

La capa subrasante se compone de material granular con un espesor de 30 cm, un CBR de 20% y un módulo resiliente por análisis NO lineal de  $M_R = 122.68$  MPa y  $M_R = 148.99$

MPa para condición de carga legal y condición de sobrecarga respectivamente, así como un  $MR = 103.80$  MPa por correlación con CBR. La capa de desplante presenta un espesor indefinido con un  $MR = 50$  MPa.

El cálculo de vida remanente mediante análisis NO lineal para carga legal, nos resulta una vida remanente por deformación mayor a 15 años. Para la condición de alta sobrecarga, si bien, el módulo resiliente aumenta debido a la respuesta mecánica del material a una carga mayor, las solicitaciones inducidas a la estructura debidas al tránsito también aumentan a tal grado que la vida remanente por deformación baja a 5.4 años.

La vida remanente calculada con módulos obtenidos por correlaciones de CBR para carga legal y sobrecarga es de mayor a 15 y 5.6 años respectivamente. A su vez se observa que comparando los resultados de la vida remanente para condición de carga legal calculados por análisis NO lineal contra correlación de CBR, se observa que no existe diferencia entre métodos para este caso, considerando las dos condiciones de carga (Resultados IMT-PAVE Anexo F).

### 7.2 Metodología de diseño

La metodología de diseño propuesta es de carácter iterativo, la cual consiste en la definición de las acciones del tránsito y de las características de respuesta de los materiales no estabilizados, para la definición de tránsito se requerirán de aforos o encuestas origen – destino, para la respuesta de los materiales se establecerá mediante lo indicado en la Tabla 15, en el caso de que el tránsito sea el necesario para utilizar un nivel II, III o IV, se deberá de realizar un análisis NO lineal, para lo que deberemos de tener una sección estructural definida para el análisis, por lo que haremos uso de las recomendaciones planteadas en el Catálogo de Secciones Estructurales de Pavimentos para la República Mexicana (DGST, 2014) para la primera iteración.

Se plantea un ejemplo con un tránsito similar al ejercicio pasado el tránsito se utilizará uno que nos permita analizar los pavimentos en nivel IV de la Tabla 15, por lo que el camino a analizar para este caso será un tipo A4, con un TDPA en carril de diseño de 2000 vehículos, con una tasa media de crecimiento anual de 3.5% y una configuración vehicular con la siguiente distribución: A = 70.5%, B2 = 3.0%, B3 = 2.3%, C2 = 3.3%, C3

## CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

---

= 6.6%, T3-S2 = 10.4%, T3-S3 = 0.7% y T3-S2-R4 = 3.2 %; generando así un tránsito futuro a 15 años de 32.3 millones de ejes equivalentes, analizados a una profundidad de 90 cm (Anexo G).

Para los casos donde se calcule bajo normativa, en el análisis NO lineal se tomará en cuenta un eje sencillo dual de 4325 kgf de peso por punto de aplicación de carga, con un radio equivalente de las llantas de 15 cm, generando una presión de contacto de 0.6 MPa que, para caso práctico, se considerará igual a la presión de inflado. Este escenario trata de modelar el efecto que generaría uno de los puntos de aplicación de carga de un eje equivalente.

Cuando se considere una alta sobrecarga, se calculará mediante un eje sencillo dual con el doble de peso con respecto al eje equivalente, con un total de 8650 kgf en el punto de aplicación con un radio equivalente de 15 cm, generando una presión de contacto de 1.2 MPa.

Debido a que nos encontramos en un nivel IV de diseño, las constantes NO lineales se deberán de extraer de pruebas triaxiales, sin embargo, para este ejemplo se tomará en consideración que las muestras analizadas en el capítulo anterior, se realizaron pruebas triaxiales que forman parte de las capas no estabilizadas, presentando, por lo tanto, un comportamiento de acuerdo al modelo de Kalcheff – Hicks, con unas constantes NO lineales iguales a  $k_1$  (MPa) = 44.82 y  $k_2$  = 0.55. Los valores de  $\theta$ , deberán de ser reportados en psi para el modelo funcione correctamente.

De acuerdo a Catálogo de Secciones Estructurales de Pavimentos para la República Mexicana (DGST, 2014), tomando en consideración un tránsito de 32.3 millones de ejes equivalentes y una región R4, seleccionamos para la estructura para la primera iteración la compuesta por carpeta asfáltica, base estabilizada con asfalto y base hidráulica de 12, 14 y 20 cm de espesor respectivamente. Los módulos de las capas estabilizadas se considerarán de 3500 MPa para carpeta asfáltica y 1500 MPa para la base estabilizada con asfalto, dichos módulos permanecerán constantes durante todo el proceso iterativo de cálculo, así como el módulo de la capa de desplante de las terracerías, que para este caso se considerará igual a 50 MPa.

## CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE DISEÑO POR NIVELES

---

El primer proceso es evaluar el comportamiento de los materiales no estabilizados con respecto a las cargas y obtener de esa forma los módulos resilientes de dichas capas, el siguiente paso será evaluar dicha estructura, si quedamos por debajo del periodo de proyecto, se reconfigura la estructura, al reconfigurarse las dimensiones de las capas, la respuesta de los materiales no estabilizados cambia, así que se deberá de repetir todo el proceso hasta que la estructura ya no cambie. Todo el proceso iterativo se encuentra especificado en el Anexo H para la condición de carga legal y en el Anexo I para la condición de alta sobrecarga.

Además de ello, se realiza una comparativa con respecto a un diseño nivel I, que es el comúnmente utilizado en la práctica profesional, haciendo uso de correlaciones con CBR, los resultados de dicha comparativa pueden observarse en la Tabla 17, donde se observa que para este caso, el nivel I nos presenta unos espesores menores al nivel IV al no considerar la disminución de la respuesta mecánica de los materiales conforme aumenta la estructura de pavimento. Los resultados del diseño se encuentran en el Anexo J para la condición de carga legal y en el Anexo K para la condición de alta sobrecarga

Tabla 17 Comparativa diseño nivel IV vs diseño nivel I

Capa	Espesores (cm)			
	Diseño nivel IV: Análisis NO lineal (Kalcheff Hicks)		Diseño nivel I: Correlación CBR (Instituto de Ingeniería de la UNAM)	
	Carga legal	Alta sobrecarga	Carga legal	Alta sobrecarga
Carpeta asfáltica	12	14	12	13
Base estabilizada con asfalto	14	20	14	20
Base granular	30	35	25	35
Subrasante	30	40	30	40
Terreno natural	Indefinido	Indefinido	Indefinido	Indefinido

## CONCLUSIONES

Dado el casi universal uso que se le ha dado al CBR para el dimensionamiento de las estructuras de pavimento flexible como una prueba destinada a describir la relación esfuerzo – deformación de los materiales en los métodos de diseño, cabe preguntarse la representatividad que la prueba puede ofrecer debido al gran daño que presentan los caminos en la red de carreteras del país y su relación que puede tener ésta con las teorías que la mecánica de suelos ha desarrollado.

El CBR no es una característica intrínseca del suelo y por ende es muy sensible a los cambios que se realicen durante el proceso de la prueba, principalmente con los cambios en el contenido de agua del suelo o la forma y método de compactación. Dicho esto, una estructura de suelo compactado puede ofrecernos una gran variedad de valores de CBR, que pueden o no darnos relaciones casuales con un comportamiento esfuerzo – deformación del suelo. Por esta problemática a lo largo de los años el método de la prueba se ha estandarizado, buscando eliminar todas estas limitantes que el método poseía y que persisten en la actualidad.

Los méritos del CBR, por lo tanto, no radican en el valor teórico que aporta para representar las características físicas y el comportamiento mecánico de un suelo compactado, si no por la facilidad para realizar la prueba y poderse aplicar de forma rápida y económica a los métodos de diseño de pavimentos flexibles. La limitante principal de este procedimiento es que, si se busca implementar nuevas tecnologías a los pavimentos, su “calibración” con los métodos de diseño actuales suele ser lenta y poco fiable en los resultados, generando una metodología empírica carente de sustento técnico.

La prueba por lo tanto cobró bastante popularidad entre los ingenieros de carreteras que referían los resultados obtenidos a su experiencia personal, sin tomar en cuenta la gran variabilidad inherente de la prueba. Por dichas problemáticas se buscó migrar a un parámetro que lograra describir el comportamiento de los suelos compactados sujetos a una carga cíclica con una base mecánica sólida.

Debido a ello se comenzó a utilizar métodos de diseño de pavimentos flexibles con una mejor base racional, tratando de hacer uso de un concepto conocido como módulo resiliente que describía de mejor manera el comportamiento mecánico de un suelo compactado sujeto a carga repetida como lo es el tránsito, pero que, por la dificultad de realización de las pruebas de laboratorio, se buscaron alternativas para hallar este valor mediante correlaciones con el CBR.

Debido a la implementación de correlaciones con el CBR y de la dificultad para hallar instalaciones donde se puedan realizar las pruebas pertinentes para su obtención, el módulo resiliente pasó a un segundo plano en la práctica profesional, delegando la respuesta mecánica nuevamente al CBR, aún en los métodos actuales que trataban de evitarlo.

El módulo resiliente al igual que el CBR, no es una propiedad intrínseca del material, lo que lo hace muy propenso a variaciones dependiendo de las condiciones de saturación y compactación del suelo, así como de su estado de esfuerzos en el que se realiza la prueba o al que estarán sujetas las capas. Debido a ello podría pensarse que el módulo resiliente es un problema más que una solución, sin embargo, al ser sensible a los cambios en el estado de esfuerzos, es posible modelar matemáticamente su comportamiento esfuerzo – deformación, partiendo de modelos constitutivos dependiendo del tipo de material.

El módulo resiliente de los materiales finos y los granulares presentan un comportamiento NO lineal, por lo que es relativamente fácil de hallar el módulo, si se conoce el modelo constitutivo y sus constantes de proporcionalidad (constantes NO lineales). Los módulos obtenidos mediante análisis NO lineal pueden ser utilizados en los métodos de diseño de pavimentos actuales como una alternativa a los módulos calculados por correlaciones con el CBR, con la ventaja de que pueden modelarse las cargas a las que se encontrará trabajando el camino y su respuesta mecánica ante dichas sollicitaciones.

Las constantes NO lineales varían de un tipo de suelo a otro y estas se obtienen por las mismas pruebas de laboratorio utilizadas para la obtención del módulo resiliente,

comúnmente la prueba triaxial cíclica. Si bien es igual de complicada la obtención de dichas constantes en laboratorio, si se respeta el mismo proceso de compactación, éstas no varían para el mismo suelo, por lo que, si se obtienen dichas constantes para una muestra de un material determinado, podrían utilizarse para el análisis NO lineal de forma indefinida para dicho material. Si no se contase con la posibilidad de realizar las pruebas para la obtención de dichas constantes, existen documentos de referencia donde podrán consultarse los valores medios para cada tipo de material con un buen grado de acierto.

Para evaluar las correlaciones de CBR y modelos constitutivos, se realizó una etapa experimental donde se obtuvieron un total de 73 muestras de materiales granulares que correspondían a unas capas de un camino en operación. De dichas muestras se midió la respuesta mecánica de las capas del camino mediante deflectometría de impacto pesado (HWD) y esta se comparó con los resultados de módulo resiliente obtenidos a través de correlaciones y modelos constitutivos, al no contarse con los valores de las constantes NO lineales, se optó por el uso de las constantes promedio para cada método.

Al no contar con datos de las constantes NO lineales, se hizo un análisis de todos los métodos posibles, en total se analizaron dos métodos por correlación (las recomendadas por el método de ingeniería de la UNAM y AASHTO93) y de diez modelos constitutivos (Hicks, Hicks – Finn, Allen, Kalcheff – Hicks, Boyce, Monismith – Witczack y los modelos de Rada – Witczack para roca triturada, arena-grava, grava-arena y arena limosa). Los resultados de dichas comparaciones mostraron que, para los materiales analizados, el modelo constitutivo de Kalcheff – Hicks presenta un mejor grado de predicción ante los demás métodos, seguido por el de correlación sugerido en el método del DISPAV.

Esto sugiere que las constantes NO lineales del modelo de Kalcheff – Hicks son muy parecidas a las constantes NO lineales de los materiales analizados y, por ende, describen de forma satisfactoria la respuesta mecánica del material. Es importante señalar que estas constantes no pueden aplicarse de forma discriminada en cualquier proyecto, por lo que se tendrán que obtener las constantes NO lineales del material mediante pruebas de laboratorio.

En caso de no contar con dichas constantes, se tendrá que optar por el análisis NO lineal de todos los métodos y verificar cual nos presenta una mayor similitud con la correlación sugerida por el método DISPAV. El hecho de que la correlación de CBR haya presentado un buen grado de predicción se debe a que se trabajó con valores de esfuerzos bajos como los producidos por un deflectómetro, siendo esto un buen indicador para proponer como herramienta calibradora y de búsqueda de dichas constantes el método de correlación por CBR, pero trabajando con esfuerzos bajos. uUa vez halladas las constantes NO lineales y definido el modelo constitutivo a utilizar, se podrán analizar esfuerzos mayores para diferentes condiciones de carga.

Debido a los resultados obtenidos en la etapa experimental, se propuso un método de diseño de pavimentos flexibles por niveles, donde se sugiere el uso de técnicas de análisis NO lineal para la obtención de los parámetros de diseño (ya sea el módulo resiliente directamente o sus constantes NO lineales), definido por el grado de importancia del camino medido por el número de ejes equivalentes esperados en su tiempo de vida.

## RECOMENDACIONES

Se recomienda a futuros estudiantes que tengan interés en la materia y que deseen aportar al mejoramiento de dicha investigación lo siguiente:

- Verificar otros métodos de compactación más eficientes y que representen con fidelidad las condiciones de campo.
- Analizar los cambios del módulo resiliente de materiales fatigados.
- Analizar los cambios del módulo resiliente bajo curvas de saturación y desecación.
- Realizar una calculadora de módulos resilientes por proceso iterativo de diversos modelos constitutivos calculando el estado de esfuerzos por el método elástico multicapa de Burmister.
- Realizar un análisis comparativo de respuestas mecánicas de campo (deflectometría) con respecto a el Método Universal (1988) y el de la Guía Empírico-Mecanicista para el Diseño de Pavimentos (2002) MEPDG.
- Ampliar la investigación de comportamiento anisotrópico NO lineal planteado por Tao, Wang, Ling, Tian, & Cai (2021).
- Realizar comparaciones del módulo resiliente obtenido por pruebas triaxiales cíclicas.
- Idear una prueba de deflectometría que replique las condiciones de carga de un vehículo pesado y su forma de medir las deformaciones producidas para dicha carga.
- Mejorar la metodología de diseño de pavimento por niveles para la cuestión de un camino nuevo y uno a rehabilitar.
- Realizar la misma comparativa presentada en este trabajo de investigación, pero con suelos cohesivos.

---

**REFERENCIAS**

- AASHTO. (1993). *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.: AASHTO.
- AASHTO T180-20. (2020). *Standard Method of Test for Moisture–Density Relations of Soils Using a 4.54-kg (10-lb) Rammer and a 457-mm (18-in.) Drop*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.: AASHTO.
- AASHTO T274-82. (1982). *Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.: AASHTO.
- AASHTO T307-99. (2012). *Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.: AASHTO.
- AASHTO T99-19. (2019). *Standard Method of Test for Moisture–Density Relations of Soils Using a 2.5-kg (5.5-lb) Rammer and a 305-mm (12-in.) Drop*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.: AASHTO.
- ASTM D 1557 - 12e1. (2012). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (2,700 kN-m/m<sup>3</sup>))*. American Society for Testing and Materials. Pensilvania: ASTM.
- ASTM D 4253 - 16e1. (2016). *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table*. American Society for Testing and Materials. Pensilvania: ASTM.
- ASTM D 698 - 12e2. (2012). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>))*. American Society for Testing and Materials. Pensilvania: ASTM.
- ASTM D1883 – 16. (2016). *Standard Test Methods for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils*. American Society for Testing and Materials. Pensilvania: ASTM.
- ASTM D3999/D3999 M-11e1. (2011). *Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus*. American Society for Testing and Materials. Pensilvania: ASTM.
- ASTM D4429 – 09a. (2009). *Standard Test Methods for California Bearing Ratio (CBR) of Soils in Place*. American Society for Testing and Materials. Pensilvania: ASTM.
- Balay, J. e. (1997). *Technical Behaviour of Soils and Unbound Granular Materials, Modelling of Flexible Pavements – Recent Advances*. Seattle: Proceedings 8th International Conference on Asphalt Pavements. Vol. 1.
- Bishop, A., & Henkel, D. (1957). *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. Ltd., London: Edward Arnold.
- Brown, S. F. (1994). *Behaviour of Layered Systems Under Repetitive Loading*. New Delhi: XIII ICSMFE.
- Budhu, M. (2010). *Soil Mechanics and Foundations* (3a ed.). New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

- Camarena, L., & Tirado, C. (2021). *Using Artificial Intelligence to Estimate Nonlinear Resilient Modulus Parameters from Common Index Properties*. The University of Texas at El Paso, Center of Transportation Infrastructure Systems Department of Civil Engineering. Washington: TRB Transportation Annual Meeting 2021.
- CFE. (2017). *Manual de Diseño de Obras Civiles Cap. B.2.2 Pruebas de laboratorio para determinar las propiedades de los suelos y enrocamientos*. México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Coria Gutiérrez, C. A., Hernández Domínguez, R. I., & Garnica Anguas, P. (2018). *Documento Técnico No. 72 Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista*. Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Sanfandilla, Querétaro: IMT.
- Coria Gutiérrez, C., & Hernández, R. (2017). *Análisis No Lineal en Pavimentos Flexibles con modelos constitutivos mediante la teoría de espesores equivalentes de Odemark*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C. Ciudad de México: SMIG.
- Coria Gutiérrez, C., Chávez, C., Alarcón, J., & Arreygue, E. (2012). *Elaboración de un Programa de Diseño de Pavimentos Flexibles*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C. Ciudad de México: SMIG.
- Corro, S., & Prado, G. (1999). *Diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones. DISPAV-5 Versión 2.0*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México D.F.: Series Azules.
- Department of the Army Corps of Engineers U.S.A.C.E. (1984). *Engineering and Design Airfield Flexible Pavement Mobilization Construction*. Washington, D.C.: USACE.
- DGC-SCT. (2018). *Libro blanco Programa de Reconstrucción y Conservación de Carreteras del Programa Nacional de Conservación de Carreteras incluyendo los Proyectos de Asociación Público Privadas*. SCT.
- DGST. (2014). *Catálogo de Secciones Estructurales de Pavimentos para las Carreteras de la República Mexicana*. CDMX: Dirección General de Servicios Técnicos.
- Edil, T. B., & Benson, C. H. (2007). *Determination of shear strength values for granular backfill material used by the Wisconsin Department of Transportation*. Wisconsin: University of Wisconsin Madison.
- Garnica Anguas, P. (2020). Módulo de resiliencia en suelos y materiales granulares. *Clase Magistral de geomateriales con el Dr. Paul Garnica*.
- Garnica Anguas, P., & et al. (2004). *Publicación Técnica No. 256 Módulos de resiliencia de agregados provenientes de rocas altamente intemperizadas*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro: IMT.
- Garnica Anguas, P., & Hernández Domínguez, R. (2013). *Documento Técnico No. 53 Manual de Usuario IMT-PAVE 1.1*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro: IMT.
- Garnica Anguas, P., Gómez López, J., & Sesma Martínez, J. (2002). *Publicación Técnica No. 197 "Mecánica de materiales para pavimentos"*. Sanfandilla, Querétaro: IMT.
- Garnica Anguas, P., Pérez García, N., & Gómez López, J. A. (2001). *Publicación Técnica No. 142 Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares*. Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Sanfandilla, Querétaro: IMT.

- GEO5. (21 de mayo de 2021). Obtenido de Módulo de elasticidad de los suelos: <https://www.finesoftware.es/ayuda-en-linea/geo5/es/datos-basicos-24/>
- Hoque Chowdhury, R. (2013). *Tesis Shear Strength Properties of Compacted Expansive Soils*. University of Regina.
- Huang, Y. H. (2004). *Pavement Analysis and Design*. New Jersey: Pearson Prentice Hall.
- INEGI-SCT-IMT. (2014). *Red Nacional de Caminos, Documento Técnico Descriptivo*.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa.
- Kumar, P., & et al. (2006). *Comparative Study of Different Subbase Materials*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 18, No. 4.
- Lambe, T., & Whitman, R. (1991). *Soil Mechanics*. New York: Jhon Wiley & Sons Inc.
- Leiva, F., Pérez, E., Aguiar, J., & Loría, L. (2017). Modelo de deformación permanente para la evaluación de la condición del pavimento. *Ingeniería en Construcción*, 32(1).
- Limón Garduño, L., & Espinoza Arreola, J. (2017). *La importancia de la conservación en México*. Cancún, México: Congreso Mexicano del Asfalto - AMAAC.
- Luis Cortés, S. (2019). *Tesis "Retrocálculo de Módulos Elásticos Aplicado a Pavimentos Flexibles"*. BUAP, Puebla.
- Mendoza López, M. J. (1992). *Publicación Técnica No. 33 Enfoques recientes en la compactación de suelos*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro: IMT.
- NIT SCT M-MMP-1-09/06. (2006). *Compactación AASHTO*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro, México: IMT.
- NIT SCT M-MMP-1-11/16. (2016). *Valor Soporte de California (CBR) y Expansión (Exp) en Laboratorio*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro, México: IMT.
- NIT SCT M-MMP-1-12/13. (2013). *Valor Soporte de California (CBR) en el Lugar*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro, México: IMT.
- NIT SCT M-MMP-4-07-020/17. (2017). *Determinación de las Deflexiones con Equipo de Impacto en Pavimentos Flexibles*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro, México: IMT.
- Núñez, W. P., Malysz, R., Ceratti, J. A., & Gehling, W. Y. (2004). Shear Strength and Permanent Deformation of Unbound Aggregates Used in Brazilian Pavements. En *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound* (págs. 23-31). Nottingham: A.A. Balkema Publishers.
- Pérez García, N. (2001). *Publicación Técnica No. 142 Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares*. Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Sanfandilla, Querétaro: IMT.
- Pérez García, N., & et al. (2016). *Publicación Técnica No. 475 Modelo para estimar el módulo de resiliencia de suelos finos compactados en la condición óptima de compactación*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro: IMT.
- Pérez, N., & Garnica, P. (15 de enero de 2021). *NOTAS núm. 154, MAYO-JUNIO 2015, artículo 2 La resiliencia en el diseño de pavimentos*. Obtenido de IMT: <https://imt.mx/resumen-boletines.html?IdArticulo=411&IdBoletin=154>
- Pólito Román, G. (2015). *Tesis "Evolución, tecnologías aplicadas en la actualidad y el futuro de los pavimento flexibles en México"*. UNAM, Ciudad de México.
- Porter, O. (1929). *Method of Determining Relative Compaction and Shrinkage of Soil Materials and Research Department*. California: California Division of Highways.

- Proctor, R. R. (1933). *Fundamental Principles of Soil Compaction*. Engineering News Record III.
- Protocolo AMAAC PA-MA 01/2013. (2013). *Diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño*. Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. CDMX: AMAAC.
- Puigmartí, N., Gens, A., & Alonso, E. (2013). *Compacted soil behaviour: Initial state, structure and constitutive modelling*. *Géotechnique*. 63. 463-478. 10.1680/geot.11.P.134.
- Rico Rodríguez, A., & del Castillo Mejía, H. (1992). *Documento técnico No. 7. Consideraciones sobre compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte*. Sanfandilla, Querétaro.
- Rico Rodríguez, A., & del Castillo, H. (2011). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres - Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas Vol. 1*. México: Limusa.
- Rico Rodríguez, A., & del Castillo, H. (2018). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres - Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas Vol. 2*. México: Limusa.
- Rico Rodríguez, A., Téllez Gutiérrez, R., & Garnica Anguas, P. (1998). *Publicación Técnica No. 104 Pavimentos Flexibles. Problemática, metodologías de diseño y tendencias*. Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Sanfandilla, Querétaro: IMT.
- Romero, T., Ossa, A., & Flores, M. (2017). *Módulo resiliente en suelos blandos y su relación con el módulo dinámico*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C. Ciudad de México: SMIG.
- Rondón Quintana, H. A., & Reyes Lizcano, F. A. (2007). *Metodologías de diseño de pavimentos flexibles: Tendencias, alcances y limitaciones*. Bogotá: Ciencia e Ingeniería Neogranadina, Vol. 17-2.
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos SAHR. (1970). *Mecánica de Suelos instructivo para ensayos*. México D.F.: SARH.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (28 de enero de 2019). *Conservación y Mantenimiento de la Red Carretera Libre de Peaje, prioridad del Gobierno Actual*. Recuperado el 27 de abril de 2020, de <https://www.gob.mx/sct/prensa/conservacion-y-mantenimiento-de-la-red-carretera-libre-de-peaje-prioridad-del-gobierno-actual>
- Seed, H. B., & et al. (1967). *Prediction of Flexible Pavement Deflections from Laboratory Repeated-Load Test*. Highway Research Board. Report 35. .
- Seed, H., Mitchell, J., & Chan, C. (1961). *The Strength of Compacted Cohesive Soils*. Universidad de Colorado. ASCE: Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils.
- Tao, Z., Wang, Z., Ling, J., Tian, Y., & Cai, J. (2021). *Anisotropic Resilient Modulus Model of Granular Materials Based on Particle Characteristics*. Tongji University, College of Transportation Engineering. Washington: TRB Transportation Annual Meeting 2021.
- The Asphalt Institute. (1963). *Soils Manual*. Maryland: M. S. 10 College Park.
- Yoder, E., & Witczak, M. (1975). *Principles of Pavement Design*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Zarate Aquino, M. (2005). *Diseño de pavimentos flexibles. Primer parte*. Asociación Mexicana del Asfalto A.C., Ciudad de México.

## ANEXOS

## ANEXO A: Tránsito ejemplo 7.1

TDPA (veh/día)

**Factor de Distribución por:**

Sentido

Carril

**Horizonte de Proyecto:**

Vida (años)

Tasa de crecimiento  %

**Clasificación Vehicular:**

A	<input type="text" value="70.5"/>	
B2	<input type="text" value="3.0"/>	
B3	<input type="text" value="2.3"/>	
C2	<input type="text" value="3.3"/>	
C3	<input type="text" value="6.6"/>	
T3-S2	<input type="text" value="10.4"/>	
T3-S3	<input type="text" value="0.7"/>	
T3-S2-R4	<input type="text" value="3.2"/>	
Otros	<input type="text" value="0.0"/>	
<b>SUMA</b>	<input type="text" value="100.0"/>	

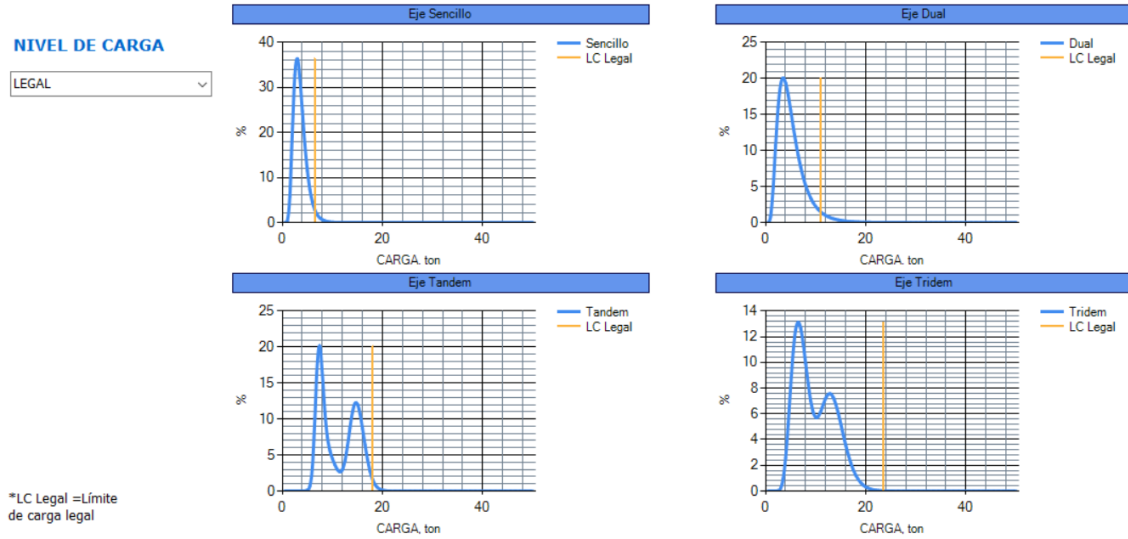
**Volumen de tránsito para el horizonte de proyecto**

Tipo de Eje	%	# Repeticiones
Sencillo	37.01	346,277.0
Dual	7.90	73,950.7
Tandem	54.20	507,090.4
Tridem	0.88	8,216.7

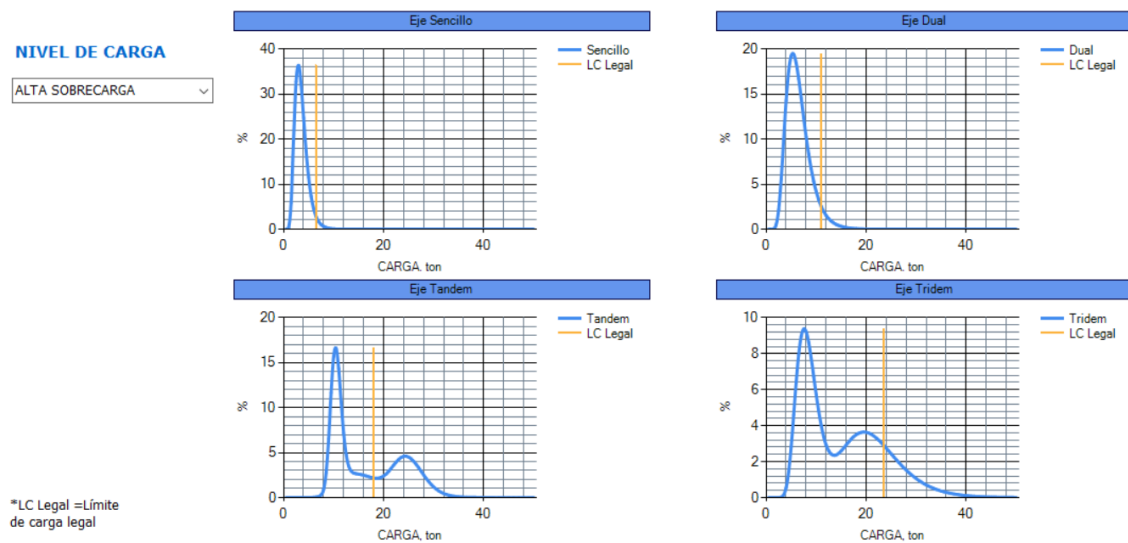


Anexo A Pantalla de ingreso de tránsito para ejemplo 7.1 (IMT-PAVE)

ANEXO B: Espectros de carga ejemplo 7.1




Anexo B.1 Espectros de carga para condición de carga legal para ejemplo 7.1 (IMT-PAVE)

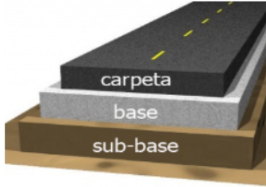


Anexo B.2 Espectros de carga para condición de alta sobrecarga para ejemplo 7.1 (IMT-PAVE)

## ANEXO C: Resultados ejemplo 7.1.1

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	15	3500
2	Base Granular	30	190.11
3	Sub rasante	30	140.93
4	Capa semi-infinita		50




**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) **10.4**

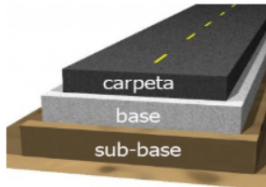
Vida por deformación (años) **9.2**

  **Ejecuta Análisis Espectral**

Anexo C.1 Resultados vida remanente por análisis NO lineal y carga legal en estructura CA + BH + SR + TN del ejemplo 7.1.1 (IMT-PAVE)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	15	3500
2	Base Granular	30	293.88
3	Sub rasante	30	183.84
4	Capa semi-infinita		50



**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) **7.1**

Vida por deformación (años) **2.9**

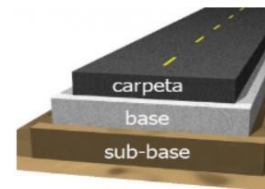
  **Ejecuta Análisis Espectral**

Anexo C.2 Resultados vida remanente por análisis NO lineal y alta sobrecarga en estructura CA + BH + SR + TN del ejemplo 7.1.1 (IMT-PAVE)

## ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	15	3500
2	Base Granular	30	320.23
3	Sub rasante	30	103.80
4	Capa semi-infinita		50



Ejecuta  
Análisis  
Espectral

## RESULTADOS

Vida por fatiga (años) **> 15**

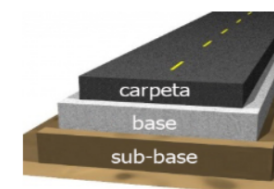
Vida por deformación (años) **10.7**

Anexo C.3 Resultados vida remanente por correlaciones de CBR y carga legal en estructura CA + BH + SR + TN del ejemplo 7.1.1 (IMT-PAVE)

## ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	15	3500
2	Base Granular	30	320.23
3	Sub rasante	30	103.80
4	Capa semi-infinita		50



Ejecuta  
Análisis  
Espectral


## RESULTADOS

Vida por fatiga (años) **9**

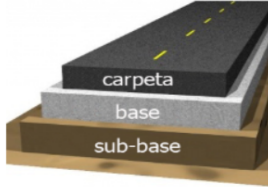
Vida por deformación (años) **2.1**

Anexo C.4 Resultados vida remanente por correlaciones de CBR y alta sobrecarga en estructura CA + BH + SR + TN del ejemplo 7.1.1 (IMT-PAVE)

## ANEXO D: Resultados ejemplo 7.1.2

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	14	3500
2	Base Granular	25	211.20
3	Sub Base	30	143.76
4	Sub rasante	30	100.62
5	Capa semi-infinita		50




**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) **8.9**

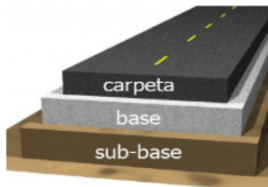
Vida por deformación (años) **12.1**

  **Ejecuta Análisis Espectral**

Anexo D.1 Resultados vida remanente por análisis NO lineal y carga legal en estructura CA + BH + SB + SR + TN del ejemplo 7.1.2 (IMT-PAVE)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	14	3500
2	Base Granular	25	332.34
3	Sub Base	30	194.52
4	Sub rasante	30	105.87
5	Capa semi-infinita		50




**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) **7.3**

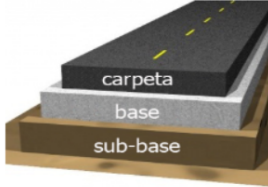
Vida por deformación (años) **3.4**

  **Ejecuta Análisis Espectral**

Anexo D.2 Resultados vida remanente por análisis NO lineal y alta sobrecarga en estructura CA + BH + SB + SR + TN del ejemplo 7.1.2 (IMT-PAVE)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 




No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	14	3500
2	Base Granular	25	320.23
3	Sub Base	30	223.96
4	Sub rasante	30	103.80
5	Capa semi-infinita		50




**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años)

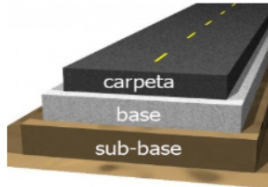
Vida por deformación (años)

Anexo D.3 Resultados vida remanente por correlaciones de CBR y carga legal en estructura CA + BH + SB + SR + TN del ejemplo 7.1.2 (IMT-PAVE)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 




No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	14	3500
2	Base Granular	25	320.23
3	Sub Base	30	223.96
4	Sub rasante	30	103.80
5	Capa semi-infinita		50



**RESULTADOS**


Vida por fatiga (años)

Vida por deformación (años)

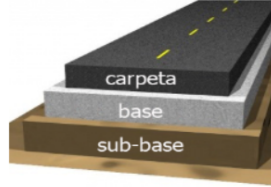
  

Anexo D.4 Resultados vida remanente por correlaciones de CBR y alta sobrecarga en estructura CA + BH + SB + SR + TN del ejemplo 7.1.2 (IMT-PAVE)

## ANEXO E: Resultados ejemplo 7.1.3

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 




No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	10	3500
2	Base estabilizada con asfalto	20	1500
3	Base Granular	25	139.56
4	Sub rasante	30	131.39
5	Capa semi-infinita		50




**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) **> 15**

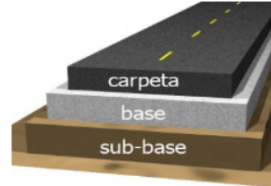
Vida por deformación (años) **12.6**

Anexo E.1 Resultados vida remanente por análisis NO lineal y carga legal en estructura CA + BA+ BH + SR + TN del ejemplo 7.1.3 (IMT-PAVE)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 




No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	10	3500
2	Base estabilizada con asfalto	20	1500
3	Base Granular	25	204.01
4	Sub rasante	30	163.61
5	Capa semi-infinita		50



**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) **> 15**

Vida por deformación (años) **3.4**

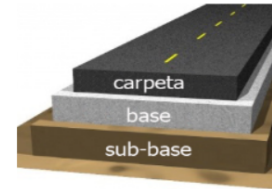
  

Anexo E.2 Resultados vida remanente por análisis NO lineal y alta sobrecarga en estructura CA + BA+ BH + SR + TN del ejemplo 7.1.3 (IMT-PAVE)

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	10	3500
2	Base estabilizada con asfalto	20	1500
3	Base Granular	25	320.23
4	Sub rasante	30	103.80
5	Capa semi-infinita		50



Ejecuta  
Análisis  
Espectral

RESULTADOS

Vida por fatiga (años) > 15

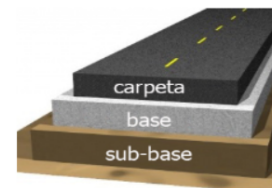
Vida por deformación (años) > 15

Anexo E.3 Resultados vida remanente por correlaciones de CBR y carga legal en estructura CA + BA+ BH + SR + TN del ejemplo 7.1.3 (IMT-PAVE)

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	10	3500
2	Base estabilizada con asfalto	20	1500
3	Base Granular	25	320.23
4	Sub rasante	30	103.80
5	Capa semi-infinita		50



Ejecuta  
Análisis  
Espectral


RESULTADOS

Vida por fatiga (años) > 15

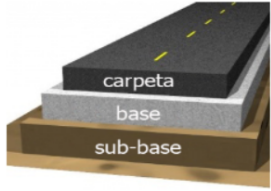
Vida por deformación (años) 3.2

Anexo E.4 Resultados vida remanente por correlaciones de CBR y alta sobrecarga en estructura CA + BA+ BH + SR + TN del ejemplo 7.1.3 (IMT-PAVE)

## ANEXO F: Resultados ejemplo 7.1.4

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	8	3500
2	Base estabilizada con cemento	28	2500
3	Base Granular	20	121.40
4	Sub rasante	30	122.68
5	Capa semi-infinita		50




**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años)

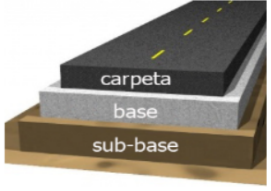
Vida por deformación (años)

  **Ejecuta Análisis Espectral**

Anexo F.1 Resultados vida remanente por análisis NO lineal y carga legal en estructura CA + BEC+ BH + SR + TN del ejemplo 7.1.4 (IMT-PAVE)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	8	3500
2	Base estabilizada con cemento	28	2500
3	Base Granular	20	167.16
4	Sub rasante	30	148.99
5	Capa semi-infinita		50




**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años)

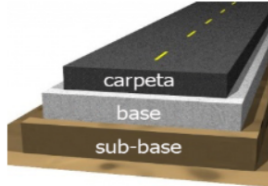
Vida por deformación (años)

  **Ejecuta Análisis Espectral**

Anexo F.2 Resultados vida remanente por análisis NO lineal y alta sobrecarga en estructura CA + BEC+ BH + SR + TN del ejemplo 7.1.4 (IMT-PAVE)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 




No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	8	3500
2	Base estabilizada con cemento	28	2500
3	Base Granular	20	320.23
4	Sub rasante	30	103.80
5	Capa semi-infinita		50




**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años)

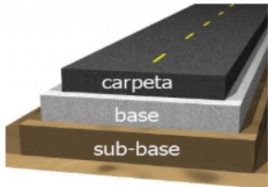
Vida por deformación (años)

Anexo F.3 Resultados vida remanente por correlaciones de CBR y carga legal en estructura CA + BEC+ BH + SR + TN del ejemplo 7.1.4 (IMT-PAVE)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 




No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	8	3500
2	Base estabilizada con cemento	28	2500
3	Base Granular	20	320.23
4	Sub rasante	30	103.80
5	Capa semi-infinita		50



**RESULTADOS**

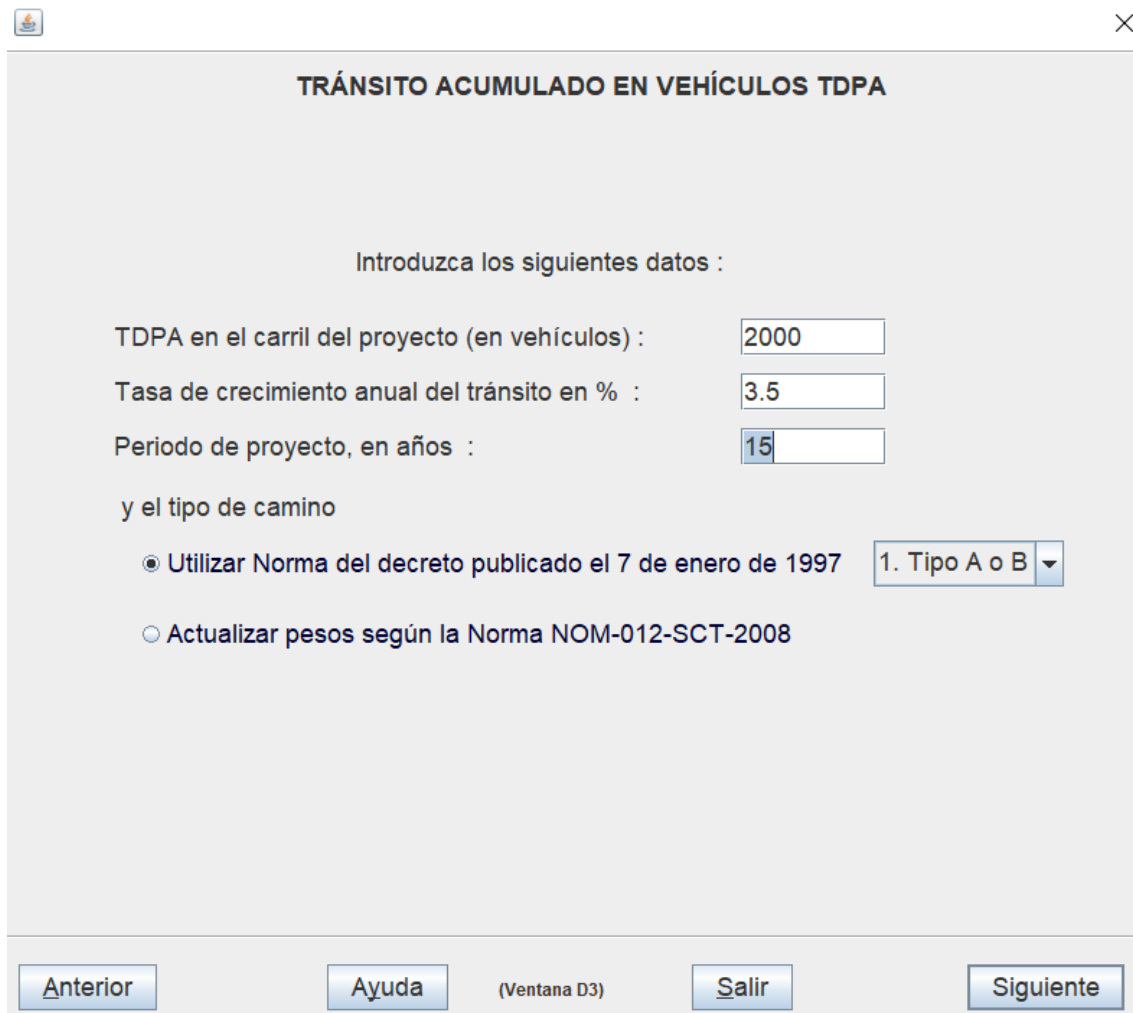
Vida por fatiga (años)

Vida por deformación (años)

Anexo F.4 Resultados vida remanente por correlaciones de CBR y alta sobrecarga en estructura CA + BEC+ BH + SR + TN del ejemplo 7.1.4 (IMT-PAVE)

## ANEXO G: Cálculo de ejes equivalentes ejercicio 7.2



**TRÁNSITO ACUMULADO EN VEHÍCULOS TDPA**

Introduzca los siguientes datos :

TDPA en el carril del proyecto (en vehículos) :

Tasa de crecimiento anual del tránsito en % :

Periodo de proyecto, en años :

y el tipo de camino

Utilizar Norma del decreto publicado el 7 de enero de 1997

Actualizar pesos según la Norma NOM-012-SCT-2008

(Ventana D3)

Anexo G.1 Tránsito para cálculo de ejes equivalentes ejemplo 7.2 (DISPAV5)

COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO



Introduzca el porcentaje de cada tipo de vehículo.

<b>Auto</b>		<b>Tractocamión articulado</b>	
A:	<input type="text" value="70.5"/>	T2-S1:	<input type="text"/>
<b>Autobús</b>		T2-S2:	<input type="text"/>
B2:	<input type="text" value="3"/>	T3-S2:	<input type="text" value="10.4"/>
B3:	<input type="text" value="2.3"/>	T3-S3:	<input type="text" value="0.7"/>
B4:	<input type="text"/>		
<b>Camión</b>		<b>Tractocamión doblemente articulado</b>	
C2:	<input type="text" value="3.3"/>	T2-S1-R2:	<input type="text"/>
C3:	<input type="text" value="6.6"/>	T3-S1-R2:	<input type="text"/>
C2-R2:	<input type="text"/>	T3-S2-R2:	<input type="text"/>
C3-R2:	<input type="text"/>	T3-S2-R3:	<input type="text"/>
C2-R3:	<input type="text"/>	T3-S2-R4:	<input type="text" value="3.2"/>
C3-R3:	<input type="text"/>	T3-S3-S2:	<input type="text"/>

La suma hasta el momento es de 100.0%  
La suma debe ser igual a 100 %

(Ventana D4)

Anexo G.2 Composición vehicular para cálculo de ejes equivalentes ejemplo 7.2  
(DISPAV5)

### TASA DE CRECIMIENTO

Se requiere conocer el porcentaje de camiones cargados en el carril de proyecto.

Se tienen dos opciones:

- Emplear un porcentaje de vehículos cargados para cada tipo de vehículo.
- Emplear un porcentaje de vehículos cargados aplicable a todos los vehículos comerciales (un porcentaje promedio).

Se sugiere emplear una proporción de camiones cargados entre 60 y 80%  
Introduzca una proporción de camiones cargados que juzgue correcta (en%):

Para los vehículos tipo A se supone que siempre están cargados. Los autobuses y vehículos de carga (tipos B,C y T) pueden circular vacíos en un cierto porcentaje de casos.

(Ventana D5)

Anexo G.3 Porcentaje de vehículos cargados para cálculo de ejes equivalentes  
ejemplo 7.2 (DISPAV5)

AUTOBÚS B2		
Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Sencillo
Carga*	6.5	12.5
Presion**	6.0	6.0

\*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas  
\*\*Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehiculo      Siguiete tipo de vehiculo

Anterior      (Ventana D7)      Salir      Siguiete

Anexo G.4 Cargas actualizadas de acuerdo a NORMA Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017 de vehículo tipo B2 para cálculo de ejes equivalentes ejemplo 7.2 (DISPAV5)

AUTOBÚS B3		
Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Doble
Carga*	6.5	21
Presion**	6.0	6.0

\*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas  
\*\*Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

[Anterior tipo de vehiculo](#)      [Siguiete tipo de vehiculo](#)

[Anterior](#)      (Ventana D7)      [Salir](#)      [Siguiete](#)

Anexo G.5 Cargas actualizadas de acuerdo a NORMA Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017 de vehículo tipo B3 para cálculo de ejes equivalentes ejemplo 7.2 (DISPAV5)

CAMIÓN C2		
Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Sencillo
Carga*	6.5	12.5
Presion**	6.0	6.0

\*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas  
\*\*Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehiculo      Siguiete tipo de vehiculo

Anterior      (Ventana D7)      Salir      Siguiete

Anexo G.6 Cargas actualizadas de acuerdo a NORMA Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017 de vehículo tipo C2 para cálculo de ejes equivalentes ejemplo 7.2 (DISPAV5)

CAMIÓN C3		
Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Doble
Carga*	6.5	21
Presion**	6.0	6.0

\*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas  
\*\*Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehiculo      Siguiete tipo de vehiculo

Anterior      (Ventana D7)      Salir      Siguiete

Anexo G.7 Cargas actualizadas de acuerdo a NORMA Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017 de vehículo tipo C3 para cálculo de ejes equivalentes ejemplo 7.2 (DISPAV5)

CAMIÓN T3-S2			
Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Doble	Doble
Carga*	6.5	21	19
Presion**	6.0	6.0	6.0

\*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas  
\*\*Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

[Anterior tipo de vehiculo](#)      [Siguiete tipo de vehiculo](#)

[Anterior](#)      (Ventana D7)      [Salir](#)      [Siguiete](#)

Anexo G.8 Cargas actualizadas de acuerdo a NORMA Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017 de vehículo tipo T3-S2 para cálculo de ejes equivalentes ejemplo 7.2 (DISPAV5)

CAMIÓN T3-S3			
Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Doble	Triple
Carga*	6.5	21	26.5
Presion**	6.0	6.0	6.0

\*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas  
\*\*Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehiculo      Siguiete tipo de vehiculo

Anterior      (Ventana D7)      Salir      Siguiete

Anexo G.9 Cargas actualizadas de acuerdo a NORMA Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017 de vehículo tipo T3-S3 para cálculo de ejes equivalentes ejemplo 7.2 (DISPAV5)

CAMIÓN T3-S2-R4					
Eje	1	2	3	4	5
Tipo	Sencillo	Doble	Doble	Doble	Doble
Carga*	6.5	18	17	17	17
Presion**	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0

\*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas  
\*\*Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997


En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

[Anterior tipo de vehiculo](#) [Siguiete tipo de vehiculo](#)

[Anterior](#) (Ventana D7) [Salir](#) [Siguiete](#)

Anexo G.10 Cargas actualizadas de acuerdo a NORMA Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017 de vehículo tipo T3-S2-R4 para cálculo de ejes equivalentes ejemplo 7.2 (DISPAV5)

 ×

### Profundidad

Tránsito de proyecto en millones de ejes estandar para una profundidad de:

<b>Z = 5 cm</b>	<b>Z =15 cm</b>	<b>Z =30 cm</b>	<b>Z =60 cm</b>	<b>Z =90 cm</b>	<b>Z =120 cm</b>
19.1	20.5	22.4	30.1	32.3	33.2

Seleccione un valor para daño superficial :

Seleccione un valor para daño profundo :

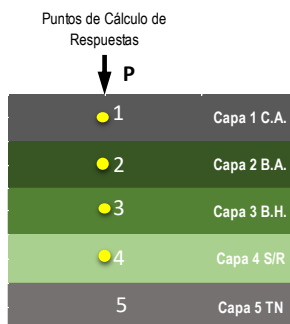
Se sugiere emplear el tránsito de proyecto determinado a 15 y 90 cm para diseño por fatiga y deformación permanente, respectivamente. Pero usted puede tomar la profundidad más adecuada a su proyecto.

(Ventana D9)

Anexo G.11 Cálculo de ejes equivalentes a diversas profundidades para ejemplo 7.2  
(DISPAV5)

ANEXO H: Diseño de estructura por método nivel IV (carga legal)

Carga de llanta P (kN)	42.414
Radio (cm)	15.000
MR Capa 1 (Mpa)	3500.000
MR Capa 2 (Mpa)	1500.000
MR Capa 3 (Mpa)	200.000
MR Capa 4 (Mpa)	100.000
MR Capa 5 (Mpa)	50.000
Peso volumétrico de Capa 1 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 2 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 3 (ton/m <sup>3</sup> )	1.850
Peso volumétrico de Capa 4 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Peso volumétrico de Capa 5 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Espesor capa 1 (cm)	12.000
Espesor capa 2 (cm)	14.000
Espesor capa 3 (cm)	20.000
Espesor capa 4 (cm)	30.000
Espesor capa 5 (cm)	Infinito
Coefficiente de Poisson v Capa 1	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 2	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 3	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 4	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 5	0.400
Ángulo de fricción capa 1	45.000
Ángulo de fricción capa 2	45.000
Ángulo de fricción capa 3	37.000
Ángulo de fricción capa 4	32.000
Ángulo de fricción capa 5	30.000



Resultados en Mpa

Capa	Kalcheff-Hicks
3	153.5685467
4	133.6215708

Anexo H.1 Primer iteración de módulos resilientes con estructura tipo ejemplo 7.2 (DISPAV5)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO**

No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	12	3500
2	Base estabilizada con asfalto	14	1500
3	Base Granular	20	153.57
4	Sub rasante	30	133.62
5	Capa semi-infinita		50

**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) > 15

Vida por deformación (años) 9

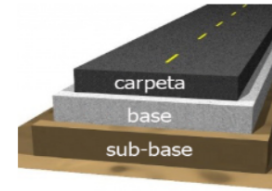
Ejecuta Análisis Espectral

Anexo H.2 Revisión de estructura tipo con módulos resilientes de la primer iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	12	3500
2	Base estabilizada con asfalto	14	1500
3	Base Granular	29	153.57
4	Sub rasante	30	133.62
5	Capa semi-infinita		50



Ejecuta Análisis Espectral

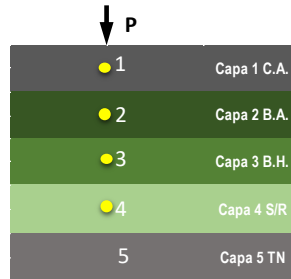
RESULTADOS

Vida por fatiga (años)	> 15
Vida por deformación (años)	> 15

Anexo H.3 Primera propuesta de espesores con módulos resilientes de la primer iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

Carga de llanta P (kN)	42.414
Radio (cm)	15.000
MR Capa 1 (Mpa)	3500.000
MR Capa 2 (Mpa)	1500.000
MR Capa 3 (Mpa)	200.000
MR Capa 4 (Mpa)	100.000
MR Capa 5 (Mpa)	50.000
Peso volumétrico de Capa 1 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 2 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 3 (ton/m <sup>3</sup> )	1.850
Peso volumétrico de Capa 4 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Peso volumétrico de Capa 5 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Espesor capa 1 (cm)	12.000
Espesor capa 2 (cm)	14.000
Espesor capa 3 (cm)	29.000
Espesor capa 4 (cm)	30.000
Espesor capa 5 (cm)	Infinito
Coefficiente de Poisson v Capa 1	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 2	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 3	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 4	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 5	0.400
Ángulo de fricción capa 1	45.000
Ángulo de fricción capa 2	45.000
Ángulo de fricción capa 3	37.000
Ángulo de fricción capa 4	32.000
Ángulo de fricción capa 5	30.000

Puntos de Cálculo de Respuestas



Resultados en Mpa

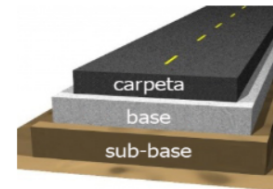
Capa	Kalcheff-Hicks
3	145.1612609
4	132.4740629

Anexo H.4 Segunda iteración de módulos resilientes con primer estructura propuesta ejemplo 7.2 (DISPAV5)

## ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	12	3500
2	Base estabilizada con asfalto	14	1500
3	Base Granular	29	145.16
4	Sub rasante	30	132.47
5	Capa semi-infinita		50



Ejecuta  
Análisis  
Espectral

## RESULTADOS

Vida por fatiga (años) > 15

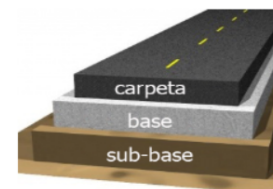
Vida por deformación (años) 14.6

Anexo H.5 Revisión de primer estructura propuesta con módulos resilientes de la segunda iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

## ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	12	3500
2	Base estabilizada con asfalto	14	1500
3	Base Granular	30	145.16
4	Sub rasante	30	132.47
5	Capa semi-infinita		50



Ejecuta  
Análisis  
Espectral

## RESULTADOS

Vida por fatiga (años) > 15

Vida por deformación (años) > 15

Anexo H.6 Segunda propuesta de espesores con módulos resilientes de la segunda iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

Carga de llanta P (kN)	42.414
Radio (cm)	15.000
MR Capa 1 (Mpa)	3500.000
MR Capa 2 (Mpa)	1500.000
MR Capa 3 (Mpa)	200.000
MR Capa 4 (Mpa)	100.000
MR Capa 5 (Mpa)	50.000
Peso volumétrico de Capa 1 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 2 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 3 (ton/m <sup>3</sup> )	1.850
Peso volumétrico de Capa 4 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Peso volumétrico de Capa 5 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Espesor capa 1 (cm)	12.000
Espesor capa 2 (cm)	14.000
Espesor capa 3 (cm)	30.000
Espesor capa 4 (cm)	30.000
Espesor capa 5 (cm)	Infinito
Coefficiente de Poisson v Capa 1	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 2	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 3	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 4	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 5	0.400
Ángulo de fricción capa 1	45.000
Ángulo de fricción capa 2	45.000
Ángulo de fricción capa 3	37.000
Ángulo de fricción capa 4	32.000
Ángulo de fricción capa 5	30.000

Puntos de Cálculo de Respuestas

Resultados en Mpa

Capa	Kalcheff-Hicks
3	144.3768558
4	132.4462486

Anexo H.7 Tercera iteración de módulos resilientes con segunda estructura propuesta ejemplo 7.2 (DISPAV5)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO**

No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	12	3500
2	Base estabilizada con asfalto	14	1500
3	Base Granular	30	144.38
4	Sub rasante	30	132.45
5	Capa semi-infinita		50

**Ejecuta Análisis Espectral**

**RESULTADOS**

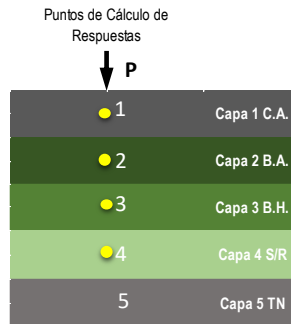
Vida por fatiga (años) > 15

Vida por deformación (años) > 15

Anexo H.8 Revisión de segunda estructura propuesta con módulos resilientes de la tercera iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

ANEXO I: Diseño de estructura por método nivel IV (alta sobrecarga)

Carga de llanta P (kN)	84.828
Radio (cm)	15.000
MR Capa 1 (Mpa)	3500.000
MR Capa 2 (Mpa)	1500.000
MR Capa 3 (Mpa)	200.000
MR Capa 4 (Mpa)	100.000
MR Capa 5 (Mpa)	50.000
Peso volumétrico de Capa 1 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 2 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 3 (ton/m <sup>3</sup> )	1.850
Peso volumétrico de Capa 4 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Peso volumétrico de Capa 5 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Espesor capa 1 (cm)	12.000
Espesor capa 2 (cm)	14.000
Espesor capa 3 (cm)	20.000
Espesor capa 4 (cm)	30.000
Espesor capa 5 (cm)	Infinito
Coefficiente de Poisson v Capa 1	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 2	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 3	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 4	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 5	0.400
Ángulo de fricción capa 1	45.000
Ángulo de fricción capa 2	45.000
Ángulo de fricción capa 3	37.000
Ángulo de fricción capa 4	32.000
Ángulo de fricción capa 5	30.000



Resultados en Mpa

Capa	Kalcheff-Hicks
3	234.9543426
4	173.6124049

Anexo I.1 Primer iteración de módulos resilientes con estructura tipo ejemplo 7.2 (DISPAV5)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO**

No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	12	3500
2	Base estabilizada con asfalto	14	1500
3	Base Granular	20	234.95
4	Sub rasante	30	173.61
5	Capa semi-infinita		50

**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) > 15

Vida por deformación (años) 2.6

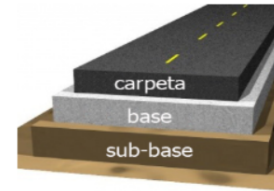
Ejecuta Análisis Espectral

Anexo I.2 Revisión de estructura tipo con módulos resilientes de la primer iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	12	3500
2	Base estabilizada con asfalto	20	1500
3	Base Granular	35	234.95
4	Sub rasante	40	173.61
5	Capa semi-infinita		50



Ejecuta Análisis Espectral

RESULTADOS

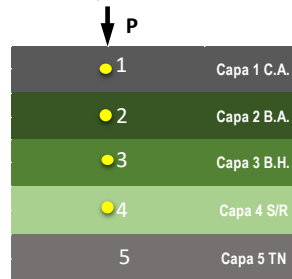
Vida por fatiga (años) > 15

Vida por deformación (años) > 15

Anexo I.3 Primera propuesta de espesores con módulos resilientes de la primer iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

Carga de llanta P (kN)	84.828
Radio (cm)	15.000
MR Capa 1 (Mpa)	3500.000
MR Capa 2 (Mpa)	1500.000
MR Capa 3 (Mpa)	200.000
MR Capa 4 (Mpa)	100.000
MR Capa 5 (Mpa)	50.000
Peso volumétrico de Capa 1 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 2 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 3 (ton/m <sup>3</sup> )	1.850
Peso volumétrico de Capa 4 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Peso volumétrico de Capa 5 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Espesor capa 1 (cm)	12.000
Espesor capa 2 (cm)	20.000
Espesor capa 3 (cm)	35.000
Espesor capa 4 (cm)	40.000
Espesor capa 5 (cm)	Infinito
Coefficiente de Poisson v Capa 1	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 2	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 3	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 4	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 5	0.400
Ángulo de fricción capa 1	45.000
Ángulo de fricción capa 2	45.000
Ángulo de fricción capa 3	37.000
Ángulo de fricción capa 4	32.000
Ángulo de fricción capa 5	30.000


Puntos de Cálculo de Respuestas



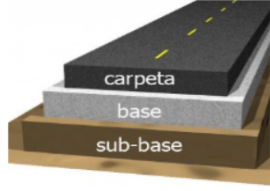
Resultados en Mpa

Capa	Kalcheff-Hicks
3	179.1921987
4	153.9928507

Anexo I.4 Segunda iteración de módulos resilientes con primer estructura propuesta ejemplo 7.2 (DISPAV5)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	12	3500
2	Base estabilizada con asfalto	20	1500
3	Base Granular	35	179.19
4	Sub rasante	40	153.99
5	Capa semi-infinita		50




**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) **> 15**

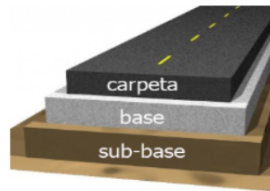
Vida por deformación (años) **13.1**

  **Ejecuta Análisis Espectral**

Anexo I.5 Revisión de primer estructura propuesta con módulos resilientes de la segunda iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 



No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	14	3500
2	Base estabilizada con asfalto	20	1500
3	Base Granular	35	179.19
4	Sub rasante	40	153.99
5	Capa semi-infinita		50



**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) **> 15**

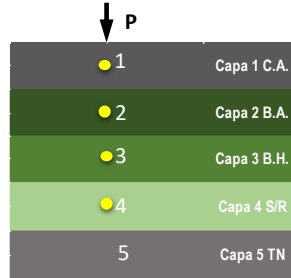
Vida por deformación (años) **> 15**

  **Ejecuta Análisis Espectral**

Anexo I.6 Segunda propuesta de espesores con módulos resilientes de la segunda iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

Carga de llanta P (kN)	84.828
Radio (cm)	15.000
MR Capa 1 (Mpa)	3500.000
MR Capa 2 (Mpa)	1500.000
MR Capa 3 (Mpa)	200.000
MR Capa 4 (Mpa)	100.000
MR Capa 5 (Mpa)	50.000
Peso volumétrico de Capa 1 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 2 (ton/m <sup>3</sup> )	2.400
Peso volumétrico de Capa 3 (ton/m <sup>3</sup> )	1.850
Peso volumétrico de Capa 4 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Peso volumétrico de Capa 5 (ton/m <sup>3</sup> )	1.800
Espesor capa 1 (cm)	14.000
Espesor capa 2 (cm)	20.000
Espesor capa 3 (cm)	35.000
Espesor capa 4 (cm)	40.000
Espesor capa 5 (cm)	Infinito
Coefficiente de Poisson v Capa 1	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 2	0.300
Coefficiente de Poisson v Capa 3	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 4	0.400
Coefficiente de Poisson v Capa 5	0.400
Ángulo de fricción capa 1	45.000
Ángulo de fricción capa 2	45.000
Ángulo de fricción capa 3	37.000
Ángulo de fricción capa 4	32.000
Ángulo de fricción capa 5	30.000

Puntos de Cálculo de Respuestas



Resultados en Mpa

Capa	Kalcheff-Hicks
3	170.5606777
4	152.1870839

Anexo I.7 Tercera iteración de módulos resilientes con segunda estructura propuesta ejemplo 7.2 (DISPAV5)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO**

No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	14	3500
2	Base estabilizada con asfalto	20	1500
3	Base Granular	35	170.56
4	Sub rasante	40	152.19
5	Capa semi-infinita		50

**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) > 15


Vida por deformación (años) > 15

Ejecuta Análisis Espectral

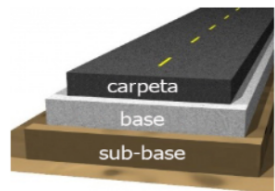
Anexo I.8 Revisión de segunda estructura propuesta con módulos resilientes de la tercera iteración ejemplo 7.2 (DISPAV5)

## ANEXO J: Diseño de estructura por método nivel I (carga legal)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO**





No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	12	3500
2	Base estabilizada con asfalto	14	1500
3	Base Granular	25	320.23
4	Sub rasante	30	103.80
5	Capa semi-infinita		50



**RESULTADOS**


Vida por fatiga (años) > 15

Vida por deformación (años) > 15

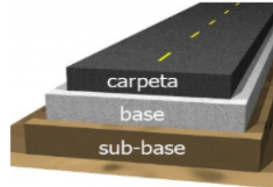
  **Ejecuta Análisis Espectral**

## Anexo J.8 Diseño de estructura de pavimento por nivel I ejemplo 7.2 (DISPAV5)

## ANEXO K: Diseño de estructura por método nivel I (alta sobrecarga)

**ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO** 




No. de Capa	Nombre Capa	Espesor (cm)	Módulo (MPa)
1	Carpeta Asfáltica	13	3500
2	Base estabilizada con asfalto	20	1500
3	Base Granular	35	320.23
4	Sub rasante	40	103.80
5	Capa semi-infinita		50



**RESULTADOS**

Vida por fatiga (años) **> 15**

Vida por deformación (años) **> 15**

## Anexo K.8 Diseño de estructura de pavimento por nivel I ejemplo 7.2 (DISPAV5)