



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

ESTUDIO DE FATIGA POR COMPRESIÓN EN SUELOS ESTABILIZADOS CON CEMENTO PORTLAND E HIDRÓXIDO DE CALCIO.

Tesis para obtener el grado de:

**MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA
RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES.**

Presenta:

ING. MISAEL CERVANTES LÓPEZ

Asesor:

DR. CARLOS CHÁVEZ NEGRETE

Co-asesor:

M. I. OMAR VIVEROS CARRERA

MORELIA, MICHOACAN, FEBRERO DEL 2023.

Agradecimientos

Primeramente, a mis padres: el profesor Juan Cervantes Paez y Matilde López Gomez por apoyarme y guiarme toda mi vida para cumplir mis metas y objetivos. Siempre cuidaron de mí y me motivaron a seguir estudiando, aprendiendo y sobre todo a seguir preparándome profesionalmente para afrontar la vida.

A mis hermanas Andrea y Anahí, y en especial a mi sobrina Paulete, por estar siempre que las necesité y hacerme reír cuando más lo necesitaba.

A mis compañeros de maestría, en especial a Jessica Nájera y Carla German, por siempre estar dispuestos a trabajar en equipo y haber hecho de mi estancia en Morelia infinitamente más divertida.

Finalmente, a mis asesores de tesis: el Dr. Carlos Chávez Negrete quien me ofreció el tema de esta tesis y realizó las correcciones necesarias junto con mi coasesor el M.I. Omar Viveros Carrera.

Dedicatoria

A la memoria de mi abuelo, el Sr. Jesús Gustavo López Barrios, espero algún día ser al menos la mitad del gran maravilloso hombre, padre y abuelo que fuiste.

Resumen

En diversas ocasiones la calidad de los suelos para conformar la estructura de pavimento no cumple con los requerimientos establecidos en el proyecto. Una alternativa entre varias que se pueden suscitar es la estabilización química con la cual se busca mejorar las propiedades mecánicas del suelo. Actualmente, en el diseño de pavimentos se utilizan parámetros como el módulo de resiliencia y la deformación permanente, como parte de la caracterización de los suelos para diseño de pavimentos.

Para este estudio se tomó como referencia una grava arcillosa del Bajío de México, misma que se estabilizó con Cemento Portland y con hidróxido de calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Este suelo se sometió a un ensayo multietapa cíclico de compresión triaxial. Se realizaron dos tipos de ensayos uno con 1000 ciclos por combinación de esfuerzos y otro con 10,000 ciclos. Como resultado del procesamiento de los datos obtenidos con los ensayos, se obtuvieron las curvas de deformación permanente y la evolución de los módulos de resiliencia.

Se concluye que las deformaciones son importantes, pero no se tiene un límite normado para este tipo de materiales para determinar si las deformaciones causarían un daño importante en la estructura del pavimento.

Palabras Claves: Deformación Permanente, Módulos Resilientes, Fatiga, Triaxial Cíclica.

Abstract

Sometimes soil's quality is not the required for the project, so hauling appropriate material implies a high cost. A reasonable alternative is chemical stabilization, which one try to improve soil's mechanics properties. Actually, the pavement design utilizes others parameters like resilient modulus and permanent deformation, for soils characterization.

In this case, a clayey gravel was studied from the zone known as the Bajío in Mexico, which one was stabilized with Portland cement and calcium hydroxide ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). This soil was under a multistage test of cyclic loads. Two types of tests were studied, one for every load combination applied 1000 cycles loads and unloads and the other with 10,000 cycles. As a result of processing the data obtained from the tests, the permanent deformation curves and the evolution of the resilience module were obtained.

It is concluded that the deformations are important, but there is no standard limit for this type of materials to determine if the deformations would cause a significant damage to the pavement structure.

Key words: Permanent deformation, resilient modules, fatigue, cyclic loads.

Contenido

1	Introducción.....	1
1.1	Objetivos	1
1.2	Planteamiento del problema.....	1
1.3	Justificación.....	2
2	Marco Teórico	3
2.1	Diseño Empírico-Mecanicista de Pavimentos.	3
2.2	Caracterización de materiales.....	6
2.3	Estabilización de suelos	7
2.3.1	Estabilización química.	8
2.4	Módulo resiliente.	14
2.4.1	Definición del módulo resiliente.	14
2.5	Deformación Permanente	17
2.5.1	Deformación permanente en pavimentos.	19
3	Estado del arte.	23
3.1	Modo de Falla en un pavimento con capas estabilizadas	23
3.2	Modelación de la deformación permanente.	26
3.3	Deformación permanente en suelos estabilizados	28
3.4	Ensayo para la obtención de la deformación permanente de la norma europea.....	29
3.4.1	Equipo para realizar el ensayo.	31
3.4.2	Procedimiento de ensayo para el estudio de la deformación permanente.....	35
4	Pruebas de laboratorio.	43
4.1	Pruebas preliminares.	43
4.1.1	Caracterización del suelo.	43

4.1.2	Calibración del equipo de prueba triaxial cíclica.	45
4.2	Ensayo de deformación permanente con aplicación de carga multietapa (UNE-EN 13286-7).	52
4.3	Ensayo de deformación permanente variante a la norma europea UNE-EN 13286-7.....	56
4.3.1	Ensayos de especímenes de suelo Choy estabilizado	56
4.3.2	Ensayo de espécimen de suelo Choy sin estabilizar.	62
4.4	Procesamiento de datos.....	64
5	Resultados obtenidos y análisis.....	71
5.1	Resultados de ensayo de deformación permanente con aplicación de carga multietapa.	71
5.2	Resultados de ensayo de deformación permanente con 1000 ciclos.	74
5.2.1	Resultados de especímenes estabilizados con cemento Portland. ...	74
5.2.2	Resultados de especímenes estabilizados con hidróxido de calcio... ..	80
5.3	Resultados de ensayo de deformación permanente con 10,000 ciclos. ..	83
5.3.1	Resultados del espécimen “Choy” sin estabilizar.	83
5.3.2	Resultados de especímenes estabilizados con cemento Portland. ...	84
5.3.3	Resultados de especímenes estabilizados con hidróxido de calcio... ..	87
6	Conclusiones.....	89
7	Anexos	93
8	Bibliografía	95

Lista de Figuras

Figura 1: Etapas del diseño MEPDG (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2008).	5
Figura 2: Categorías de los materiales. (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2008)	7
Figura 3: Cenizas volantes (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004)	13
Figura 4: Respuesta de carga típica en la prueba de módulo resiliente para un ciclo de carga (Elliot & Thornton, 1988).....	14
Figura 5: Estados de esfuerzos de la subrasante (Garnica Anguas, Pérez García, & Gómez López, 2001).....	16
Figura 6: Comportamiento elástico y plástico bajo condiciones de carga cíclica a presión y compresión (Werkmeister, Dawson, & Wellner, 2001).....	21
Figura 7: Comportamiento de la deformación permanente en materiales granulares sin ligante (Werkmeister, Dawson, & Wellner, 2001).	22
Figura 8: Capas de sección de un pavimento de prueba HSV para medir la deformación permanente (De Beer, 1990).	24
Figura 9: Manifestación de la falla a compresión en la base ligeramente cementada de un pavimento (De Beer, 1990).	26
Figura 10: Deformación de materiales sin ligantes del pavimento bajo cargas de tráfico cíclicas (izquierda) y definición del módulo resiliente (derecha) (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017).....	27
Figura 11: Ejemplo de cámara triaxial y sistemas para medir los desplazamientos axiales y radiales UNE-EN 13286-7 (AENOR, 2008).....	33
Figura 12: Posición de los niveles de esfuerzo experimentales para el ensayo de deformación permanente en una estructura de pavimento.	37
Figura 13: Primera calibración de los sensores LVDT.	48
Figura 14: Segunda calibración realizada con el tótem.....	50
Figura 15: Segunda calibración del sensor de deformación permanente.....	52
Figura 16.- Especímenes “Choy” ensayados en esta investigación.	57
Figura 17.-Especímen “Choy” sin estabilizar.....	63
Figura 18.- Datos de la celda de carga y LVDT.....	66

Figura 19.- Picos superiores e inferiores de los datos de esfuerzos aplicados y deformación.....	67
Figura 20.-Obtención de la deformación permanente mediante LVDT.	68
Figura 21.-Fluctuaciones del esfuerzo desviador y la deformación.....	69

Lista de Gráficas

Gráfica 1: Muestras cementadas compactadas a diferentes contenidos de cemento bajo energía Proctor modificada (Horpibulsuk, Runglawan, Chinkulkijniwat, Raksachon, & Suddeepong, 2011-2021).	12
Gráfica 2: Deformación acumulada con el número de aplicaciones del esfuerzo desviador (Garnica Anguas, Pérez García, & Gómez López, 2001).	17
Gráfica 3: Gráfica de deformación vs esfuerzo de un material (Griem, 2016).....	18
Gráfica 4: Criterio de falla propuesto por Moris De Beer (De Beer, 1990).	25
Gráfica 5: Resultados obtenidos por un MDD en una sección de pavimento de prueba sometido a la prueba HSV (De Beer, 1990).	25
Gráfica 6: Resultados obtenidos por Erlingsson en una prueba triaxial cíclica multietapa con niveles de esfuerzo altos y bajos y los resultados de los diferentes modelos matemáticos usados (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017).	28
Gráfica 7: Deformación permanente del suelo de algodón negro sin y con estabilizante (Noolu, Mudavath, Pillai, & Yantrapalli , 2019).	29
Gráfica 8: Rangos y límites de la clasificación de los materiales en los ensayos de deformación permanente (AENOR, 2008).	41
Gráfica 9: Calibración por fuerza de la celda de carga.....	47
Gráfica 10: Resultados de la calibración del LVDT Rojo.....	49
Gráfica 11: Resultados de la segunda calibración del LVDT Rojo.	50
Gráfica 12: Resultados de la primera calibración del potenciómetro lineal.	51
Gráfica 13: Resultados de la segunda calibración realizada al potenciómetro lineal.	52
Gráfica 14.- Ejemplo de los ciclos de histéresis obtenidos con los datos.....	65
Gráfica 15.- Módulos resilientes y línea de tendencia creada con el comando “average”	70
Gráfica 16.-Deformación permanente acumulada del espécimen Pátzcuaro-Apatzingán.	71
Gráfica 17.- Niveles de esfuerzos “p” y “q” de ensayo multietapa de deformación permanente.	73

Gráfica 18.-Deformación permanente acumulada de espécimen Choy estabilizado con cemento 3%-1 1,000 ciclos por configuración de carga.	75
Gráfica 19.- Deformación permanente acumulada de espécimen Choy estabilizado con cemento 3%-4 @ 1,000 ciclos por configuración de carga.....	75
Gráfica 20.-Comparativa de las deformaciones permanentes recolectadas por los LVDTs y el potenciómetro lineal en el espécimen 4%-2.	77
Gráfica 21.- Deformación permanente acumulada y módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland @ 1,000 ciclos por configuración de carga.	78
Gráfica 22.- Deformación permanente acumulada de los especímenes estabilizados con 5% de cemento Portland 1,000 ciclos por configuración de carga.	80
Gráfica 23.- Módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 5% de Hidróxido de Calcio 1,000 ciclos por configuración de carga.	82
Gráfica 24.- Módulos resilientes del espécimen “Choy” sin estabilizar 10,000 ciclos por configuración de carga.	84
Gráfica 25.- Módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland 10,000 ciclos por configuración de carga.	85
Gráfica 26.- Módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 5% de cemento Portland 10,000 ciclos por configuración de carga.	86
Gráfica 27.- Módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 5% de Hidróxido de Calcio 10,000 ciclos por configuración de carga.	88

Lista de Tablas

Tabla 1.- Materiales y dosificaciones para bases tratadas (SCT, 2021)	9
Tabla 2: Distribución granulométrica de suelos aptos para estabilización con cemento (Toirac Corral, 2008).....	10
Tabla 3: Rango de dosificaciones de cemento para suelos estabilizados.....	12
Tabla 4: Niveles de esfuerzo para el ensayo multietapas (nivel de esfuerzo bajo) (AENOR, 2008).	38
Tabla 5: Niveles de esfuerzo para el ensayo multietapas (nivel de esfuerzo alto) (AENOR, 2008).	38
Tabla 6: Niveles de esfuerzo posibles para el ensayo de clasificación del comportamiento permanente (Ensayos monoetapa/Ensayo multietapa)	41
Tabla 7: Propiedades del suelo Pátzcuaro-Apatzingán.....	44
Tabla 8: Propiedades del suelo “Choy”.	45
Tabla 9: Calibración de la celda de carga.	46
Tabla 10.- Calculo del material y agua requerida para el molde del ensayo multietapa.....	53
Tabla 11: Niveles de esfuerzos para ensayo multietapas (nivel de esfuerzo bajo) para especímenes con una $A=78.61\text{cm}^2$	55
Tabla 12.- Contenido de agua del espécimen ensayado.	56
Tabla 13.-Configuraciones de esfuerzos para el ensayo de deformación permanente variante de 1000 ciclos.....	58
Tabla 14.-Tipo de estabilizador usado en los especímenes y el confinamiento utilizado en el ensayo de deformación permanente variante con 1000 ciclos.	59
Tabla 15.-Configuraciones de esfuerzos para ensayo de deformación permanente variante con 10,000 ciclos.	61
Tabla 16.- Número de espécimen, dosificación, estabilizador y confinamiento utilizado para ensayo de deformación permanente variante con 10,000 ciclos de carga.	62
Tabla 17.-Datos para el cálculo del material y agua requerida para la reconstituida del suelo “Choy”.	62

Tabla 18.- Configuraciones de esfuerzos para ensayo de deformación permanente variante con 10,000 ciclos en suelo “Choy” sin estabilizar.	63
Tabla 19.- Contenido de agua del espécimen ensayado.	64

1 Introducción

1.1 Objetivos

Objetivo General

- Estudiar la influencia de la cal y del cemento como estabilizadores de una muestra de un suelo para capa de subrasante de un pavimento mediante pruebas triaxiales cíclicas para así obtener la caracterización y comprender de mejor manera su comportamiento ante el efecto de la fatiga.

Objetivos Específicos

- Estudiar en el laboratorio las propiedades índices, de compresión simple y dosificaciones de partida.
- Estudiar las propiedades mecánicas de una muestra de suelo mediante pruebas triaxiales de compresión cíclica, para la obtención de módulos resilientes y deformaciones permanentes.
- Analizar los resultados y su consecuencia en el diseño de pavimentos.

1.2 Planteamiento del problema

Para la construcción de carreteras se requiere de una serie de materiales que deberán cumplir con la normativa correspondiente y vigentes, que para el caso de México es la Normativa para la Infraestructura del Transporte (NIT).

En el caso específico del suelo, este no siempre cumple con los requerimientos de calidad necesarios para ser usado como parte de la estructura de un pavimento, teniendo que realizar movimientos de tierra importantes, que involucran utilizar un material de préstamo que si cumple con los requerimientos estipulados en la normativa de referencia.

La estabilización permite mejorar las propiedades físicas de un suelo cuyas propiedades se consideran deficientes para ser usado en la construcción de vialidades. Como agente estabilizador se encuentra la cal (que por siglos y a través

de diversas culturas a nivel global se ha comprobado su efectividad), el cemento Portland (que desde hace dos siglos se ha implementado en la construcción y que dio paso a una nueva era), los polímeros, enzimas, cenizas volantes, etcétera, con el fin de lograr obtener la calidad mínima necesaria establecida en la normativa o en las especificaciones particulares del proyecto a ejecutar.

1.3 Justificación

Como se ha mencionado anteriormente, en los proyectos viales es normal recurrir a los bancos de materiales cuando el suelo producto de los cortes no es adecuado para el proyecto. La explotación de los bancos de materiales afecta de manera considerable al medio ambiente en especial cuando se trata de la creación de nuevos bancos. Actividades como la preparación del banco, explotación y los acarreo son actividades que perjudican al medio ambiente (TUV Rheinland de México, Damián Hernández, Martínez Soto, & Aguirre Pérez, 2000).

Podría pensarse que el uso de aditivos para la estabilización de suelos podría causar un impacto al medio ambiente pero una investigación en particular determinó que esto no sucede. Entre los aditivos que se investigaron están la cal, el cemento y un polímero (Vanegas Taborda, 2020).

En ocasiones cuando se recurre a los acarreo, este puede generar un sobre costo en la obra, cuando el banco de material está muy alejado por lo que es necesario buscar otras alternativas.

2 Marco Teórico

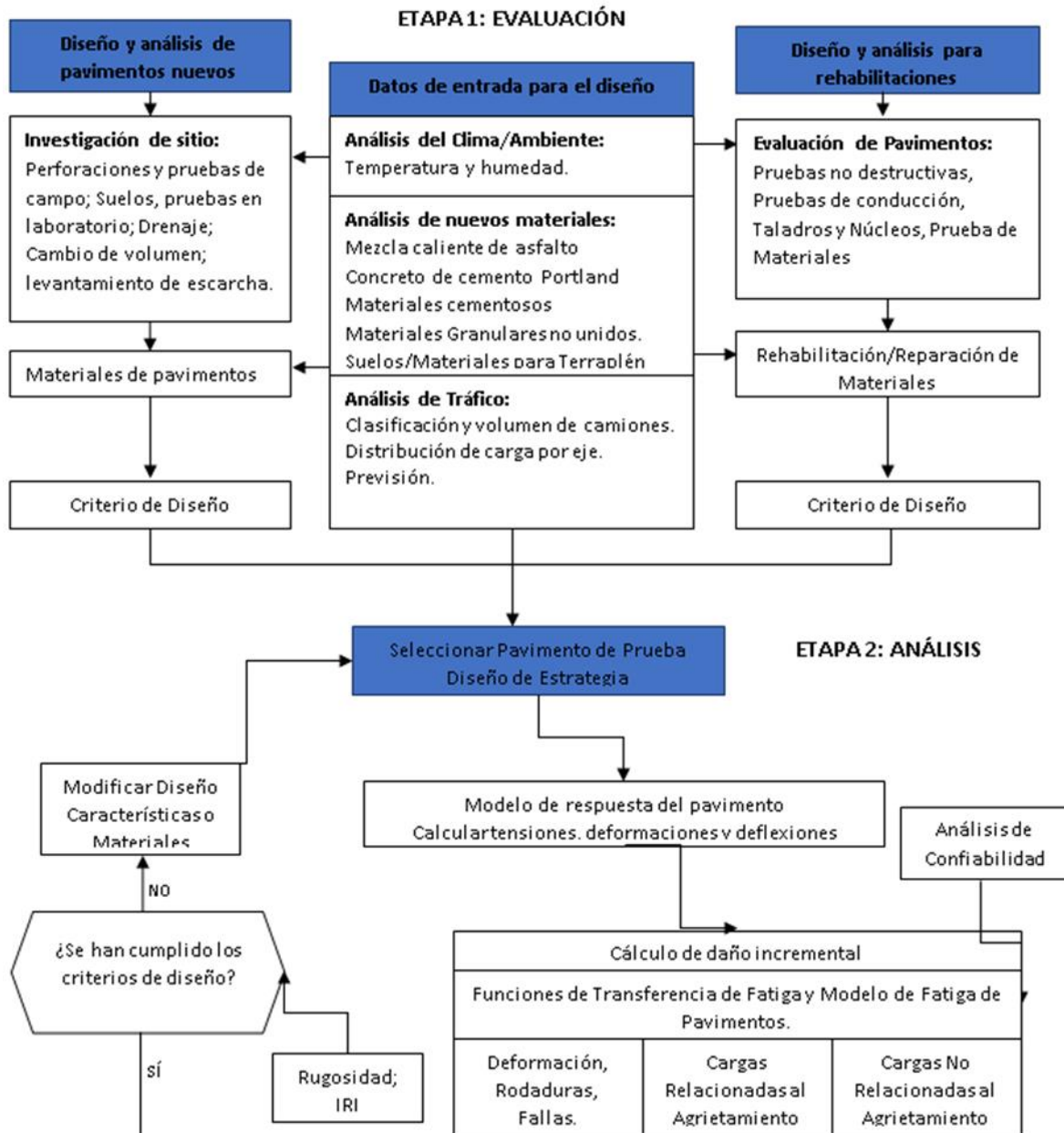
2.1 Diseño Empírico-Mecanicista de Pavimentos.

La guía de diseño empírico-mecanicista de pavimentos “Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide” (MEPDG) es una herramienta que permite realizar análisis y diseños de pavimentos nuevos y rehabilitados.

El diseño empírico-mecanicista de pavimentos nace a partir de las limitaciones que presentaba el realizar diseños basados en la Guía de Diseño de Estructuras de Pavimentos de la “American Association for State Highway and Transportation Officials” (AASHTO). Esta guía surge a partir de las limitadas ecuaciones de desempeño resultantes de la pista de pruebas de la AASHTO Road Test desarrolladas en 1950. Dentro de estas limitaciones se encontraba que la pista de prueba no consideró tramos ni procedimientos de rehabilitación de pavimentos, además fueron realizadas en un solo lugar con un solo tipo de subsuelo y utilizando bases granulares no estabilizadas. El peso y la geometría de los vehículos, así como, la presión de inflado de los neumáticos y el volumen de tráfico actuales es por mucho mayor que hace 70 años. Las propiedades del método empírico en las que se basaba la anterior guía de diseño de pavimentos solo consideraban las propiedades físicas de los materiales y en el índice de resistencia como es el VRS o CBR. Conforme pasó el tiempo, estos valores se fueron actualizando, pero aún seguía siendo un método basado en pruebas empíricas que no se adaptaba a las necesidades actuales en el diseño de pavimentos. Es entonces cuando la AASHTO en conjunto con la “National Cooperative Highway Research Program” (NCHRP) y la “Federal Highway Administration” (FHWA) trabajaron para desarrollar la MEPDG.

La MEPDG permite pronosticar el desempeño de una estructura de pavimento con base en los principios mecanicistas y empíricos (estos últimos, como los del anterior diseño), calculando la respuesta de la estructura del pavimento (esfuerzos, deformaciones y deflexiones). La parte mecanicista del diseño hace referencia a la aplicación de principios de ingeniería mecánica que hace referencia a tres elementos básicos la teoría usada para predecir la repuesta critica del pavimento (deformaciones, distribución de esfuerzos, deflexiones, etc.) en función del tráfico y

la carga climática (la parte mecanicista), los procedimientos de la caracterización de materiales que apoyen y sean consistentes con la teoría seleccionada y finalmente las relaciones definidas entre el parámetro crítico de respuesta del pavimento y la fatiga observada en el campo (la parte empírica). El procedimiento de diseño consta de tres fases, evaluación, análisis y estrategia de solución, estas etapas se muestran en la Figura 1.



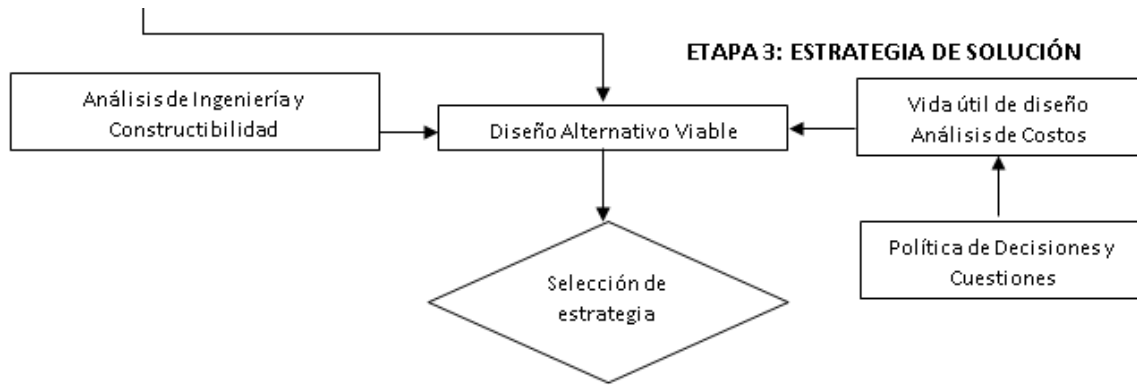


Figura 1: Etapas del diseño MEPDG (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2008).

En la primera fase es necesario contar con los datos de entrada del proyecto como lo son los datos del clima, materiales y tránsito vehicular. Los datos del clima ayudan a la evaluación del deterioro que tendrá el pavimento al estar expuesto a las inclemencias del clima, algunos datos como temperatura cada hora, precipitación, humedad relativa, etc., son los requerido por la guía MEDPG.

A diferencia del método empírico en esta metodología no se requiere calcular los ejes equivalentes si no que se evalúa el daño que provocará cada vehículo, calculando el espectro de carga generado por cada eje en particular, además se realiza una evaluación del crecimiento del tránsito que tendrá cada tipo de vehículo durante toda la vida útil del pavimento. En esta sección algunos de los datos necesarios para el diseño son: TDPA, porcentaje de camiones en el carril de diseño, velocidad de operación, distribución normalizada del volumen de camiones, factores de distribución mensual, entre otros. En los datos de entrada de materiales se necesitarán los resultados de los ensayos de clasificación, volumétricos y de resistencia que típicamente se usaban en la anterior metodología de diseño, pero en la MEPDG se usarán otras propiedades relacionadas con el módulo resiliente de los materiales de las capas inferiores de la estructura del pavimento y el módulo dinámico de la carpeta asfáltica.

2.2 Caracterización de materiales

En el MEPGD la interacción entre los materiales, clima, tráfico, respuestas estructurales y predicciones de desempeño está dado por los datos de entrada del diseño que se relacionan directamente con los modelos de caracterización de los materiales. Existen tres categorías para comprender de mejor manera los requerimientos de los materiales para el diseño mecánico-empírico (M-E):

1. Propiedades de los materiales requeridos para calcular las respuestas del pavimento.
2. Insumo de materiales adicionales para las funciones de fatiga/transferencia.
3. Insumo de materiales adicionales necesarios para los modelos climáticos.

La primera categoría son los materiales requeridos para predecir los estados de esfuerzos, deformación y desplazamientos dentro de la estructura del pavimento cuando están sujetas a las cargas externas. En la selección del enfoque M-E para la guía de diseño se utilizan algunas propiedades de los materiales como lo son el módulo elástico (**E**) y el coeficiente de Poisson (**v**).

En la segunda categoría están todos los materiales relacionados con los datos de desgaste y rugosidad.

En la tercera categoría están los datos de entrada relacionada con los materiales para el desarrollo del módulo climático para ayudar a determinar los perfiles de temperatura y humedad a través de la sección transversal del pavimento (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2008).

Para la construcción de pavimentos existen una serie de combinaciones de diferentes tipos de materiales, usados tanto en pavimentos flexibles como en pavimentos rígidos. Todos estos materiales se pueden agrupar principalmente en seis categorías (esto según el análisis de diseño M-E), de los cuales cuatro son de suma importancia para esta investigación y los cuales se desarrollan en el siguiente esquema de la Figura 2. Los materiales asfálticos y PCC (Portland Cement Concrete por sus siglas en inglés) no se mencionan por no ser de interés para esta investigación. Los materiales químicamente estabilizados utilizan materiales

reactivos cementantes o puzolánicos para modificar las propiedades plásticas del material con el que se mezcla. Cal, cenizas volátiles y cemento Portland son los principales materiales utilizados como estabilizadores. Los materiales no estabilizados tienen como principal característica que el módulo resiliente de estos está directamente influenciado por los estados de esfuerzos y por el contenido de agua in situ del material.

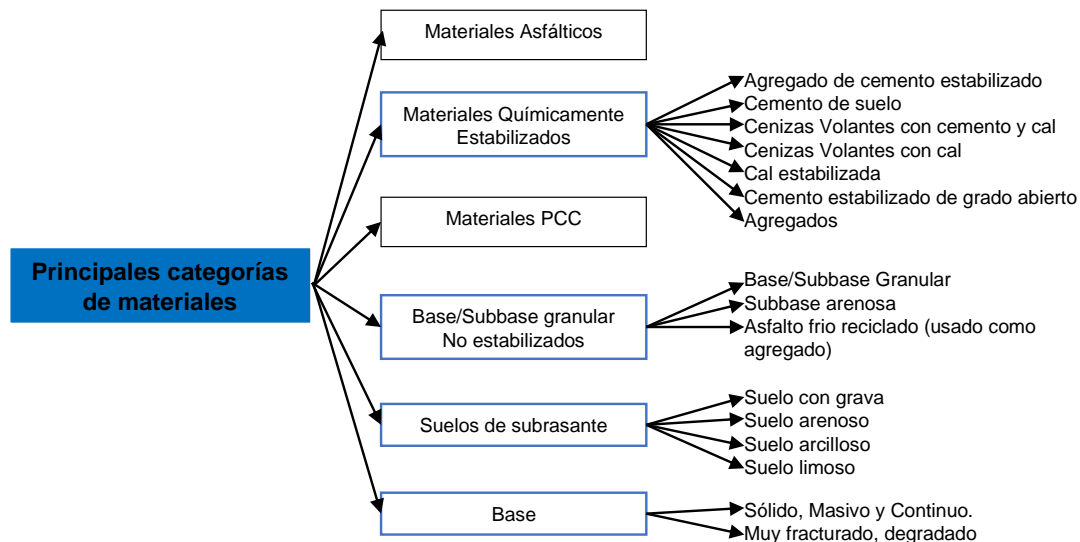


Figura 2: Categorías de los materiales. (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2008)

2.3 Estabilización de suelos

Como ya se comentó anteriormente, cuando el suelo de donde se ubica la obra no cumple con los requisitos de calidad para el proyecto, es necesario recurrir a los procesos de modificación, estabilización o sustitución para proporcionar a la obra un suelo con mejores propiedades mecánicas. Con la estabilización se busca mejorar las propiedades del suelo como la resistencia al corte, a la pérdida de resistencia por acción del agua, proporcionar estabilidad volumétrica, disminuir la plasticidad y aumentar el peso unitario de los suelos tratados (Hall, Najim, & Keikhaei Dehdezi, 2012). Existen cuatro tipos de estabilización de suelos:

1. Estabilización mecánica: Este tipo de estabilización es la más común y consiste en la compactación de suelo para aumentar su densidad, resistencia mecánica, disminuir su porosidad y permeabilidad. Esta estabilización

también puede realizarse mezclando diferentes suelos de diferentes granulometrías.

2. Estabilización física: Consiste en la modificación de las propiedades de los suelos mediante la intervención en algunas de sus propiedades utilizando geosintéticos como los geotextiles, geomallas, geomembranas, etc.
3. Estabilización química: Consiste en añadir al suelo productos químicos que modifican sus propiedades por medio de una reacción fisicoquímica, o mediante la creación de una matriz que aglomere las partículas del suelo (Bahar, Benazzoug, & Kenai, 2004).
4. Estabilización biológica: Consiste en la utilización de enzimas biológicas, que al ser incorporadas al suelo actúan aumentando el grado de aglutinamiento y compactación de las partículas del suelo, creando un intercambio catiónico en la estructura del suelo dando lugar a un proceso de cementación acelerado (F. Rivera, Aguirre-Guerrero, Mejía de Gutiérrez, & Orobio, 2020)

2.3.1 Estabilización química.

La estabilización química se utiliza ampliamente en casi todos los tipos de suelos para el mejoramiento de sus propiedades mecánicas e hidráulicas. Este tipo de estabilización utiliza una amplia gama de materiales como estabilizadores, siendo los más comunes el cemento Portland y el hidróxido de calcio. Otro tipo de agentes estabilizadores que son menos comunes también han sido utilizados, como el cloruro de sodio, cloruro de calcio y residuos industriales como la escoria de alto horno y cenizas volantes (Sharifah Zaliha, Kamarudin, Mustafa Al Bakri, Binhussain, & Siti Salwa, 2013).

La dosificación del material para estabilizar un suelo dependerá de las propiedades que se pretendan modificar o mejorar. Una dosificación baja solo afectará propiedades como la trabajabilidad, plasticidad o distribución de partículas; mientras que una dosificación alta impactará en propiedades como la resistencia y durabilidad. La normativa mexicana CMT “Materiales para Bases Tratadas” (SCT, 2021) indica que dependiendo de la dosificación y el material se tendrán materiales modificados o estabilizados. En el caso del cemento y la cal, con dosificaciones

bajas (2% a 4%) se busca modificar la plasticidad del material; mientras que con dosificaciones altas (8% a 10%) en el caso del cemento Portland, se busca incrementar su resistencia. En la Tabla 1 se presenta la clasificación de acuerdo con su dosificación, si se trata de un material modificado o estabilizado de acuerdo con la normatividad existente (SCT, 2021).

Tabla 1.- Materiales y dosificaciones para bases tratadas (SCT, 2021) .

Materiales	Dosificación	
	Modificados	Estabilizados
Cal	2-3%	-
Cemento	3-4%	8-10%
Asfalto	-	3-4%

2.3.1.1 Estabilización con cal

Uno de los materiales más utilizados en la estabilización de suelos es la cal, esta se puede usar de diferentes maneras dependiendo del tipo de aplicación: el óxido de calcio o cal viva como desecante en los suelos muy húmedos mientras que el hidróxido de calcio o cal hidratada y lechada de cal para estabilizar suelos arcillosos de grano fino. La cal fue el primer material utilizado como agente estabilizador en la construcción moderna, en el año 1924 se utilizó en tramos pequeños de carreteras estabilizadas con la adición de la cal hidratada y con la expansión de carreteras al igual que el creciente de tráfico motorizado de los años 30, hicieron que incrementara el uso de estabilización de suelos (Bell, 1996).

2.3.1.2 Estabilización con cemento Portland

La combinación de suelo con cemento Portland proporciona a la mezcla una resistencia mecánica adecuada para poder usarse en diversas obras civiles. Fungiendo el cemento Portland como un gran estabilizador de suelos, que además de hacerlo resistente a la compresión simple, también lo hace prácticamente impermeable, termoaislante y estable conforme transcurre el tiempo. A la mezcla de ambos se le suele llamar **suelo-cemento** y dependiendo de la proporción de ambos se pueden clasificar en tres clases:

- Suelo-cemento compactado.
- Suelo cemento plástico.
- Suelo modificado con cemento.

2.3.1.2.1 Suelos aptos para estabilización con cemento

Casi todos los suelos pueden usarse para estabilizarse con cemento Portland, pero cuando se requiere una mezcla con calidad, y un consumo de cemento mínimo el número de suelos aptos que pueden estabilizarse con cemento Portland se reduce.

Los suelos estabilizados con cemento Portland deben ser estables en contracción, tener una absorción adecuada del agua, alcanzar la resistencia necesaria para el proyecto y mantener una dosificación adecuada.

Norma AASHTO

Los suelos aptos para estabilizarse deben tener tales proporciones de suelos gruesos y finos que producen una granulometría abierta, sin que predominen un determinado tamaño, mientras que su plasticidad debe ser adecuada para que aporte una cohesión a la mezcla (Toirac Corral, 2008). El rango granulométrico recomendado del suelo en % que pasa se expresa en la Tabla 2, este garantiza una buena mezcla de suelo-cemento.

Tabla 2: Distribución granulométrica de suelos aptos para estabilización con cemento (Toirac Corral, 2008).

Tamiz	% que pasa
3 pulg.	100
No. 4	100-50
No. 40	100-15
No. 200	50-10

El rango admisible para mezclas de suelo-cemento del límite líquido y límite plástico se fija como:

- Límite líquido < 45%
- Límite plástico < 18%

Norma Española

De acuerdo con la normativa española los suelos que pueden estabilizarse con cemento Portland deben tener un índice de plasticidad inferior a 15% y un cernido ponderal por los tamices UNE 2 mm y 0.063 mm superior al 20% e inferior al 35% respectivamente, esto para evitar altas dosis de cemento y las mayores dificultades de mezclado. Los suelos estabilizados se clasifican en tres tipos:

- S-EST 1 y S-EST 2 o suelos mejorados con un pequeño porcentaje de cemento Portland o cal, mejorando algunas propiedades del suelo, pero después de ser estabilizados siguen constituyendo un material suelto.
- S-EST 3 o suelos estabilizados con cemento Portland que deben tener una resistencia mínima a la compresión simple de 1.5 MPa a los 7 días según la norma.

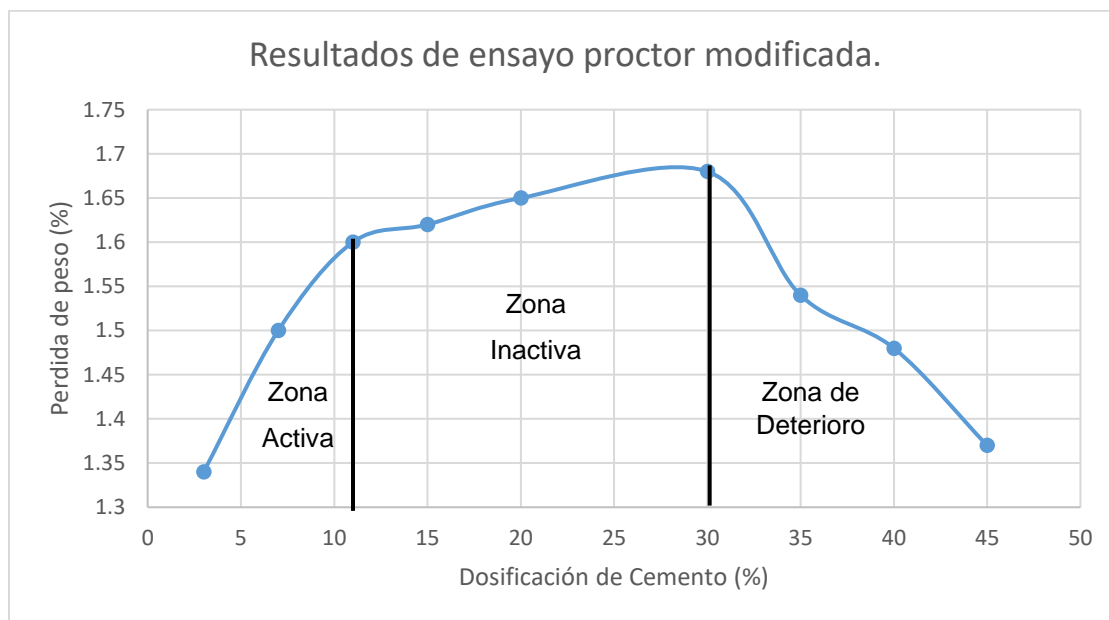
De acuerdo con el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA, 2015) para evitar altos costos de construcción con dosificaciones elevadas de cemento Portland, la estabilización debe realizarse con suelos que cumplan las siguientes características:

- Índice de plasticidad $IP < 15$.
- Límite líquido $LL < 40$ (S-EST y S-EST3).
- Pase por el tamiz UNE 2 mm $> 20 \%$.
- Pase por el tamiz UNE 0.063 mm $< 35 \%$ (50 % en los S-EST1 y S-EST2).

2.3.1.2.2 Dosificación del suelo-cemento.

Las dosificaciones de cemento son de suma importancia cuando se realiza una estabilización, una de las razones es que un alto porcentaje de cemento Portland puede elevar los costos de construcción de una obra haciéndola poco asequible; mientras que una muy baja dosificación puede que no mejore las propiedades físico-mecánicas que requiere el proyecto. La dosificación de cemento impacta de manera diferente según el porcentaje de cemento Portland, usado en relación con el suelo; primeramente con las dosificaciones más bajas (etapa 1 o zona activa) se aumentan las propiedades del suelo de manera significativa, luego con dosificaciones más

altas (etapa 2 o zona inactiva) se tiene que estas propiedades dejan de incrementar de manera significativa, para luego con las dosificaciones mayores (etapa 3 o zona de deterioro) al contrario de las etapas anteriores, las propiedades mecánicas del suelo disminuyen. Se puede apreciar este fenómeno en la Gráfica 1 donde se observa como varía el porcentaje de dosificación de cemento Portland respecto al porcentaje de pérdida de peso de la prueba Proctor modificada (Horpibulsuk, Runglawan, Chinkulkijniwat, Raksachon, & Suddeepong, 2011-2021).



Gráfica 1: Muestras cementadas compactadas a diferentes contenidos de cemento bajo energía Proctor modificada (Horpibulsuk, Runglawan, Chinkulkijniwat, Raksachon, & Suddeepong, 2011-2021).

Para evitar todos los problemas que conlleva las altas dosificaciones de cemento Portland en la estabilización de suelos, la Federal Highway Administration (FHWA) recomienda los siguientes rangos especificados en la Tabla 3.

Tabla 3: Rango de dosificaciones de cemento para suelos estabilizados.

Clasificación de suelos AASHTO	Rango usual de cemento requerido Porcentaje del peso seco de los suelos.
A-1-a	3 – 5
A-1-b	5 – 8
A-2	5 – 9
A-3	7 – 11
A-4	7 – 12
A-5	8 – 13
A-6	9 – 15
A-7	10 – 16

2.3.1.3 Estabilización con cenizas volantes

La ceniza volante es un subproducto de la combustión del carbón pulverizado en plantas generadoras de electricidad y es el material cementante suplementario más utilizado en los Estados Unidos. Bajo la ignición en el horno, la mayor parte de la materia volátil y el carbono del carbón se queman. Durante la combustión, las impurezas minerales del carbón se funden en suspensión y se transportan hacia afuera de la cámara por los gases de escape. En el proceso, el material fundido se enfría y se solidifica como pequeñas esferas vítreas llamadas cenizas volantes, y esta, puede utilizarse junto con la cal para la estabilización de suelos (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).



Figura 3: Cenizas volantes (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004)

2.4 Módulo resiliente.

2.4.1 Definición del módulo resiliente.

El módulo resiliente es una propiedad muy importante dentro de la guía de diseño empírico mecanicista de pavimentos. Básicamente es una relación esfuerzo-deformación y a diferencia del módulo de elasticidad el módulo resiliente es obtenido de una prueba triaxial cíclica. se puede definir como la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable, y se representa con la siguiente ecuación:

$$M_r = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_R} = \frac{\sigma_D}{\epsilon_R} \quad \text{Ecuación (2.4.1)}$$

donde:

σ_1 =Esfuerzo principal mayor

σ_3 =Esfuerzo principal menor

σ_D =Esfuerzo desviador

ϵ_R =Deformación recuperable

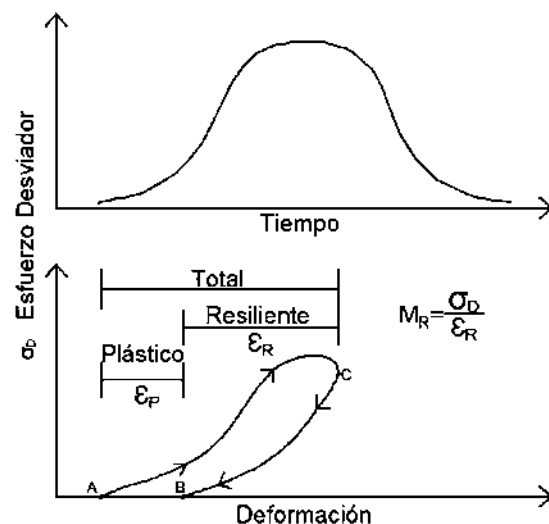


Figura 4: Respuesta de carga típica en la prueba de módulo resiliente para un ciclo de carga (Elliot & Thornton, 1988).

En la Figura 4 se muestran dos gráficas de la definición de módulo resiliente, en el eje “y” representa la magnitud del esfuerzo desviador, y en el eje “x” en la gráfica superior de la figura se representa el tiempo mientras que en la gráfica inferior representa deformación. En la gráfica superior se muestra como varía el esfuerzo desviador respecto al tiempo en un ciclo de carga en una prueba triaxial, mientras que la gráfica inferior se muestra cómo se comporta la deformación del material sometida al esfuerzo desviador de la primera gráfica. La deformación parte del punto A y aumenta conforme el esfuerzo desviador también lo hace, hasta alcanzar el punto C que es la deformación máxima alcanzada en el ciclo o la deformación total. Después de alcanzar este punto máximo la deformación disminuye al igual que el módulo, pero no regresa al punto A sino al punto B, la distancia entre ambos puntos

es la deformación permanente o deformación plástica, mientras que la distancia entre el punto B y C es la deformación resiliente o deformación recuperable.

La estructura de un pavimento es sometida a un gran número de diferentes aplicaciones de cargas cíclicas que lo fracturan y deforman causando los principales deterioros en la superficie del pavimento, un claro ejemplo es la piel de cocodrilo. Estos deterioros aparecen aun cuando los niveles de esfuerzos aplicados al pavimento son inferiores a la resistencia de los materiales para la cual fue diseñado el pavimento, demostrando como un gran número de repeticiones de carga puede afectar de igual manera que un esfuerzo mayor al del diseño del pavimento (Garnica Anguas, Pérez García, & Gómez López, 2001).

Un pavimento está bajo constantes pulsos de cargas producidos por las aplicaciones de carga, la Figura 5 se observa una sección longitudinal de las capas de pavimentos, sobre la cual se aplica una carga que se mueve a una velocidad constante como lo es la producida por el eje de un vehículo. En el punto P el estado de esfuerzos que experimenta por la carga del punto A, es de esfuerzos normales como de esfuerzos cortantes.

Cuando la carga se mueve al punto al punto B, los esfuerzos cortantes en el punto P son nulos y solo actúan los esfuerzos normales como se presenta en la Figura 5 inciso (b), por lo tanto, se tiene un estado triaxial de esfuerzos y es precisamente este estado de esfuerzos el que simulamos en una prueba triaxial. Por último, cuando la carga se mueve al punto C, la dirección de los esfuerzos cortantes es contraria a los esfuerzos originados en el punto A, como se observa en la Figura 5 en el inciso (c).

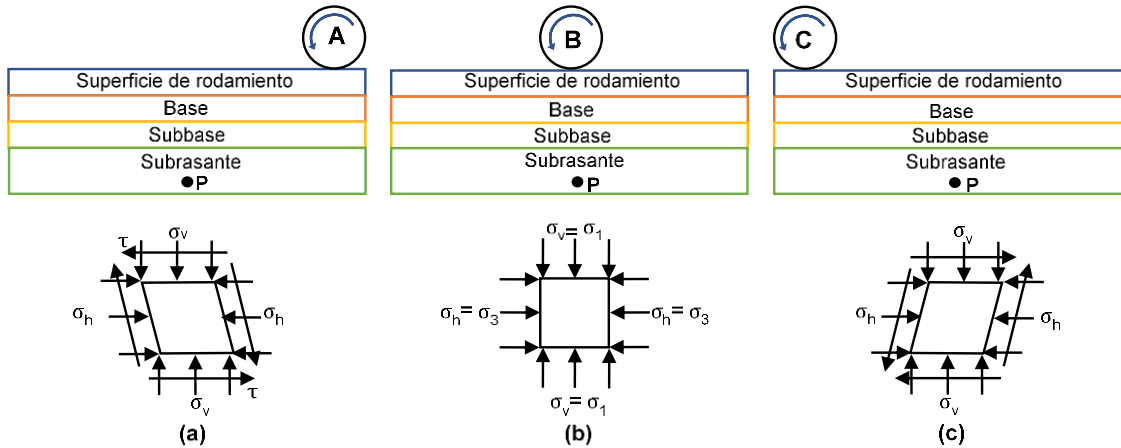
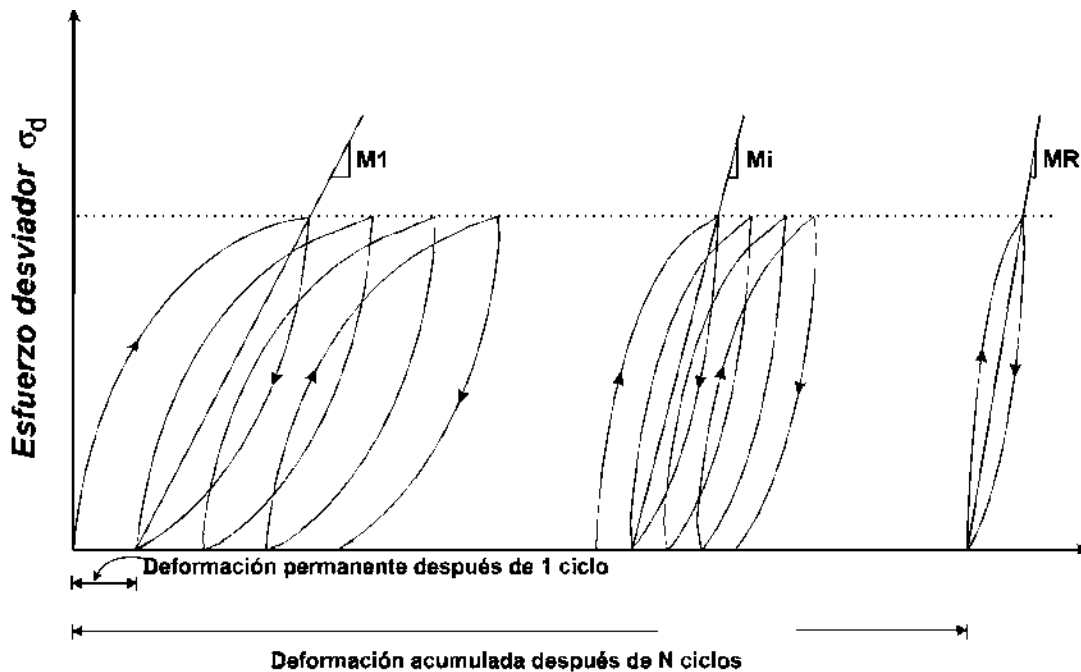


Figura 5: Estados de esfuerzos de la subrasante (Garnica Anguas, Pérez García, & Gómez López, 2001).

Las pruebas triaxiales simulan la condición B siendo la más desfavorable, para lograr esto se debe aplicar una presión de confinamiento que varíe con el esfuerzo desviador, sin embargo, no se puede lograr este cambio en el laboratorio, por lo que se mantiene constante y el esfuerzo desviador es el que se aplica en forma repetida. En pruebas como las triaxiales cíclicas se busca en un cierto número de ciclos de carga y descarga, aplicar un solo esfuerzo desviador y un solo esfuerzo de confinamiento (esto es a lo que se le llama una configuración de esfuerzos). Para después de concluido este número de ciclos volver a comenzar con otra configuración de esfuerzos, es decir, se cambian los esfuerzos desviadores y/o de confinamiento.

Durante las pruebas de carga cíclica se observa que después de un cierto número de ciclos de carga, el módulo llega a ser aproximadamente constante y la respuesta del suelo puede asumirse como puramente elástico. Al módulo que permanece constante se le llama módulo de resiliencia (Gráfica 2). Este concepto aplica tanto para suelos finos como para materiales granulares, pero cuando se tienen suelos granulares se estaría hablando de la teoría del “Shakedown” que se abordará más adelante en esta investigación.

Así entonces, el concepto de módulo de resiliencia está ligado a un proceso de carga cíclica.



Gráfica 2: Deformación acumulada con el número de aplicaciones del esfuerzo desviador (Garnica Anguas, Pérez García, & Gómez López, 2001).

El módulo de resiliencia no es una propiedad constante del suelo, depende de varios factores, los cuales se presentan a continuación.

- Número de aplicaciones del esfuerzo.
- Tixotropía
- Magnitud del esfuerzo desviador
- Magnitud del esfuerzo de confinamiento
- Método de compactación
- Grado de compactación y contenido de agua.

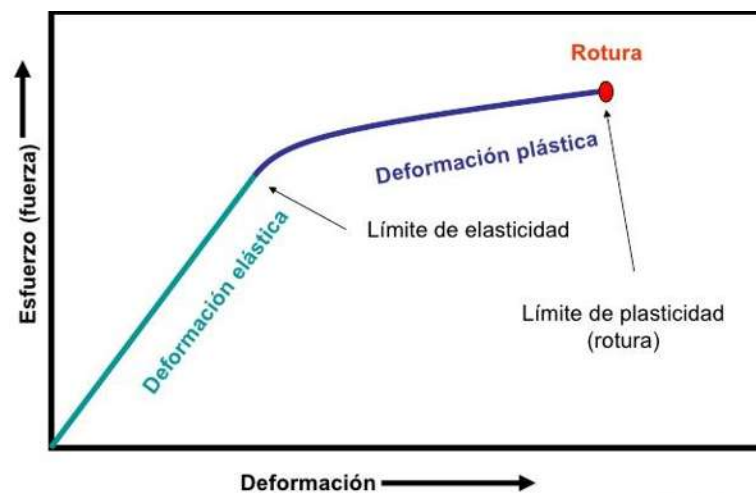
2.5 Deformación Permanente

La elasticidad o ley de Hooke establece la relación entre la fuerza que se aplica sobre un material y el estiramiento o compresión que sufre, es decir, que la deformación de un material es directamente proporcional a la fuerza que se le aplica. Esta ley fue formulada en el año 1660 por el científico británico Robert Hooke. Esta ley es aplicada en diversos campos como la física y la ingeniería. En la ingeniería civil en particular, es ampliamente utilizada en el estudio de las

estructuras y los suelos. En los materiales se pueden observar dos tipos de deformación:

Deformación elástica: Una vez removido el esfuerzo, el material regresa a su forma original sin que se presente una deformación permanente es decir la deformación es reversible.

Deformación plástica: Cuando el esfuerzo es muy grande para el material y es retirado éste no regresa a su forma original es decir hay una deformación irreversible, por lo tanto, permanente (S. Timoshenko, 1934).



Gráfica 3: Gráfica de deformación vs esfuerzo de un material (Griem, 2016).

Como se observa en la Gráfica 3 el límite elástico es el valor mínimo de esfuerzo necesario para producir una deformación permanente en el material (plástica) mientras que el límite de plasticidad es el valor máximo de esfuerzo que soporta el material antes de llegar a la falla. La fórmula básica de la ley de Hooke es la siguiente:

$$F = -k * x \quad \text{Ecuación (2.4.1)}$$

Dónde:

F = fuerza deformante

x = longitud de compresión o alargamiento

k = constante de proporcionalidad

2.5.1 Deformación permanente en pavimentos.

La resistencia mecánica de los materiales granulares sin ligantes deriva principalmente del entrelazamiento de partículas y la fricción entre los agregados. Los pulsos de esfuerzos inducidos por el tráfico causan movimientos en los materiales granulares del pavimento que en cierta medida no son recuperables y da como resultado una compactación adicional del material y trituración de partículas (Rahman & Erlingsson, 2015).

El desarrollo de la deformación permanente en materiales granulares puede ser caracterizado en dos fases. En la primera fase, se tiene un rápido aumento en la deformación permanente con aplicaciones de carga, esta fase se puede describir como post-compactación y está relacionado con la densificación del material, la reducción en el volumen de poro y el cambio volumétrico del material (Werkmeister, Dawson, & Wellner, 2001). En la segunda fase, la tasa de deformación se vuelve más o menos constante y es dominado por el cambio de volumen, aunque la deformación por corte aumenta a ritmo creciente.

Las deformaciones permanentes, causadas en los pavimentos debido a la aplicación de los esfuerzos cíclicos a los que está sometido, contribuyen a que este llegue a la falla debido al grado de deformación que han sufrido. El deterioro más frecuente asociado a los mecanismos de falla de los pavimentos flexibles es la formación de roderas, las cuales se originan a causa de la acumulación de deformaciones permanentes en la superficie de rodadura (Garnica y Gómez, 2001).

2.5.1.1 El concepto de “Shakedown” en deformaciones permanentes.

El shakedown es un concepto utilizado para describir el comportamiento de estructuras ingenieriles convencionales bajo repeticiones cíclicas de carga. El concepto de shakedown mantiene que existen cuatro categorías para describir el comportamiento del material bajo ciclos de cargas (Werkmeister, Dawson, & Wellner, 2001). Estas cuatro categorías se describen a continuación y se pueden observar sus características en la Figura 6.

1. **Puramente elástico:** La aplicación de cargas repetidas es muy pequeña como para obtener deformaciones permanentes en el material. Todas las

deformaciones son totalmente recuperables por lo tanto la respuesta del material está en términos puramente elásticos.

2. **Shakedown elástico (Elastic shakedown):** La respuesta del material ahora es plástica para un número finito de ciclos de esfuerzos, sin embargo, la última respuesta que tendrá el material es elástica. El máximo nivel de esfuerzo en que esta condición ocurre se le denomina **límite de shakedown elástico (Elastic shakedown limit)**.
3. **Shakedown plástico (Plastic shakedown):** El material logra una respuesta de estado estacionario, es decir, sin acumulación de deformación plástica y cada respuesta es histerética. Esto implica que una cantidad finita de energía es absorbida por el material en cada ciclo. Una vez que se alcanza una respuesta puramente resiliente, al nivel máximo de esfuerzo alcanzado se le denomina **límite de shakedown plástico (Plastic shakedown limit)**.
4. **Colapso plástico progresivo (Ratcheting):** Es la aplicación repetida de esfuerzos relativamente grandes. Una zona importante del material está en una condición de fluencia y las deformaciones plásticas se acumulan rápidamente, con la falla ocurriendo en un plazo de tiempo relativamente corto.

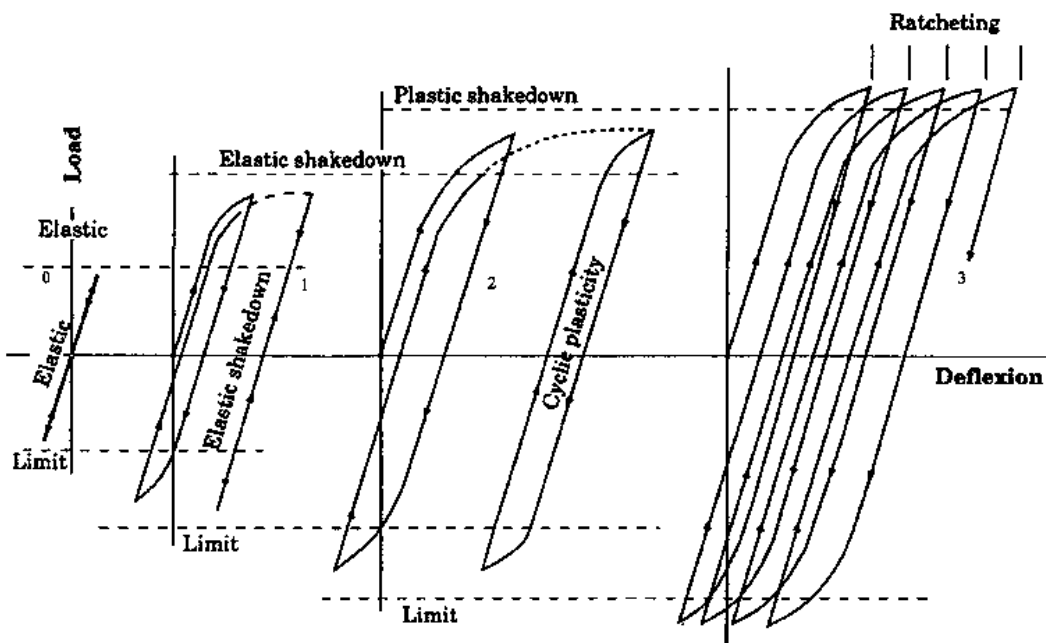


Figura 6: Comportamiento elástico y plástico bajo condiciones de carga cíclica a presión y compresión (Werkmeister, Dawson, & Wellner, 2001).

Los primeros en utilizar el concepto de shakedown en el diseño de pavimentos fueron Sharp y Booker, justificando este concepto con los resultados obtenidos en diferentes pruebas de carga cíclica (Sharp & Booker, 1984).

Luego Dawson y Wellener presentaron un nuevo método para presentar los resultados de la deformación permanente. Identificaron solo tres tipos diferentes de acumulación de la deformación permanente (no identificaron deformaciones puramente elásticas en sus pruebas) (Dawson & Wellner, 1999). De acuerdo con Werkmeister, el comportamiento puramente elástico no ocurre en los materiales granulares sin ligantes como una evidencia de la aparición de la deformación post-compactación. Los tres rangos que identificaron Dawson y Wellener son:

1. Rango A: Acomodo Plástico (Plastic Shakedown Range)
2. Rango B: Fluencia Plástica (Plastic Creep)
3. Rango C: Colapso Plástico Progresivo (Incremental Collapse).

Para este método el rango “A” se sigue comportando como inicialmente se consideraba el shakedown elástico, es decir, se tendrán deformaciones permanentes hasta un número finito de ciclos para después alcanzar deformaciones puramente elásticas, o sea, deja de incrementar las deformaciones permanentes. Inicialmente el rango “B” tiene un comportamiento similar al rango “A” pero la principal diferencia con este rango es que se tiene un pequeño incremento residual en la deformación permanente (no se alcanzan las deformaciones puramente elásticas) y eventualmente después de un gran número de ciclos puede llegar a la falla. En el rango “C” la velocidad del aumento de la deformación permanente disminuye muy lentamente o incluso puede no disminuir, y eventualmente alcanzar la falla con un número de ciclos relativamente pequeño. Todos estos comportamientos de cada uno de los rangos están representados en la Figura 7. De acuerdo con Noolu et al. los rangos “A” y “B” pueden ser tolerados en un material de subrasante para un pavimento, pero no el rango C (Noolu, Mudavath, Pillai, & Yantrapalli, 2019).

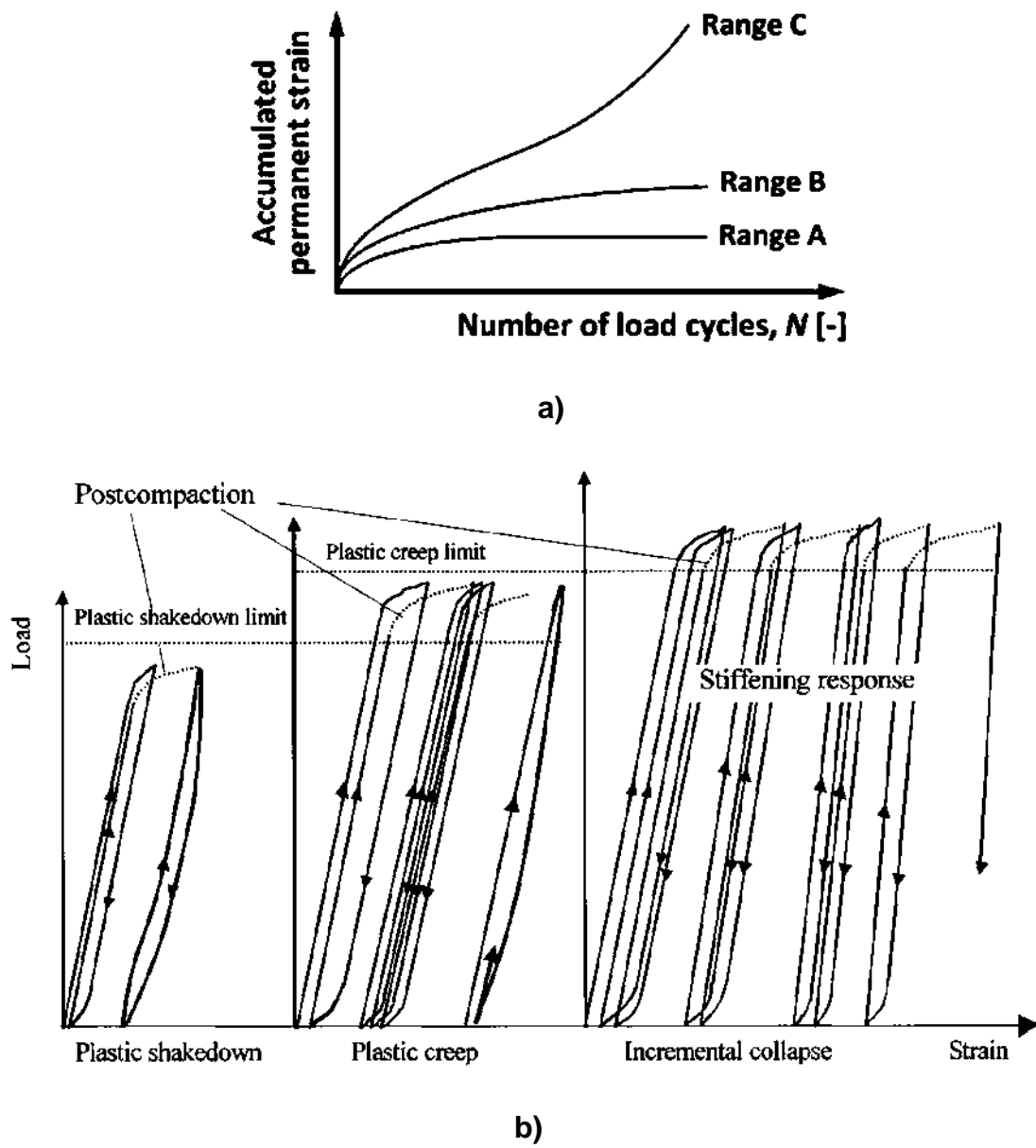
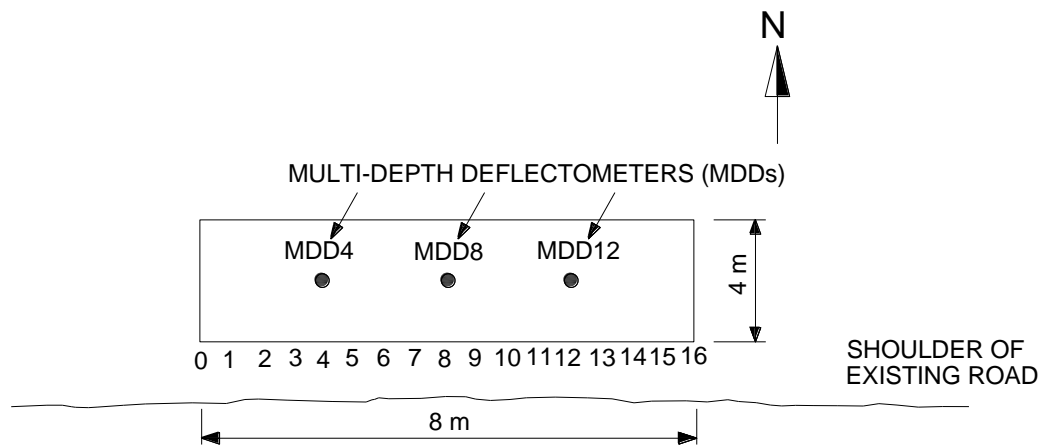


Figura 7: Comportamiento de la deformación permanente en materiales granulares sin ligante (Werkmeister, Dawson, & Wellner, 2001).

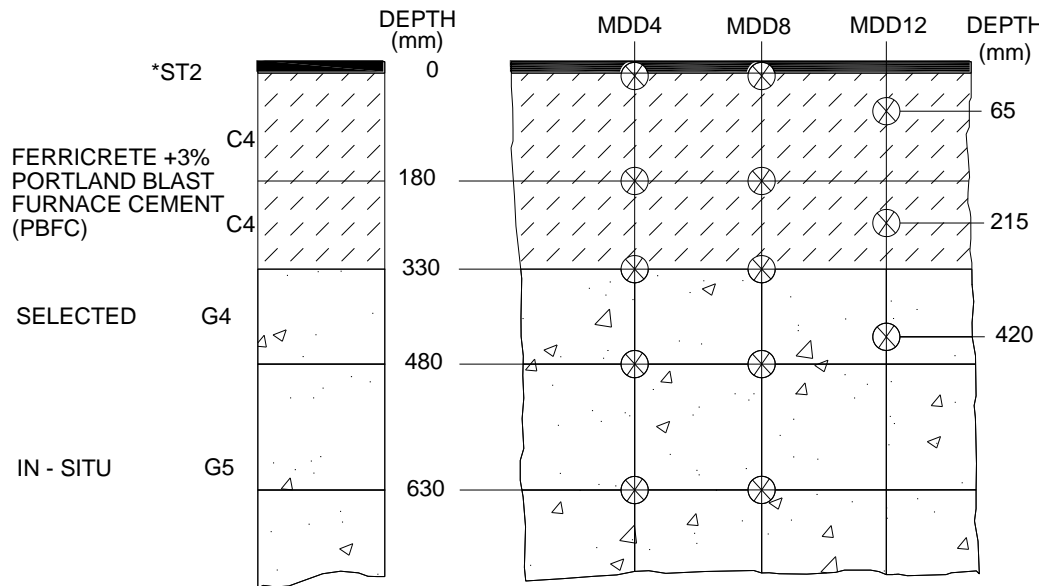
3 Estado del arte.

3.1 Modo de Falla en un pavimento con capas estabilizadas

En un estudio realizado por Moris De Beer (De Beer, 1990) para determinar la fatiga en un pavimento con capas estabilizadas, utilizó un sistema conocido con “Multi-Depth Deflectometer” (MDD) para medir el perfil de deflexión resiliente. Este sistema también es utilizado para medir la deformación permanente en las diferentes capas del pavimento en las diferentes etapas de repeticiones de carga. Utilizando un ensaye acelerado con el equipo Simulador de Vehículos Pesados (HVS por sus siglas en ingles). De Beer estudió un tramo de prueba de un pavimento en el que colocó MDD a diferentes profundidades para medir la deformación permanente tal y como se muestra en la Figura 8.



(a) Typical layout of an HVS test section



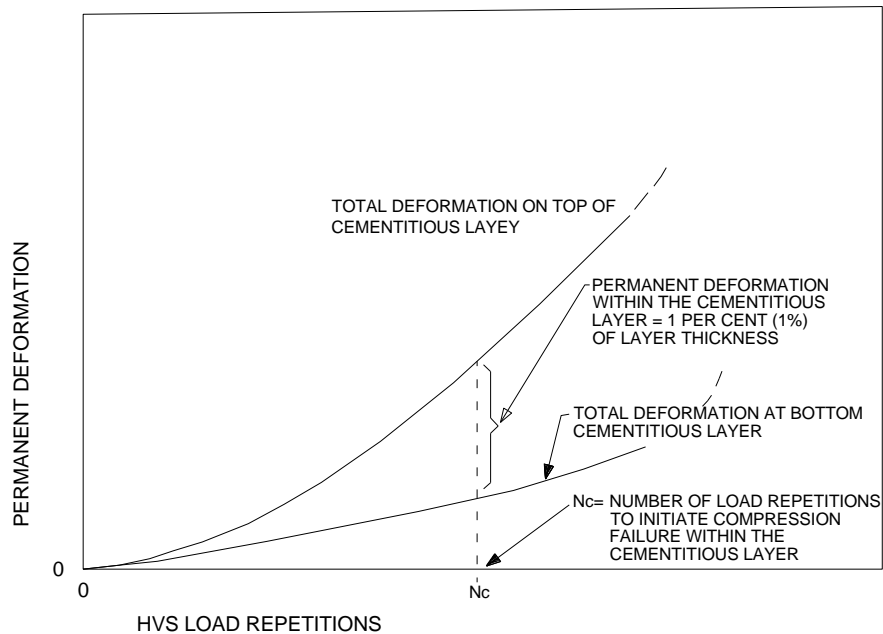
*MATERIAL CODES IN ACCORDANCE WITH TRH14 (DRTT,1985b)

⊗ MDD MODULES

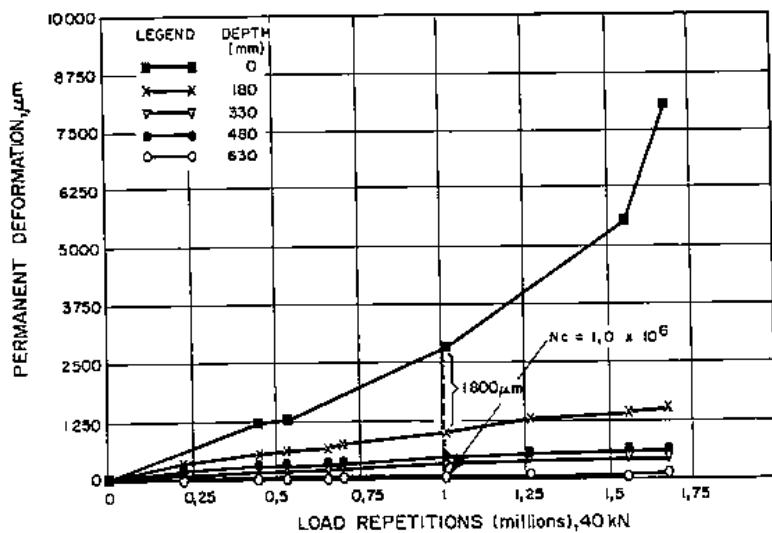
(b) Pavement structure and MDD layout

Figura 8: Capas de sección de un pavimento de prueba HSV para medir la deformación permanente (De Beer, 1990).

De Beer estableció que el número in situ de repeticiones de esfuerzo (N_c) necesario para inicial la falla de compresión en el pavimento sería cuando la deformación permanente entre la parte inferior y superior de la base estabilizada excediera el 1% tal como se muestra en la Gráfica 4. Con este criterio de falla, De Beer evaluó la deformación permanente en las capas estabilizadas con cemento Portland. Para la base el inicio de la falla a compresión comenzó a ocurrir cuando la deformación permanente excedió 1.8 mm y para la subbase 1.5 mm como se ve en la Gráfica 5.



Gráfica 4: Criterio de falla propuesto por Moris De Beer (De Beer, 1990).



Gráfica 5: Resultados obtenidos por un MDD en una sección de pavimento de prueba sometido a la prueba HSV (De Beer, 1990).

El proceso de ahuellamiento es una falla en curso de la capa cementada, cuando el valor de N_c alcanza los 180 mm, el ahuellamiento ocurre reduciendo el espesor efectivo de la capa. Un nuevo valor N_c para la capa con el espesor reducido, causa un ahuellamiento aun mayor, eventualmente la parte superior de la capa se agrieta más allá de la parte inferior de la capa como se muestra en la Figura 9. Como resultado del proceso de ahuellamiento y la subsecuente filtración en la parte

superior de la base, el material agrietado fue completamente removido de la sección de prueba resultando en un extenso daño a las capas subsecuentes.

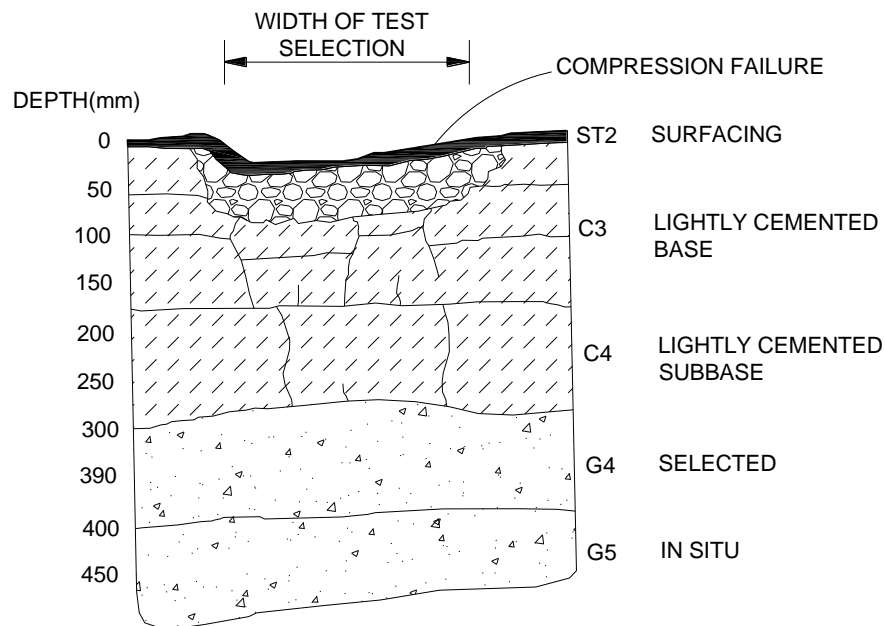


Figura 9: Manifestación de la falla a compresión en la base ligeramente cementada de un pavimento (De Beer, 1990).

3.2 Modelación de la deformación permanente.

La rigidez de los materiales sin ligante y la subrasante del pavimento se caracterizan ampliamente por el módulo resiliente MR, que es generalmente obtenido de las pruebas triaxiales cíclicas. El módulo resiliente debe ser medido bajo condiciones representativas de estados de esfuerzos inducidas por las cargas del tráfico y el medio ambiente, que es experimentado por los materiales sin ligantes en el sistema del pavimento. Estas pruebas además de permitir medir el módulo resiliente, se obtiene la deformación permanente del material o las deformaciones plásticas que se observan en la Figura 10.

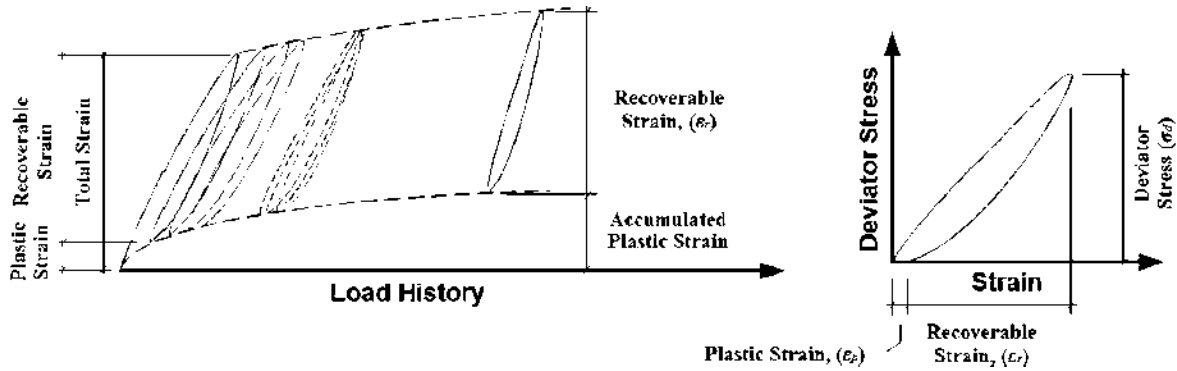
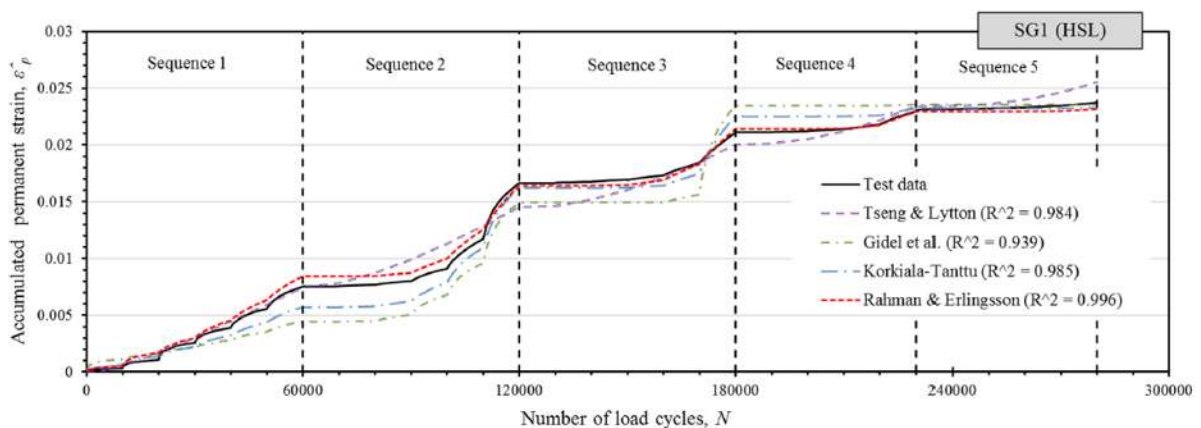
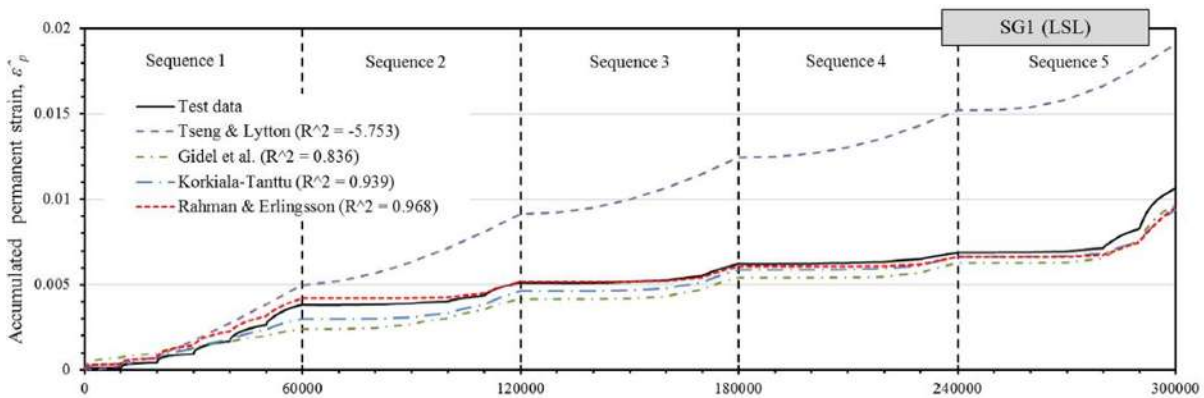


Figura 10: Deformación de materiales sin ligantes del pavimento bajo cargas de tráfico cíclicas (izquierda) y definición del módulo resiliente (derecha) (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017).

De acuerdo con Erlingsson, varios investigadores han desarrollado modelos matemáticos para estimar la deformación permanente en función de las cargas cíclicas aplicadas. Erlingsson siguiendo la normativa europea de la prueba triaxial cíclica multietapa para la obtención de la deformación permanente, realizó ensayos con un material de grano grueso para base aplicando niveles de esfuerzo altos (HSL por sus siglas en inglés) y niveles de esfuerzos bajos (LSL por sus siglas en inglés). Además, estimó la deformación permanente con los modelos matemáticos de diferentes investigadores y graficó sus resultados obtenidos en laboratorio junto con los obtenidos en los modelos (Gráfica 6) (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017).



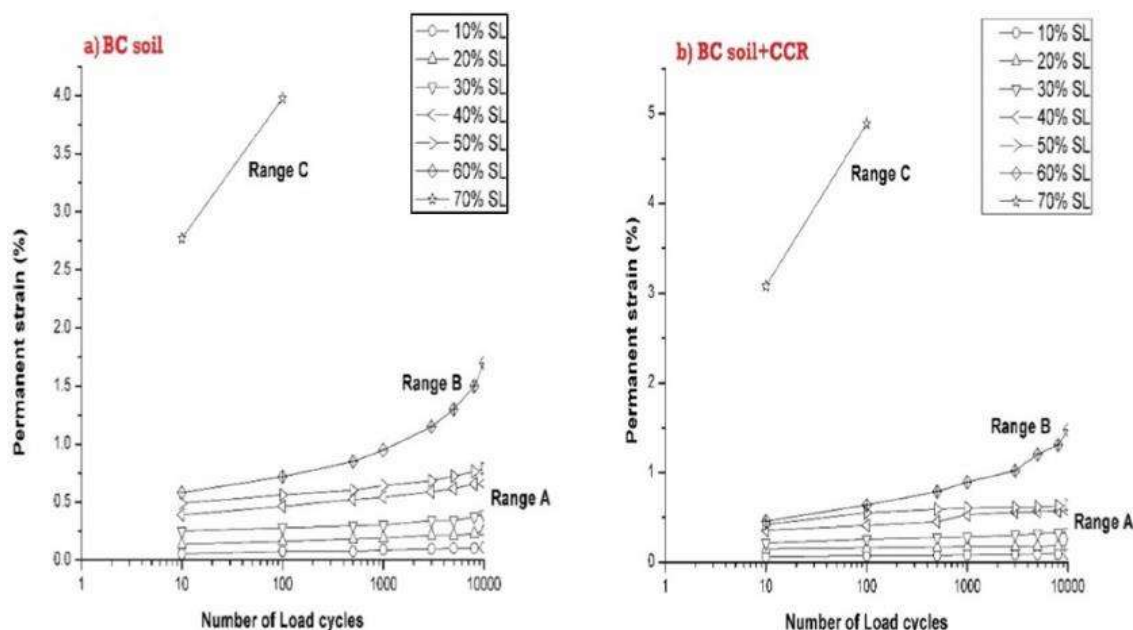


Gráfica 6: Resultados obtenidos por Erlingsson en una prueba triaxial cíclica multietapa con niveles de esfuerzo altos y bajos y los resultados de los diferentes modelos matemáticos usados (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017).

Los modelos matemáticos de Korkiala-Tanttu y Rahman & Erlingsson fueron los cercanos a los resultados obtenidos por en laboratorio, mientras que los modelos de Tseng & Lytton y Gidel et al. fueron los más alejados, aunque al inicio en la primera etapa estuvieron muy cercanos al resultado en laboratorio.

3.3 Deformación permanente en suelos estabilizados

Existe un suelo denominado algodón negro (black cotton soil) que posee un alto porcentaje del mineral expansivo de montmorillonita, por lo que este tipo de suelo representa una problemática como material para cimentaciones o en la construcción de pavimentos. Es común que suelos como este, que en su estado natural no cumplen con los requerimientos que las obras civiles requieren, se estabilicen con algún tipo de aditivo. Noolu et al. estudiaron el comportamiento de la deformación permanente en este suelo en su estado natural y estabilizado con residuos de carburo de calcio. Para ello, realizaron pruebas triaxiales cíclicas en ambos suelos con un confinamiento constante de 20kPa y con diferentes niveles de esfuerzo desviador que variaron del 10% hasta el 70% (Noolu, Mudavath, Pillai, & Yantrapalli, 2019).



Gráfica 7: Deformación permanente del suelo de algodón negro sin y con estabilizante (Noolu, Mudavath, Pillai, & Yantrapalli, 2019).

Tanto en el suelo sin estabilizar como en el estabilizado con carburo de calcio se puede observar los rangos de la teoría de shakedown que se mencionan en el marco teórico de este trabajo. Con los niveles de esfuerzo del 10% al 50% se obtuvieron deformaciones típicas del rango A mientras que para los niveles de esfuerzo del 60% se alcanzó las deformaciones típicas del rango B y por último en los niveles de esfuerzo del 70% se alcanzó las deformaciones del rango C.

3.4 Ensayo para la obtención de la deformación permanente de la norma europea.

La Norma Europea EN 13286-7:2004 (AENOR, 2008) especifica los procedimientos de ensayo para determinar los comportamientos elástico y plástico (permanente) de mezclas sin ligante, bajo condiciones que simulan los estados de esfuerzo de estos materiales en capas de pavimento que están sometidas a cargas en movimiento.

El ensayo se aplica a probetas cilíndricas de mezclas sin ligante, preparadas por compactación en laboratorio, con un tamaño de partícula máximo absoluto más pequeño que una quinta parte del diámetro de la probeta.

Para la aplicación de la carga a la probeta se aplican dos métodos:

- **Método A:** El método de Presión de Confinamiento Variable, en el cual la presión de la celda se repite en ciclos, en fase con la carga axial.
- **Método B:** El método de Presión de Confinamiento Constante, en el cual solo se aplica una carga axial cíclica y una presión de confinamiento constante.

El ensayo triaxial cíclico, consiste en someter a una prueba cilíndrica de material granular sin ligante a esfuerzos cíclicos simulando el rango de fuerzas a las que está sometida una capa de pavimento sin ligante, y midiendo después la deformación axial y la deformación radial de la probeta inducidos por esta carga. En el método A (Presión de Confinamiento Variable), se aplica un esfuerzo de desviación axial cíclico y una presión de la celda de confinamiento (cíclica) variable, que varían en fase. También se puede adoptar un régimen de esfuerzos simplificados, con un esfuerzo de desviación axial cíclico y una presión de confinamiento constante, método B.

La norma UNE-EN 13286-7 propone tres procedimientos de ensayo diferentes, que se describen a continuación.

- 1.- **Procedimiento para el estudio del comportamiento elástico:** El comportamiento durante una aplicación de carga. Los resultados del ensayo se pueden emplear para determinar valores del coeficiente de elasticidad del material para diferentes niveles de esfuerzos, o parámetros de modelos elásticos no lineales, que se pueden utilizar en los procedimientos de diseño analítico y numérico de pavimentos. En este procedimiento, primero se aplica un acondicionamiento cíclico, para estabilizar las deformaciones permanentes de los materiales y conseguir un comportamiento elástico. Este acondicionamiento se realiza mediante la aplicación de un gran número de ciclos de una configuración de esfuerzos, que corresponde al nivel máximo de esfuerzos aplicado durante el ensayo. Entonces se observa el comportamiento elástico para varias configuraciones de esfuerzos, aplicados cada uno con un número reducido de ciclos, sobre la misma probeta.

2.- Procedimiento para el estudio de deformaciones permanentes: Cada ensayo de deformación permanente consiste en la aplicación de un gran número de ciclos de carga de una combinación de esfuerzos única, sin acondicionamiento previo. Este procedimiento se puede utilizar para determinar deformaciones permanentes del material para un nivel de esfuerzo particular, o parámetros de modelos de predicción de deformaciones permanentes, que se puedan usar para el diseño y análisis de pavimentos.

3.- Procedimiento multietapas: Este procedimiento se puede utilizar para evaluar rápidamente deformaciones permanentes producidas por diferentes niveles de esfuerzo. Consiste en aplicar sucesivamente a la misma probeta, varias secuencias de carga, con niveles de esfuerzo que van aumentando, hasta que la deformación axial permanente acumulada supera un límite especificado.

3.4.1 Equipo para realizar el ensayo.

El aparato de ensayo debe aplicar la carga cíclica requerida a una probeta cilíndrica con un diámetro mayor de 5 veces el tamaño de partícula máxima del material, y cuya altura sea igual a dos veces el diámetro ($\pm 2\%$).

a) Cámara de presión triaxial (“celda”).

La cámara de presión, o “celda”, es similar a la mayoría de las celdas triaxiales convencionales, solo que es algo más grande, esto para facilitar la instalación en su interior del equipo de medición de la carga y de medición de la deformación. En este equipo se coloca la probeta para ser ensayada, además se coloca un fluido que en nuestro caso fue aire para aplicar el esfuerzo de confinamiento a la probeta.

b) Dispositivo de carga.

Para los procedimientos de ensayo con presión de confinamiento variable, el dispositivo de aplicación de carga debe cumplir con los siguientes requisitos:

- El dispositivo de carga axial debe ser capaz de aplicar sobre la probeta, cargas axiales repetidas variables y presiones de confinamiento, en ciclos fijos de carga y descarga.
- Durante la aplicación de la carga, la carga axial y la presión de confinamiento deben permanecer proporcionales y variar en fase.
- El dispositivo de carga axial debe ser capaz de aplicar sobre la probeta, un esfuerzo máximo de 600 kPa, y el sistema de control de la presión cíclica debe poder aplicar una presión de confinamiento máxima de 300 kPa.
- Durante cada ciclo, los valores mínimos y máximo del esfuerzo de desviación y de la presión de confinamiento se deben aplicar con una precisión ± 2 kPa o del 1% lo que sea mayor.
- La frecuencia de carga se debe mantener entre 0.2 Hz y 10Hz.

Para los ensayos con presión de confinamiento constante el dispositivo de aplicación de la carga debe cumplir con los requisitos anteriores además de los requisitos que se enlistan a continuación.

- El sistema de control de la presión debe poder aplicar una presión de confinamiento máxima de al menos 70 kPa.
- La presión de confinamiento también se puede aplicar mediante vacío parcial dentro de la probeta.

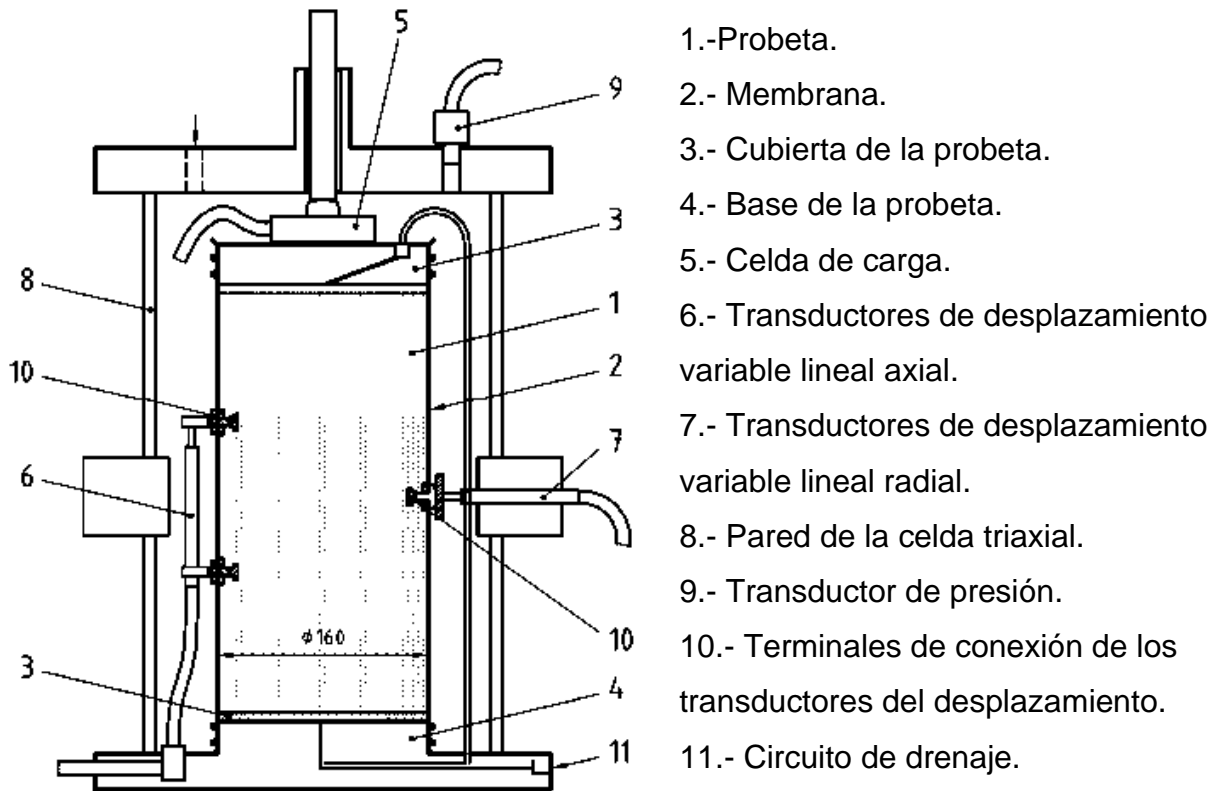


Figura 11: Ejemplo de cámara triaxial y sistemas para medir los desplazamientos axiales y radiales UNE-EN 13286-7 (AENOR, 2008).

c) Transductores de presión.

Las presiones de confinamiento en la celda o el vacío parcial en la probeta, se debe monitorizar por medio de transductores de presión con gamas de sensibilidad adecuadas y con una precisión de ± 2 kPa.

d) Transductores de carga axial.

La carga axial aplicada a la probeta se debe monitorear por medio de un transductor que tenga una gama de sensibilidad adecuada y que proporcione mediciones de esfuerzo axial con una precisión de ± 2 kPa. El transductor de carga se debe colocar, preferentemente en el interior de la celda triaxial, en contacto directo con la cubierta de la probeta.

e) Equipo de medición de las respuestas.

Las deformaciones axiales de la probeta se deben de medir utilizando al menos, dos transductores de desplazamiento fijados directamente a la parte central de la

probeta (de manera que la distancia entre señales en la probeta no exceda de la mitad de la altura de esta).

Las deformaciones radiales de la probeta se deben de medir en el punto medio de su altura, utilizando transductores fijados directamente a esta. En este trabajo no se realizaron este tipo de mediciones. Sin embargo, tanto las deformaciones axiales como radiales se deben de registrar con una precisión de $5 \times 10^{-3} \text{ mm} + 10^{-3} \times L$ (donde L es el desplazamiento medido en milímetros).

f) Membrana.

La membrana utilizada para recubrir la probeta debe proporcionar protección fiable contra las fugas. Para que ofrezca una restricción mínima, el diámetro de la membrana sin tensar no debe ser menor del 95% del diámetro de la probeta. El grosor de la membrana no debe exceder del 0,8% del diámetro de la probeta. La membrana se debe fijar a la cubierta y a la base de la probeta por medio de juntas tóricas de caucho, cuyo diámetro interior, sin tensar, sea inferior al 90% del diámetro de la cubierta y de la base, o por otros medios que proporcionen una hermeticidad positiva.

g) Balanza.

El dispositivo para pesar debe determinar la masa de la probeta con una precisión de $\pm 0,2\%$.

h) Entorno de ensayo.

El ensayo se debe realizar en un entorno en el que las fluctuaciones de temperatura sean inferiores a $\pm 4 \text{ }^\circ\text{C}$, y donde no penetre directamente la luz solar.

i) Molde de compactación.

Las medidas interiores del molde deben cumplir con las especificaciones del diámetro y la altura de la probeta. Además, debe ser lo suficientemente resistente para soportar los esfuerzos generados por la compactación del material con un martillo neumático.

3.4.2 Procedimiento de ensayo para el estudio de la deformación permanente.

El objetivo de estos ensayos es analizar el comportamiento de las deformaciones permanentes, con el número de ciclos de carga para diferentes niveles de esfuerzo. En el procedimiento monoetapa, solamente se puede repetir una configuración de esfuerzos aplicada sobre cada probeta, mientras que en el procedimiento multietapa se aplican sucesivamente varias configuraciones de esfuerzos diferentes sobre la misma probeta.

La deformación permanente que se produce mediante la aplicación de cargas de una manera multietapa puede ser diferente de la que se produce cuando se aplica un nivel de carga único.

3.4.2.1 Aplicación de carga única.

Los ensayos se pueden realizar aplicando una carga de presión de confinamiento variable (Método A) o aplicando una carga de presión de confinamiento constante (Método B).

3.4.2.1.1 Método A: Presión de confinamiento variable.

En este método, la presión de la celda es cíclica en fase con la carga axial.

El número de ensayos a realizar y el nivel de esfuerzo a aplicar en cada ensayo dependen de la posición que tendrá el material en el pavimento y a los esfuerzos al que estará sometido.

En cada ensayo, se comienza aplicando los esfuerzos iniciales $\sigma_{3min}=10 \text{ kPa}$ y σ_{dmin} . Si es posible, se utiliza $\sigma_{dmin}=0$, pero con algún equipo puede ser necesario un valor positivo (que no debe exceder de 5 kPa). Cuando la probeta a ensayar es grande, la presión de confinamiento mínima se puede aumentar hasta 20 kPa, para reducir la influencia del gradiente de presión hidrostática del fluido de la cámara.

Después, se realiza la aplicación de carga cíclica durante, al menos 80,000 ciclos, se leen y se registran los valores de esfuerzos y de deformaciones siguientes:

Durante los primeros 20 ciclos se deben tomar de forma continua las lecturas, y después a los siguientes números de ciclos (como mínimo). En cada número de ciclos seleccionado, las lecturas se deberían registrar para 10 ciclos consecutivos.

$N \in \{1 \text{ a } 20; 50; 100; 200; 400; 1\,000; 2\,500; 5\,000; 10\,000; 12\,500; 15\,000; 20\,000; 30\,000; 40\,000; 50\,000; 60\,000; 70\,000 \text{ y } 80\,000\}$

Cuando la carga está completa (o se han producido excesivas deformaciones de más del 2 %), se saca la probeta de la cámara triaxial, se retira el equipo y la membrana y se determina la humedad, utilizando toda la probeta.

3.4.2.1.2 Método B: Presión de confinamiento constante

En este método la presión de confinamiento se mantiene constante.

El número de ensayos a realizar y el nivel de esfuerzo a aplicar en cada ensayo dependen de la posición que tendrá el material en el pavimento y a los esfuerzos al que estará sometido.

En cada ensayo, se comienza aplicando los esfuerzos iniciales $\sigma_{3min}=10 \text{ kPa}$ y σ_{dmin} . Si es posible, se utiliza $\sigma_{dmin}=0$, pero con algún equipo puede ser necesario un valor positivo (que no debe exceder de 5 kPa).

Después, se realiza la aplicación de carga cíclica durante, al menos 80,000 ciclos, se leen y se registran los valores de esfuerzos y de deformaciones siguientes:

Durante los primeros 20 ciclos se deben tomar de forma continua las lecturas, y después a los siguientes números de ciclos (como mínimo). En cada número de ciclos seleccionado, las lecturas se deberían registrar para 10 ciclos consecutivos.

$N \in \{1 \text{ a } 20; 50; 100; 200; 400; 1\,000; 2\,500; 5\,000; 10\,000; 12\,500; 15\,000; 20\,000; 30\,000; 40\,000; 50\,000; 60\,000; 70\,000 \text{ y } 80\,000\}$

Cuando la carga está completa (o se han producido excesivas deformaciones de más del 2 %), se saca la probeta de la cámara triaxial, se retira el equipo y la membrana y se determina la humedad, utilizando toda la probeta.

3.4.2.1.3 Aplicación de carga multietapas.

En este ensayo el objetivo consiste en determinar los niveles de esfuerzo máximos, que no se deberían exceder, para evitar las deformaciones permanentes excesivas. El procedimiento consiste en aplicar, sobre la misma probeta, diferentes configuraciones de esfuerzo con una presión de confinamiento constante.

En la Tabla 4 y Tabla 5 se dan dos procedimientos diferentes de aplicación de la carga, uno con nivel alto de esfuerzo, y el otro con nivel bajo de esfuerzo. Los niveles de esfuerzo aplicados deberían cubrir todo el rango de esfuerzos a los que el material se verá sometido en el pavimento.

Los niveles de esfuerzo máximos para el ensayo multietapa se designará dependiendo de la posición del material en el pavimento. El “nivel de esfuerzo alto” corresponde a los esfuerzos que normalmente se producen en la parte superior de la capa de base, bajo una capa de rodadura bituminosa fina (inferior a 80mm). Mientras que el “nivel de esfuerzo bajo” corresponde a los esfuerzos que se producen bajo capas bituminosas más gruesas, o en una subbase granular (bajo una primera capa de base granular). La posición de ambos esfuerzos se muestra en la Figura 12 (puntos rojos) en dos diferentes estructuras de pavimentos.

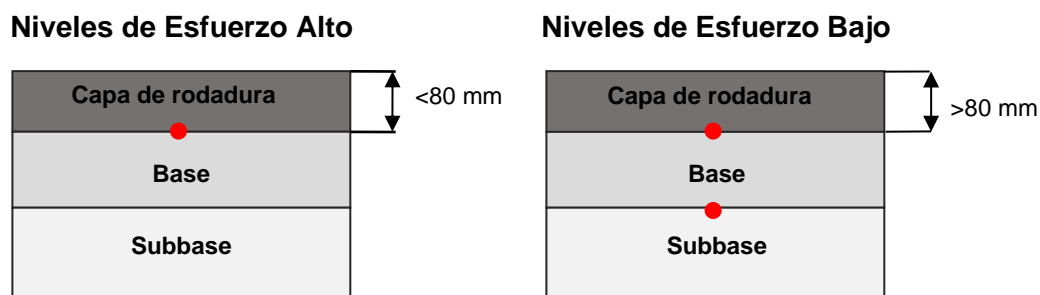


Figura 12: Posición de los niveles de esfuerzo experimentales para el ensayo de deformación permanente en una estructura de pavimento.

Tabla 4: Niveles de esfuerzo para el ensayo multietapas (nivel de esfuerzo bajo) (AENOR, 2008).

Secuencia 1			Secuencia 2			Secuencia 3			Secuencia 4			Secuencia 5		
Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa		Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa		Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa		Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa		Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa	
Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.
20	0	20	45	0	60	70	0	80	100	0	100	150	0	200
20	0	40	45	0	90	70	0	120	100	0	150	150	0	200
20	0	60	45	0	120	70	0	160	100	0	200	150	0	300
20	0	80	45	0	150	70	0	200	100	0	250	150	0	400
20	0	100	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	500
20	0	120	45	0	210	70	0	280	100	0	350	150	0	600

Tabla 5: Niveles de esfuerzo para el ensayo multietapas (nivel de esfuerzo alto) (AENOR, 2008).

Secuencia 1			Secuencia 2			Secuencia 3			Secuencia 4			Secuencia 5		
Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa		Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa		Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa		Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa		Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa	
Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.
20	0	50	45	0	100	70	0	120	100	0	200	150	0	200
20	0	80	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	300
20	0	110	45	0	240	70	0	320	100	0	400	150	0	400
20	0	140	45	0	300	70	0	400	100	0	500	150	0	500
20	0	170	45	0	360	70	0	480	100	0	600	150	0	600
20	0	200	45	0	420	70	0	560						

Se comienza aplicando los esfuerzos iniciales $\sigma_{3\text{mín.}}$ ($= 20$ kPa) y $\sigma_{d\text{mín.}}$ como se define en las tablas 4 o 5. En estas tablas se asume que $\sigma_{d\text{mín.}} = 0$, pero con algún equipo puede ser necesario un valor positivo (que no debe exceder de 5 kPa).

Después, se aplican las cargas cíclicas especificadas en la Tabla 4 o en la Tabla 5 (dependiendo del procedimiento de carga seleccionado), durante 10,000 ciclos para cada configuración de esfuerzos, comenzando con la secuencia 1.

El ensayo se interrumpe cuando la deformación axial permanente alcanza el 0,5% para cada secuencia, y luego se continúa con la secuencia siguiente. Si se conoce que se necesitan más de cuatro configuraciones de esfuerzos para alcanzar el 0,5% del límite de deformación axial, se pueden omitir los niveles de esfuerzos más bajos, a condición de que en esta secuencia se apliquen, al menos, tres configuraciones de esfuerzos.

Una vez que el ensayo se haya completado de acuerdo con la secuencia 1 (o terminado de acuerdo con el 0,5% del límite de deformación), el ensayo se debe continuar de acuerdo con la secuencia 2, y después con la secuencia 3. Si se estima

que, en la aplicación prevista para el material, es probable que se produzcan valores más altos del esfuerzo radial total σ_3 , también se aplican las dos secuencias adicionales.

Las lecturas se deberían tomar de forma continua durante los primeros 20 ciclos, y después a los siguientes números de ciclos (como mínimo). En cada número de ciclo seleccionado, las lecturas se deberían registrar para 10 ciclos consecutivos.

$$N \in \{1 \text{ a } 20; 50; 100; 200; 400; 1\ 000; 2\ 500; 5\ 000; 7\ 500; 10\ 000\}.$$

Cuando las configuraciones de esfuerzo estén completadas (o se han producido excesivas deformaciones, se retira el equipo de medición y la membrana, y se determina el contenido en agua, utilizando toda la probeta.

3.4.2.2 Clasificación de los materiales basada en los ensayos de deformación permanente.

La normativa europea clasifica en tres rangos la deformación permanente acumulada de los materiales al igual que Arnold en 2004 o Dawson y Wellner en 1999 (Arnold, 2004) (Dawson & Wellner, 1999). Estos rangos descartan el comportamiento elástico inicial que se menciona en la primera teoría del Shakedown. Al tratarse de materiales granulares sometidos a esfuerzos cíclicos estos últimos provocarían una deformación permanente desde el primer ciclo de carga. Estos tres rangos se describen a continuación:

- **Rango A (Acomodo plástico):** En este rango la respuesta del material muestra un rápido aumento de la deformación permanente por cada ciclo en un número finito de aplicaciones de carga durante el periodo inicial de compactación (otros autores como Garnica et al. nombran a este comportamiento como post-compactación). Después de este periodo de compactación, la velocidad de la deformación permanente por ciclo disminuye hasta que la respuesta del material se vuelve enteramente resiliente, es decir, no hay más deformación permanente.
- **Rango B (Fluencia plástica):** Este rango inicia con un comportamiento similar al rango A durante el periodo de compactación, sin embargo, la

deformación permanente acumulada del rango B es mayor que la del rango A. También al igual que en el rango A después del periodo de compactación la velocidad de la deformación permanente disminuye o puede volverse constante. De acuerdo con Arnold, para la duración de la prueba triaxial cíclica la deformación permanente de este rango es aceptada, aunque la respuesta del material no es enteramente resiliente. Sin embargo, es posible que en una prueba triaxial cíclica después de 2 millones de ciclos de cargas la deformación permanente acumulada podría ser como el Rango A (puramente elásticos) o el Rango C (colapso plástico progresivo) (Arnold, 2004).

- **Rango C (Colapso plástico progresivo):** En este rango también se puede observar el periodo de compactación (con una deformación permanente acumulada mayor al del rango B) y después de este tiempo la deformación permanente incrementa con los ciclos de carga hasta llegar a la falla.

Para definir los límites de cada uno de los rangos la Norma Europea propone las siguientes condiciones:

Rango A:

$$(\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000}) < 0.045 \times 10^{-3} \quad \text{Ecuación (3.4.1)}$$

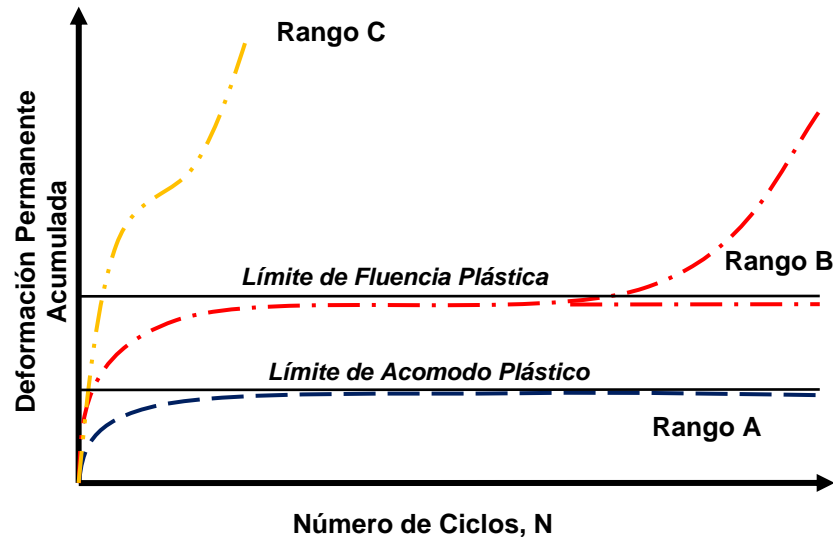
Rango B:

$$0.045 \times 10^{-3} < (\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000}) < 0.4 \times 10^{-3} \quad \text{Ecuación (3.4.2)}$$

Rango C:

$$(\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000}) > 0.4 \times 10^{-3} \quad \text{Ecuación (3.4.3)}$$

Donde ε_p^{3000} y ε_p^{5000} es la deformación permanente acumulada en el ciclo de carga número 3000 y 5000 respectivamente en la prueba de triaxial cíclica en el ensayo de deformación permanente con aplicaciones de carga multietapa (AENOR, 2008).



Gráfica 8: Rangos y límites de la clasificación de los materiales en los ensayos de deformación permanente (AENOR, 2008).

La normativa europea (AENOR, 2008), define dos niveles de esfuerzo crítico. El primero, es un límite de comportamiento del rango A (que se conoce como el “Límite de Acomodo Plástico”) y el segundo, en el límite superior de comportamiento del rango B (conocido como el “Limite de Fluencia Plástica”) ambos límites se pueden observar en la Gráfica 8.

Para encontrar los límites de acomodo y fluencia plástica, es necesario realizar ensayos de deformación permanente para un mínimo de tres esfuerzos de confinamiento diferentes. Para cada esfuerzo de confinamiento, se somete una probeta al esfuerzo desviador más bajo dado en la Tabla 4 de acuerdo con los procedimientos de ensayo de deformación permanente descritos en la norma europea. Después se aumenta el esfuerzo desviador (ensayo multietapa) o se selecciona una nueva probeta y se le aplica el siguiente nivel del esfuerzo desviador más alto (ensayos monoetapa). Se continúa el ensayo de la(s) probeta(s), aumentando los niveles de esfuerzo desviador hasta que se obtenga el alargamiento.

Tabla 6: Niveles de esfuerzo posibles para el ensayo de clasificación del comportamiento permanente (Ensayos monoetapa/Ensayo multietapa)

Esfuerzo de confinamiento, σ_3 kPa	Esfuerzo desviador, σ_D kPa	Relación de esfuerzos, σ_3 / σ_D (-)
constante	mín	máx
20	0	1; 2; 3; 4; 5; 6; 7 ... n
50	0	1; 1.5; 2; 2.5; 3 ... n
70	0	1; 1.5; 2; 2.5; 3 ... n
150	0	1; 1.5; 2; 2.5; 3 ... n

Cada ensayo consiste en la aplicación de 5,000 ciclos de una de las configuraciones de esfuerzos, de acuerdo con la Tabla 6, sin acondicionamiento previo. Si no se producen fallos, el ensayo se interrumpe si la probeta experimenta grandes deformaciones ("fallo") antes de que se hayan completado los 5 000 ciclos al nivel de esfuerzo desviador actual, y se reconoce que el nivel de esfuerzo desviador actual es demasiado alto. Entonces se repite el ensayo, pero aplicando el esfuerzo de confinamiento siguiente. Si se está empleando el procedimiento de ensayo multietapa, para esta repetición se utiliza una nueva probeta. Finalmente, la secuencia se repite, otra vez, para el tercer nivel de esfuerzo de confinamiento.

Cuando las configuraciones de esfuerzo se hayan completado, se retira el sistema de medición y la membrana, y se determina el contenido de agua, utilizando la totalidad de la probeta.

La normativa europea recomienda en base de la experiencia en Alemania, un valor de deformación $\{\varepsilon_p^1_{5000} - \varepsilon_p^1_{3000}\} = 0.045 \times 10^{-3}$ defina el "Limite de Acomodación Plástica" para los materiales granulares sin ligante, como el utilizado en las capas sin ligante en la construcción de pavimentos, y que un valor de deformación $\{\varepsilon_p^1_{5000} - \varepsilon_p^1_{3000}\} = 0.4 \times 10^{-3}$ defina el "Limite de Fluencia Plástica". Sometiendo una probeta a niveles de esfuerzo que generen deformaciones algo mayores que estos valores, se obtendrán los valores exactos del "Limite de Acomodación Plástica" y "Limite de Fluencia Plástica" a interpolar.

4 Pruebas de laboratorio.

Para desarrollar este trabajo se contemplaron tres etapas de ensayos para lograr los objetivos planteados, las cuales fueron:

- pruebas preliminares
- ensayo de deformación permanente multietapa de la normativa europea descrita en el estado del arte y,
- una variante del ensayo de deformación permanente UNE-EN 13286-7.

4.1 Pruebas preliminares.

4.1.1 Caracterización del suelo.

Como se menciona en el marco teórico de esta investigación, la caracterización de los materiales es de suma importancia para el diseño de pavimentos con la metodología empírico-mecanicista. Los resultados de esta caracterización sirven como datos de entrada para el diseño de pavimentos. Para nuestro caso particular, la caracterización del suelo nos ayuda a determinar si las propiedades físicas cumplen con la normativa establecida por la SICT para el uso del material en las diferentes capas que constituyen un pavimento.

Se consideraron dos tipos de suelos para este trabajo de investigación, el primero de ellos se encuentra localizado sobre el derecho de vía de la carretera federal 120 en el tramo entre Pátzcuaro y Apatzingán en el estado de Michoacán. Este suelo fue estabilizado y utilizado para la construcción de dicho tramo de ahí el interés inicial de trabajar con dicho material. En la Tabla 7 se muestran los resultados de las pruebas realizadas a este material, propiedades como el límite líquido cumplen la norma para poder ser utilizado como material de terraplén. La clasificación del suelo mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) dio como resultado una arena arcillosa con grava.

Tabla 7: Propiedades del suelo Pátzcuaro-Apatzingán.

Caracterización del suelo Pátzcuaro-Apatzingán		
Propiedades	Valores	Unidades
Gravas=	16.25	%
Arenas=	35.76	%
Finos=	47.99	%
Clasificación SUCS=	SC	
Límite Líquido, LL=	42	
Límite Plástico, LP=	27.3	
Índice Plástico, IP=	14.7	
Contracción Lineal, CL=	9.26	%
Contracción Volumétrica, CV=	2.6	%
Contenido de agua óptimo=	19.3	%
Masa Volumétrica Seca Máxima=	1.67	g/cm ³
Densidad de Sólidos, S _s =	2.81	
Ángulo de fricción, Φ=	29	°
Cohesión, c=	0.31	kg/cm ²

El segundo suelo es originario de la región del Bajío, extraído del banco de material llamado “El 17”, cercano a ciudad Valles en el estado de San Luis Potosí, México. Este suelo denominado como “Choy”, fue caracterizado y estudiado anteriormente enfocándose en el mejoramiento de sus propiedades físicas, una vez que era estabilizado con diferentes productos (Viveros Carrera, Serment Guerrero, & Chavez Negrete, 2022). Entre las propiedades que se estudiaron está el Valor Soporte de California (CBR), límites de consistencia, compresión simple y módulo de resiliencia. La curva granulométrica del material se acerca en gran medida a la zona granulométrica para subbases mayores a un millón de ejes equivalentes; sin embargo, no cumple con el rango de valores de CBR, equivalente de arena y desgaste de Los Ángeles. El material en estado natural solo cumple como material para terraplén o subyacente, y su clasificación según el SUCS es una grava mal graduada arcillosa (GP-GC).

Tabla 8: Propiedades del suelo "Choy".

Caracterización del suelo estudiado		
Propiedades	Valores	Unidades
Gravas=	72.000	%
Arenas=	21.000	%
Finos=	7.000	%
Clasificación SUCS=	GP-GC	
Límite Líquido, LL=	31.000	
Límite Plástico, LP=	16.000	
Índice Plástico, IP=	15.000	
C.B.R.=	28.000	%
Expansión=	0.210	%
Equivalente de arena=	19.700	%
Contenido de agua óptimo=	10.200	%
Masa Volumétrica Suelta=	1.614	g/cm ³
Masa Volumétrica Seca Máxima=	2.080	g/cm ³
Absorción=	0.270	%
Densidad=	2.510	g/cm ³
Desgaste de los Ángeles=	39.000	%

4.1.2 Calibración del equipo de prueba triaxial cíclica.

El equipo para la realización de la prueba triaxial cíclica cuenta con una serie de sensores los cuales se encargan de recolectar datos durante todo el transcurso de la prueba. Estos sensores son:

1. Celda de Carga
2. LVDT (dos sensores: verde y rojo)
3. Potenciómetro lineal.

Es de suma importancia calibrar constantemente estos sensores. Esta calibración se realiza porque los sensores arrojan como información un voltaje el cual debemos convertir a fuerza o desplazamiento según sea el caso.

4.1.2.1 Calibración de celda de carga

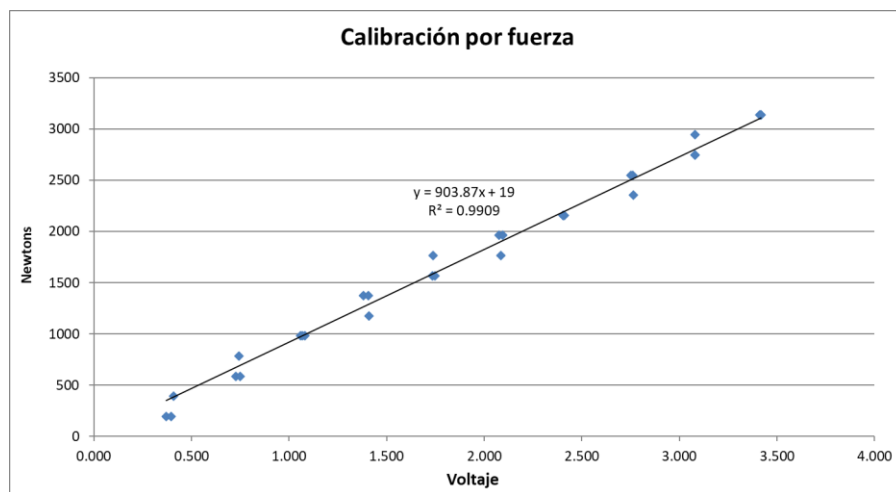
La calibración de la celda de carga se realiza con una segunda celda de carga (calibrada) la cual fungirá como el valor verdadero y la celda de carga propia del equipo fungirá como instrumento de medición. En nuestro caso particular la calibración de la celda de carga se había realizado recientemente por lo cual no fue necesario volverla a realizar. Sin embargo, si se realizó una corrección a los resultados de la calibración, ya que, la ecuación resultante estaba adaptada para el esfuerzo de una cámara triaxial menor a la que se utilizaría. Entonces con los datos de esta calibración se elaboró una ecuación en relación con la fuerza y no con el esfuerzo.

Tabla 9: Calibración de la celda de carga.

Voltaje	Carga (kgf)	Cámara		Cámara		Fuerza (N)
		Chica	Grande	Chica	Grande	
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	KPa	KPa	
0.37	20	0.43971506	0.25464731	43.1213363	24.9723817	196.2
0.726	60	1.31914519	0.76394194	129.364009	74.9171451	588.6
1.058	100	2.19857532	1.27323657	215.606681	124.861909	981
1.38	140	3.07800545	1.78253119	301.849354	174.806672	1373.4
1.735	160	3.51772052	2.03717851	344.97069	199.779054	1569.6
2.076	200	4.39715065	2.54647313	431.213363	249.723817	1962
2.409	220	4.83686571	2.80112045	474.334699	274.696199	2158.2
2.761	260	5.71629584	3.31041508	560.577372	324.640962	2550.6
3.081	280	6.1560109	3.56506239	603.698708	349.613344	2746.8
3.411	320	7.03544103	4.07435702	689.941381	399.558107	3139.2
0.408	40	0.87943013	0.50929463	86.2426726	49.9447634	392.4
0.742	80	1.75886026	1.01858925	172.485345	99.8895269	784.8
1.081	100	2.19857532	1.27323657	215.606681	124.861909	981
1.406	140	3.07800545	1.78253119	301.849354	174.806672	1373.4
1.738	180	3.95743558	2.29182582	388.092027	224.751435	1765.8
2.096	200	4.39715065	2.54647313	431.213363	249.723817	1962
2.403	220	4.83686571	2.80112045	474.334699	274.696199	2158.2
2.753	260	5.71629584	3.31041508	560.577372	324.640962	2550.6
3.08	300	6.59572597	3.8197097	646.820044	374.585726	2943
3.418	320	7.03544103	4.07435702	689.941381	399.558107	3139.2
0.397	20	0.43971506	0.25464731	43.1213363	24.9723817	196.2
0.75	60	1.31914519	0.76394194	129.364009	74.9171451	588.6

1.067	100	2.19857532	1.27323657	215.606681	124.861909	981
1.408	120	2.63829039	1.52788388	258.728018	149.83429	1177.2
1.746	160	3.51772052	2.03717851	344.97069	199.779054	1569.6
2.085	180	3.95743558	2.29182582	388.092027	224.751435	1765.8
2.404	220	4.83686571	2.80112045	474.334699	274.696199	2158.2
2.765	240	5.27658078	3.05576776	517.456036	299.668581	2354.4
3.081	280	6.1560109	3.56506239	603.698708	349.613344	2746.8
3.418	320	7.03544103	4.07435702	689.941381	399.558107	3139.2

En la Tabla 9 se muestra el voltaje que obtiene la celda de carga del equipo y el valor real de la carga aplicada en kgf que obtiene la celda de carga calibrada. Las columnas siguientes muestran el esfuerzo desviador que se estaría aplicando al espécimen en cada una de las cámaras en kgf/cm² y en kPa. Finalmente, la última columna es la fuerza aplicada sin importar el tamaño del espécimen (y/o la cámara). Precisamente con estos datos y con el voltaje de la primera columna se obtuvo la ecuación de correlación para la calibración. En la Gráfica 9 se tienen los datos del voltaje de la celda de carga propia del equipo con la fuerza en Newtons para cada una de las lecturas.



Gráfica 9: Calibración por fuerza de la celda de carga

Se ajustó una línea de tendencia con una ecuación lineal, la cual se adapta a los puntos de los datos obtenidos, y es precisamente esta ecuación será la que utilizaremos en el código del programa de adquisición de datos del ensayo para que convierta el voltaje de las lecturas del sensor en unidades de fuerza.

4.1.2.2 Calibración de los sensores LVDT.

La calibración de los sensores LVDT se realiza con la ayuda de un micrómetro (con un rango de error de 0.001mm) este indica el valor verdadero del desplazamiento mientras que el o los LVDT son los instrumentos de medición. En esta investigación se realizaron dos calibraciones, la primera de ellas (un poco rudimentaria) se realizó colocando el micrómetro (con ayuda de una base magnética) y un LVDT sobre una misma superficie plana que en este caso fue un tornillo de una cámara triaxial. En la Figura 13 se observa cómo están colocados el micrómetro junto con el sensor, la función del tornillo permite ir elevando de manera simultánea ambas puntas, se van recolectando datos al elevar el tornillo y de igual manera al bajarlo. El sensor LVDT es retráctil, por esta razón cuando el tornillo baje el sensor lo hará de igual manera. Cada vez que la aguja del micrómetro da media vuelta es por se ha elevado o descendido (según sea el caso) 0.1mm.

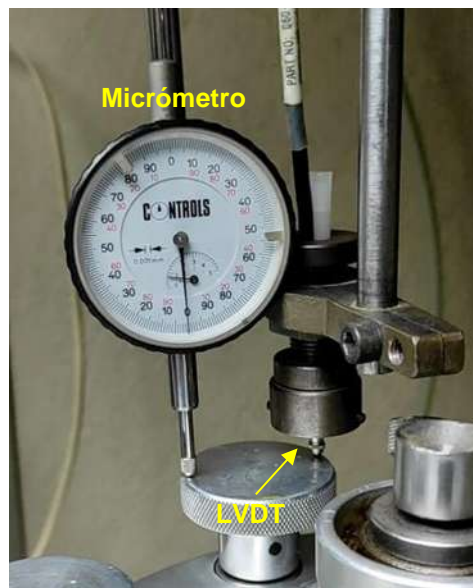
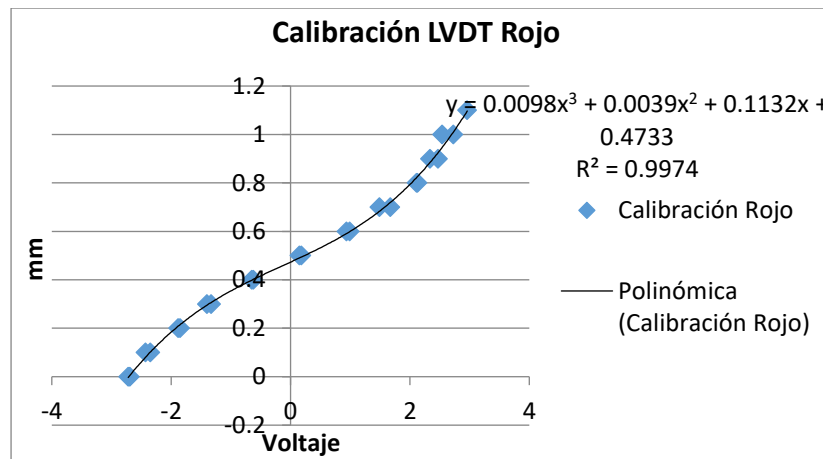


Figura 13: Primera calibración de los sensores LVDT.

Los resultados de estas calibraciones se correlacionaron con líneas de tendencia polinómicas de segundo y tercer grado como se muestra en la Gráfica 10, se deberían obtener líneas de tendencia lineal, pero no fue el caso en ninguno de los LVDT.



Gráfica 10: Resultados de la calibración del LVDT Rojo.

Para la segunda calibración se diseñaron y fabricaron dos piezas para mejorar el proceso, ya que, en las primeras calibraciones el tornillo de la cámara triaxial se movía lateralmente y provocaba que la calibración fuera menos precisa. Estas piezas consistieron en un tornillo con cabeza plana y lisa (para evitar que se moviera) y un cilindro hueco donde enroscara el tornillo. Para fines de este trabajo de investigación denominaremos a este conjunto de piezas como “tótem”.

Una vez fabricado el tótem, se colocaron dos brazos en una base magnética, el primer brazo sostenía el micrómetro mientras que el segundo brazo sostenía el LVDT. Se colocaron los brazos de tal manera que la punta de contacto del micrómetro se encontrara sobre el tótem, y el LVDT se encontrara sobre el pulsador del micrómetro. De esta manera cuando el tótem se eleve hará que la punta de contacto se eleve junto con el pulsador y el LVDT tal como se muestra en la Figura 14 (flechas rojas).

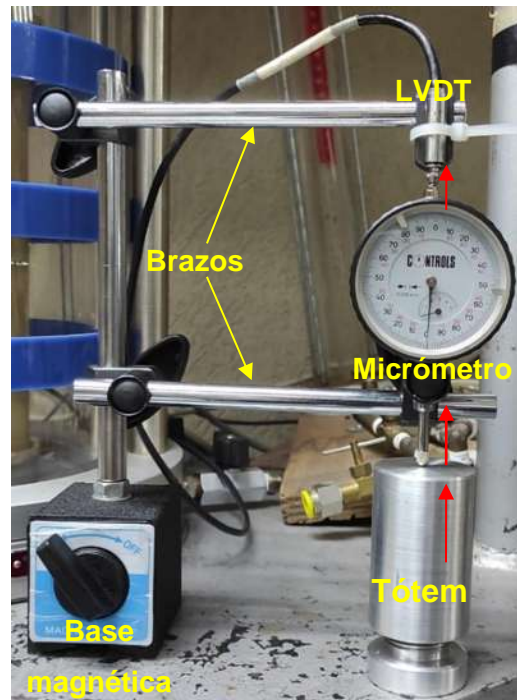
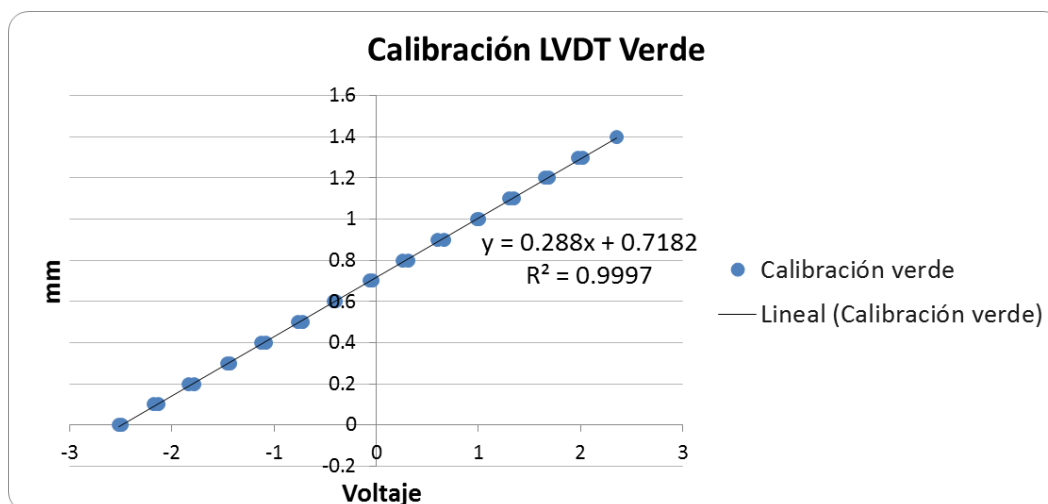


Figura 14: Segunda calibración realizada con el tótem.

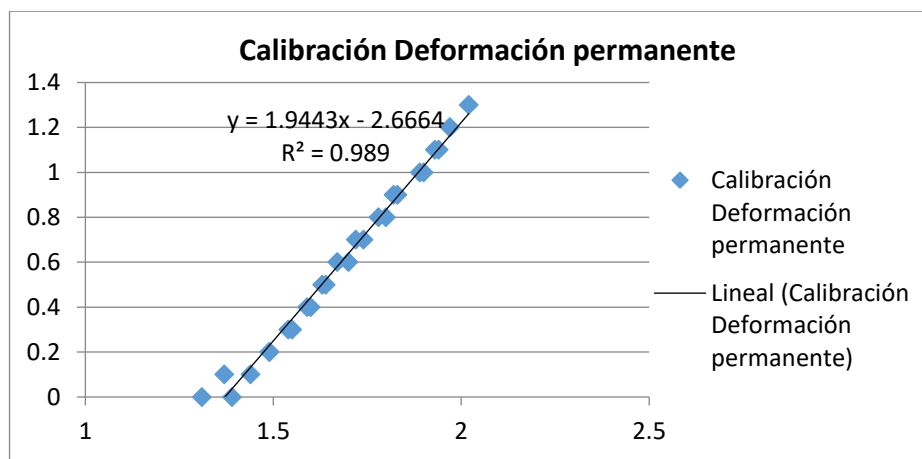
El tótem junto con la base magnética y sus brazos permitieron aumentar el número de puntos que registramos para encontrar la ecuación de la línea de tendencia de todos estos puntos. Además de aumentar el número de lecturas estas fueron más precisas, en la Gráfica 11 se puede observar los resultados de esta calibración, podemos apreciar que los puntos están sobre la línea de tendencia que ahora resultó con una ecuación lineal.



Gráfica 11: Resultados de la segunda calibración del LVDT Rojo.

4.1.2.3 Calibración del potenciómetro lineal.

El potenciómetro lineal permite medir la deformación permanente del espécimen ensayado y es diferente a los sensores LVDT, a diferencia de estos, el potenciómetro lineal no es retráctil, por esta razón cuando se realiza la calibración y se alcanzado el punto más alto se debe ir descendiendo manualmente con cada lectura registrada. Al igual que con los sensores LVDT, con el potenciómetro lineal se realizaron dos calibraciones, de la misma manera que con los LVDT. La ecuación de la línea de tendencia de la primera calibración es lineal y solo los primeros puntos están dispersos como se observa en la gráfica 12.



Gráfica 12: Resultados de la primera calibración del potenciómetro lineal.

Para la segunda calibración se utilizó la base magnética, el tótem y el micrómetro para poder obtener más puntos de referencia y mejorar la calibración. En la Figura 15 se observa cómo se montó el equipo para realizar esta calibración, que fue similar a la calibración de los LVDT, solo cambiamos estos últimos por el sensor de deformación permanente. En la Gráfica 13 se puede observar cómo se tomaron más puntos para esta calibración y como la dispersión estos es mínima con respecto a la línea de tendencia.

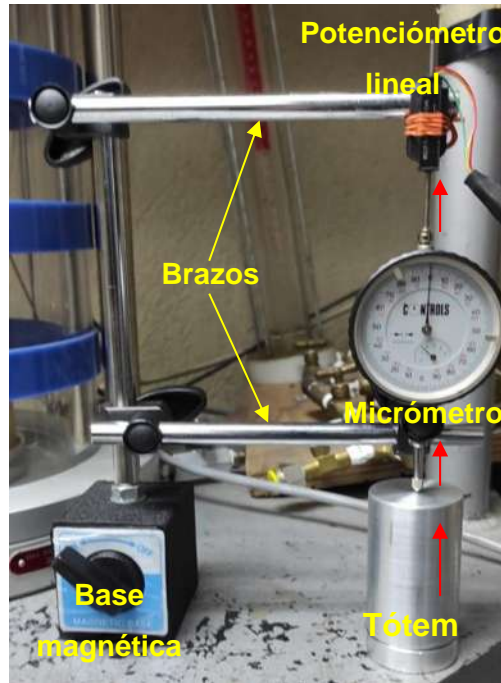
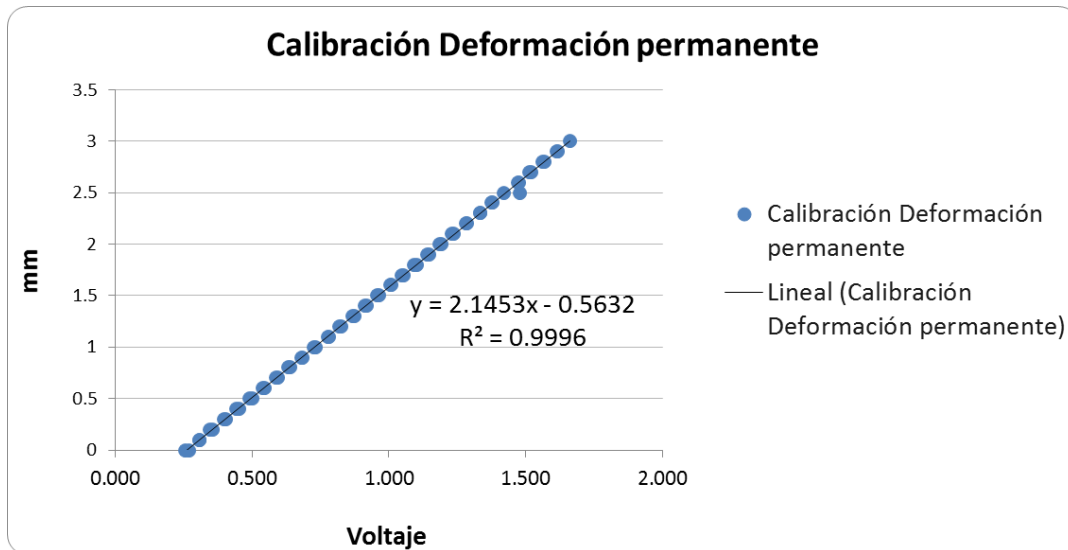


Figura 15: Segunda calibración del sensor de deformación permanente.



Gráfica 13: Resultados de la segunda calibración realizada al potenciómetro lineal.

4.2 Ensayo de deformación permanente con aplicación de carga multietapa (UNE-EN 13286-7).

El ensayo de deformación permanente multietapa que está descrito en la norma UNE-EN 13286-7, que a su vez se encuentra de manera resumida en el estado del arte de la presente investigación, permite obtener las curvas de deformación

permanente para diferentes esfuerzos desviadores con diferentes esfuerzos de confinamiento. Siguiendo esta metodología se procedió a realizar esta prueba al suelo Pátzcuaro-Apatzingán.

Conociendo las propiedades físicas del suelo, al haber realizado la prueba Proctor modificada, se obtuvo como resultado que el contenido de agua óptimo para este suelo es de 19.3%, mientras que su masa volumétrica seca suelta máxima (γ_d) es 1.67 g/cm^3 . Con estos valores se procedió a realizar el cálculo del material requerido (agua y suelo) para el volumen del molde a utilizar en este ensayo, tal como se muestra en la Tabla 10.

Tabla 10.- Calculo del material y agua requerida para el molde del ensayo multietapa.

Datos		
Diámetro del molde=	15.71	cm
Altura del molde=	12.72	cm
Volumen del molde=	2465.12	cm ³
M.V.S.M. (γ_d)=	1.677	g/cm ³
W_{opt}=	19.3	%
γ_m=	2.00	g/cm ³
Material requerido=	4931.87	gr
Agua requerida=	645.90	gr

Una vez calculado, se procedió a realizar la compactación mediante el martillo vibratorio. Este proceso se realizó siguiendo la normativa europea UNE-13286-7, anexo B Métodos de preparación, que consiste en mezclar el material con el agua para obtener el porcentaje óptimo.

1. Primeramente, el molde se desmonta en dos mitades y su respectiva base (la base del molde no será necesaria), se coloca un papel film en la parte interior de las dos mitades del molde.
2. Las dos mitades del molde se anclan en la base de la cámara triaxial, siempre cuidando que el papel film este bien colocada.

3. En el fondo del molde, en la base de la cámara triaxial se coloca el papel filtro que también se colocara en la parte superior una vez que este compactado el material.
4. La mezcla del suelo con el agua se compacta en 6 capas, por lo que se calcula la cantidad de material y el espesor que deben tener todas las capas de acuerdo con la altura del molde. Para cada capa, se introduce el material que se requiere para obtener la densidad requerida, cuando la capa se compacte hasta llegar a la altura calculada se deja de compactar con el martillo vibratorio. Entre capas se escarifica la superficie del material.
5. Se desmolda el espécimen y se retira el papel film. Se coloca el papel filtro en la base superior del espécimen y se ubica el cabezal superior.
6. Se coloca la membrana en el espécimen y se sujeta en la base y el cabezal superior utilizando bandas de caucho. Adicionalmente se utilizan abrazaderas encima de las bandas de caucho y para evitar que las abrazaderas dañen la membrana se coloca una cinta de plástico en medio de las bandas y la abrazadera.
7. Se coloca la tapa de la cámara triaxial y se sujetan los tornillos con la base con firmeza.
8. Una vez realizado el proceso de compactado del material y montado en la cámara triaxial, esta última debe colocarse en el marco del equipo, para ello se debe tener especial cuidado en colocar de forma correcta todos los sensores del equipo, estos deben ubicarse en la superficie superior de la cámara triaxial.

Como se ha mencionado anteriormente, todos los sensores están conectados a una tarjeta de adquisición de datos, y esta a su vez, está conectada a un equipo de cómputo. Mediante el uso del software LabView, se van generando archivos xlsx de Excel con toda la información recabada de los sensores. Es necesario iniciar este programa justo antes de iniciar el equipo triaxial cíclico, de esta manera se puede observar el valor del esfuerzo desviador que se está aplicando e ir aumentando lentamente hasta alcanzar el valor requerido.

Antes de iniciar con el ensayo, se debe realizar una conversión de los esfuerzos requeridos por el ensayo UNE-EN 13286-7, debido a que las unidades de esta prueba se encuentran en kPa, y el equipo con el que se realizaron las pruebas cuenta con un manómetro con unidades en Psi para medir la presión de confinamiento, mientras que la celda de carga se adaptó para que mida el esfuerzo desviador en Newtons. En la Tabla 11 se muestran los niveles de esfuerzos del ensayo multietapa en las unidades que utiliza el equipo, el esfuerzo desviador está en Newtons y es aplicable a especímenes con un área de 78.61 cm².

Tabla 11: Niveles de esfuerzos para ensayo multietapas (nivel de esfuerzo bajo) para especímenes con una A=78.61cm².

Secuencia 1			Secuencia 2			Secuencia 3			Secuencia 4			Secuencia 5		
Esfuerzo de confinamiento, σ_3 Psi		Esfuerzo de desviador, σ_d N	Esfuerzo de confinamiento, σ_3 Psi		Esfuerzo de desviador, σ_d N	Esfuerzo de confinamiento, σ_3 Psi		Esfuerzo de desviador, σ_d N	Esfuerzo de confinamiento, σ_3 Psi		Esfuerzo de desviador, σ_d N	Esfuerzo de confinamiento, σ_3 Psi		Esfuerzo de desviador, σ_d N
Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.	Constante	mín.	máx.
2.90	0	157.24	6.53	0	471.71	10.15	0	628.95	14.50	0	786.18	21.76	0	786.18
2.90	0	314.47	6.53	0	707.57	10.15	0	943.42	14.50	0	1179.3	21.76	0	1572.4
2.90	0	471.71	6.53	0	943.42	10.15	0	1257.9	14.50	0	1572.4	21.76	0	2358.6
2.90	0	628.95	6.53	0	1179.3	10.15	0	1572.4	14.50	0	1965.5	21.76	0	3144.7
2.90	0	786.18	6.53	0	1415.1	10.15	0	1886.8	14.50	0	2358.6	21.76	0	3930.9
2.90	0	943.42	6.53	0	1651	10.15	0	2201.3	14.50	0	2751.6	21.76	0	4717.1

Como lo indica la norma, el espécimen debe de tener una presión de confinamiento de 2.90 Psi durante toda la secuencia 1 e ir aumentando el esfuerzo desviador después de aplicar 10,000 ciclos de carga y descarga de cada configuración de esfuerzo. Cuando la deformación axial acumulada en la secuencia alcance el 0.5% se detienen la prueba y se continua con la secuencia siguiente aumentando el esfuerzo de confinamiento. Para esta prueba la altura del espécimen es de 12.72 cm y el 0.5% es 0.64 mm, es por ello por lo que cuando la deformación acumulada en la secuencia supera este valor se detiene el ensayo y se continúa con la siguiente secuencia. También la norma menciona que si no se esperan obtener deformaciones en las primeras configuraciones de esfuerzos de cada secuencia se pueden omitir y continuar con las siguientes, esto solo se realizó en la secuencia 4 donde las primeras 3 configuraciones de esfuerzo se les aplicó 1000 ciclos de carga para obtener datos representativos de estas configuraciones.

Finalmente, se debe desmontar el equipo y extraer el espécimen, este a su vez se debe extraer un núcleo o extracto representativo para después poder obtener el contenido de agua actual. Cada configuración de esfuerzo demora alrededor de 5 horas y media para completarse por lo que la duración total del ensayo fue de un mes aproximadamente, de ahí la importancia de obtener el contenido de agua del espécimen después de concluido el ensayo. En la Tabla 12 se muestran los contenidos de agua obtenidos en el ensayo.

Tabla 12.- Contenido de agua del espécimen ensayado.

Contenido de Agua Óptimo	Contenido de Agua Inicial	Contenido de Agua Final
19.6%	20.34%	17.89%

4.3 Ensayo de deformación permanente variante a la norma europea UNE-EN 13286-7.

El ensayo de deformación permanente multietapa requiere aproximadamente 190 horas u 8 días para realizarse, eso sin contar el tiempo de preparación del espécimen y considerando que una vez que se inicie con la prueba no se detendrá en ningún momento y se trabajaran las 24 horas del día. Es evidente que la prueba requiere una cantidad considerable de tiempo, es por ello, que con fines de investigación y de disminuir considerablemente el tiempo que requiere el ensayo multietapa, se propusieron dos alternativas tomando como base los esfuerzos desviadores y de confinamiento de la prueba multietapa. Estas dos variantes que se estudiaron se propusieron con el fin de someter a la fatiga los especímenes y eventualmente llegar a la falla. Ambas metodologías tienen como diferencia los incrementos de esfuerzos desviadores y el número de ciclos aplicados en cada configuración de esfuerzos. En las siguientes secciones se explicarán a detalle cada una de estas dos variantes.

4.3.1 Ensayos de especímenes de suelo Choy estabilizado

Los especímenes utilizados en ambas variantes fueron realizados con el suelo denominado “Choy” y estos especímenes fueron ensayados anteriormente para

obtener módulos resilientes en la investigación “Uso de polímeros de nueva tecnología en pavimentos para estabilizar suelos nativos” (Viveros Carrera, Serment Guerrero, & Chavez Negrete, 2022). Los especímenes seleccionados para utilizarse en esta investigación fueron los que se estabilizaron con cemento Portland e Hidróxido de Calcio con dosificaciones (respecto al peso del suelo seco) de 3, 4 y 5% para el cemento Portland y de 5% para el hidróxido de calcio. Transcurrió aproximadamente un año, después de que estos especímenes fueron ensayados para obtener su módulo resiliente, hasta que fueron utilizados nuevamente para el ensayo de deformación permanente variante. En ese lapso los especímenes se encontraban en el laboratorio, pero no en condiciones de humedad alta, por lo que con el tiempo transcurrido perdieron la humedad con la que se ensayaron previamente, hasta alcanzar la humedad propia del ambiente. Por cada porcentaje de dosificación de cada material, se tienen 6 especímenes, es decir, un total de 24 cilindros del suelo “Choy” como se muestra en la Figura 16.



Figura 16.- Especímenes “Choy” ensayados en esta investigación.

4.3.1.1 Ensayo de deformación permanente variante con 1,000 ciclos.

La primera variante que se estudió fue la realizada con 1000 ciclos por configuración de esfuerzo, para ello se tomaron los esfuerzos desviadores de la secuencia 1 de la Tabla 4 “Niveles de esfuerzo para el ensayo multietapas (nivel de esfuerzo alto)” y se extrapolaron los datos para tener 15 configuraciones de esfuerzos en lugar de las 6 que tiene la tabla original, en la Tabla 13 se muestran las configuraciones de carga que se aplicarán en esta variante.

Tabla 13.-Configuraciones de esfuerzos para el ensayo de deformación permanente variante de 1000 ciclos.

Número de configuración de esfuerzo.	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa	
	máx.	máx.
1	0	50
2	0	80
3	0	110
4	0	140
5	0	170
6	0	200
7	0	230
8	0	260
9	0	290
10	0	320
11	0	350
12	0	380
13	0	410
14	0	440
15	0	470
16	0	500

Todas estas configuraciones de esfuerzos fueron aplicadas a todos los especímenes ensayados con esta variante, sin embargo, para cada espécimen se utilizó un solo esfuerzo de confinamiento que fue constante en las 16 configuraciones de esfuerzo que se aplicaron. Como se menciona en el apartado anterior, se tienen 6 cilindros de cada material y/o dosificación utilizada, en la Tabla 14 se muestra el número de espécimen, su dosificación y el confinamiento que se utiliza en el ensayo.

Tabla 14.-Tipo de estabilizador usado en los especímenes y el confinamiento utilizado en el ensayo de deformación permanente variante con 1000 ciclos.

Dosificación y Estabilizador	3% de Cemento	4% de Cemento	5% de Cemento	5% de Hidróxido de Calcio
No. de Espécimen	Confinamiento (Psi)	Confinamiento (Psi)	Confinamiento (Psi)	Confinamiento (Psi)
1	2.9	0	0	0
2	2.9	2.9	2.9	2.9
3	6.53	6.53	6.53	6.53
4	6.53	10.15	10.15	10.15
5	10.15			
6	0			

El proceso de preparación del ensaye variante fue un poco diferente al ensaye multietapa realizado con el suelo “Pátzcuaro-Apatzingán”, debido a que los cilindros utilizados en esta variante ya se encontraban elaborados, por lo que solo se siguieron los siguientes pasos para montar la muestra en el equipo:

1. Colocar el papel filtro en la base de la cámara triaxial, después colocar el cilindro sobre el filtro y encima del cilindro colocar el cabezal.
2. Con ayuda del tubo de succión, colocar la membrana en el cilindro y los cabezales de tal manera que la membrana no quede de ninguna manera arrugada o con dobleces, deberá quedar totalmente lisa y con la ayuda de las ligas, estas se sujetaran a los surcos que tienen tanto la base como el cabezal.
3. Igualmente se colocarán las abrazaderas sobre las ligas colocando en medio unos pequeños trozos de plásticos para evitar dañar la membrana con las abrazaderas.
4. Colocar la tapa de la cámara triaxial, verificando primeramente que la superficie de la base de la cámara este limpia y el empaque este bien colocado. Al colocar la tapa se deben alinear los tornillos de manera que

- embonen con la base de la cámara, para ello solo basta con girar la tapa hasta que los tornillos bajen, entonces se pondrán a apretar con fuerza.
5. La cámara triaxial debe colocarse de manera que los sensores estén tocando la superficie de la tapa de la cámara, al momento de colocarse se debe evitar golpear los sensores para no dañarlos, además se debe girar de tal manera que todos los sensores se encuentren sobre una superficie lisa de la tapa.
 6. Finalmente se debe conectar el tubo de la presión de confinamiento en la base de la cámara triaxial, para ello solo basta con empujar el tubo en la entrada de la base y luego jalar del mismo tubo para que este quede sujeto.

Una vez realizados los pasos anteriores se inicia a correr el software de LabView y el esfuerzo desviador aplicable es ajustado dependiendo de la configuración de carga. Al finalizar con el ensayo se procesaron los resultados y se desmonta el equipo y la muestra de suelo. A estos especímenes no se verificó el contenido de humedad, porque estuvieron en el laboratorio y no en un cuarto húmedo para que preservaran la humedad inicial. Por ende, asumimos que tienen un contenido de agua igual a la humedad relativa del mismo laboratorio.

4.3.1.2 Ensayo de deformación permanente variante con 10,000 ciclos.

Esta segunda variante estudiada tiene como principal diferencia que en cada configuración de carga se aplicaron 10,000 ciclos de carga y descarga. Se optó por hacerlo de esta manera ya que es la misma cantidad de ciclos aplicados en cada configuración como en la norma UNE-EN 13286-7. Los esfuerzos desviadores que se usaron en esta variante fueron propuestos partiendo de los esfuerzos desviadores de la secuencia dos de la tabla 5 de esfuerzos alto de la norma, se extrapolaron los datos para pasar a tener de 6 a 8 esfuerzos desviadores los cuales se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15.-Configuraciones de esfuerzos para ensayo de deformación permanente variante con 10,000 ciclos.

Número de configuración de esfuerzo.	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa	
	min.	máx.
1	0	100
2	0	180
3	0	240
4	0	300
5	0	360
6	0	420
7	0	480
8	0	540

Al igual que la variante de 1,000 ciclos, en este ensayo se aplicó un único esfuerzo de confinamiento en cada espécimen ensayado, para ello al inicio de la prueba se debe aplicar el esfuerzo de confinamiento deseado (que se mantendrá constante en todo el ensayo) para después comenzar a aplicar los ciclos de carga y los esfuerzos desviadores de las 8 configuraciones de esfuerzo de la Tabla 15. En la Tabla 16 se muestran los confinamientos que se utilizaron para cada espécimen de los ensayos realizados con esta variante.

Tabla 16.- Número de espécimen, dosificación, estabilizador y confinamiento utilizado para ensayo de deformación permanente variante con 10,000 ciclos de carga.

Dosificación y Estabilizador	4% de Cemento	5% de Cemento	5% de Hidróxido de Calcio
No. de Espécimen	Confinamiento (Psi)	Confinamiento (Psi)	Confinamiento (Psi)
5	2.9	2.9	2.9
6	6.53	6.53	6.53

El proceso de montaje del ensayo es exactamente igual que la variante anterior, al igual que el proceso de recolección de datos por medio del software LabView. La única diferencia es que el equipo aplica 1000 ciclos de carga y se detiene, por lo que para poder realizar esta prueba es necesario reiniciar el equipo 9 veces más (con el mismo esfuerzo desviador) para así alcanzar los 10,000 ciclos de carga que contempla este ensayo.

4.3.2 Ensayo de espécimen de suelo Choy sin estabilizar.

Para complementar esta investigación se realizó un ensayo de deformación permanente al material "Choy" sin estabilizar, para ello se remoldeó un espécimen utilizando este material, tomando en cuenta los resultados de la caracterización del suelo "Choy", en la Tabla 17 se muestran los resultados de las cantidades de agua y suelo requerido para realizar la muestra reconstituida.

Tabla 17.- Datos para el cálculo del material y agua requerida para la reconstituida del suelo "Choy".

Datos		
Diámetro del molde=	15.71	cm
Altura del molde=	12.72	cm
Volumen del molde=	2465.12	cm ³
M.V.S.M. (γ_d)=	1.614	g/cm ³
W_{opt} =	10.2	%
γ_m =	1.93	g/cm ³

Material requerido=	4751.57	gr
Agua requerida=	484.66	mm

Para realizar la muestra reconstituida se siguieron los pasos descritos en el apartado 4.3.1.1 para realizar la compactación mediante rotomartillo vibratorio y montaje en el equipo del ensaye triaxial cíclica. En la Figura 17, se muestra el espécimen ya reconstituido y montado en la base de la cámara triaxial.



Figura 17.-Espécimen “Choy” sin estabilizar.

Al ser un espécimen de un suelo sin estabilizar y para evitar que fallara durante la prueba, se decidió disminuir los esfuerzos desviadores que se aplicaron en las pruebas anteriores con 10,000 ciclos. Se tomaron los esfuerzos desviadores de la secuencia 2 de la tabla de niveles de esfuerzos bajos de la norma UNE-EN 13286-7 (Tabla 4), e igualmente se extrapolaron los datos para tener 8 configuraciones de esfuerzo en total, tal como se muestra en la Tabla 18.

Tabla 18.- Configuraciones de esfuerzos para ensayo de deformación permanente variante con 10,000 ciclos en suelo “Choy” sin estabilizar.

Número de configuración de esfuerzo.	Esfuerzo de desviador, σ_d kPa	
	máx.	máx.
1	0	20
2	0	40
3	0	60
4	0	80
5	0	100
6	0	120
7	0	140
8	0	160

Solamente se estudió un espécimen el cual, fue ensayado aplicando un esfuerzo de confinamiento de 6.53 Psi durante toda la prueba, y variando el esfuerzo desviador cada 10,000 ciclos según la configuración de esfuerzos de la Tabla 18. Al finalizar la prueba se tomó una muestra de suelo para verificar el contenido de agua, en la Tabla 19 se tienen los contenidos de agua del espécimen.

Tabla 19.- Contenido de agua del espécimen ensayado.

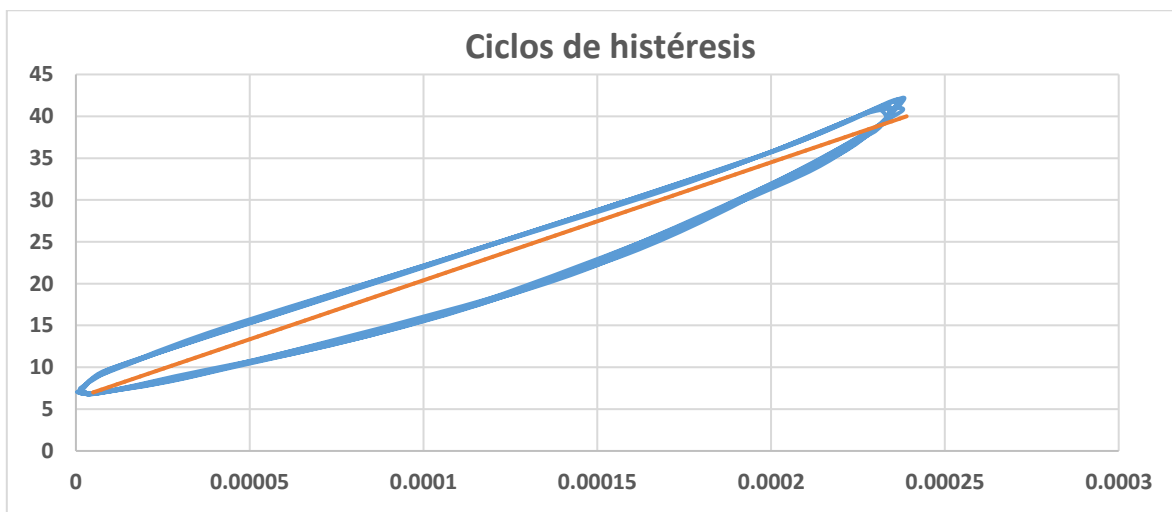
Contenido de Agua Óptimo	Contenido de Agua Inicial	Contenido de Agua Final
10.20%	10.18%	10.01%

4.4 Procesamiento de datos.

La información recopilada por cada uno de los sensores con que cuenta el equipo del ensayo triaxial cíclico tiene que ser procesada, con ayuda del software LabView® la información es recopilada en tiempo real en archivos xls. En esta investigación se procesaron datos de dos maneras distintas, ambas metodologías serán

explicadas en este apartado y se explicará el por qué se pasó de una metodología a otra.

La primera metodología de procesamiento de datos se realizaba trabajando con dos archivos independientes, el primero presentaba los datos recopilados por la celda de carga y los LVDTs, mientras que el otro archivo presentaba los datos del sensor de la deformación permanente. Con el primer archivo se creaban ciclos de histéresis mediante la información del esfuerzo desviador aplicado y la deformación axial, con estos ciclos de histéresis se traza una recta que se adapte a la forma de las ondulaciones de tal manera que esta recta cruce en medio. Precisamente con la pendiente de esta recta se obtiene el módulo resiliente del material, en la Gráfica 14 se muestra un ejemplo de los ciclos de histéresis y la recta del módulo resiliente. Estos ciclos de histéresis se formaban con los datos de los últimos 50 ciclos, esto debido a la programación del LabView®.



Gráfica 14.- Ejemplo de los ciclos de histéresis obtenidos con los datos.

El archivo xls que crea el potenciómetro lineal de la deformación permanente solo requiere graficar los resultados ya que, ese sensor recolecta datos cada 2 segundos lo que sería igual a un dato por cada ciclo. Con esta metodología se realizaron las pruebas de deformación permanente de carga multietapa en el suelo "Pátzcuaro-Apatzingán", y el ensayo de deformación permanente variante con 1000 ciclos de carga para el suelo "Choy" estabilizado con 3% de cemento Portland. En los resultados se discutirán algunos de los problemas que se presentaron con este

potenciómetro lineal y como fue necesario cambiarlo. Fue precisamente cuando se realizó el cambio de este sensor, que se necesitó cambiar la manera en que se procesaban los datos, debido a algunos cambios por la actualización del software LabView® que permitía recolectar datos de todos los ciclos.

La segunda metodología consiste en procesar los archivos xls en una hoja de Colaboratory®, este software permite realizar hojas de programación con distintos lenguajes de programación como lo es Python, el cual fue utilizado en esta investigación. Los datos para procesar en esta hoja de programación son los recopilados por la celda de carga y los LVDT, recordemos que la celda de carga mide el esfuerzo que se está aplicando al espécimen y los LVDT miden la deformación. Los objetivos de este procesamiento son obtener el módulo de resiliencia para cada ciclo de carga aplicado al espécimen y además obtener la deformación permanente directamente de los sensores LVDT para poder realizar una comparativa con la información del potenciómetro lineal que no requiere ser procesada en esta hoja de Colaboratory®.

Primeramente, es necesario ingresar los datos de los 3 sensores a la hoja de programación, cada sensor registra alrededor de 40,200 datos por cada 1000 ciclos de carga, por ende, en un ciclo se registran 40 datos de esfuerzo y de deformación. En la Figura 18 se observa la matriz de un archivo de 1000 ciclos de carga.

	Celda de Carga	LVDT1	LVDT2
0	264.656195	0.155198	0.520987
1	264.550664	0.155327	0.520222
2	264.835013	0.155157	0.520590
3	264.407023	0.155152	0.521523
4	264.744139	0.155185	0.521251
...
40195	262.818182	0.159051	0.524848
40196	262.475203	0.158944	0.524547
40197	262.923714	0.159011	0.524616
40198	262.457614	0.159107	0.524524
40199	262.445889	0.159014	0.524334

[40200 rows x 3 columns]

Figura 18.- Datos de la celda de carga y LVDT.

Con esta matriz es posible graficar los valores de cada sensor, sin embargo, antes se debe hacer el cálculo del esfuerzo desviador con los datos de “Celda de Carga”, además como se cuenta con dos sensores LVDT se debe obtener el promedio de ambos sensores. Una vez realizado se pueden graficar ambos datos, pero aún es necesario determinar los esfuerzos mayores y menores de cada ciclo en los datos de celda de carga y las deformaciones máximas y mínimas de cada ciclo en los datos LVDT. Esto se puede realizar con un comando para determinar los picos máximos y mínimos de ambos sensores. En la Figura 19 se muestran las gráficas del esfuerzo (inciso a) y la deformación (inciso b) y muestran 4 ciclos de carga y descarga cada una. Los puntos naranjas en la gráfica del inciso a) muestran el esfuerzo mayor en cada ciclo mientras que en la gráfica del inciso b) muestran la deformación mayor. Los puntos verdes en cambio son los esfuerzos menores en la gráfica del inciso a) y la deformación menor en la gráfica del inciso b).

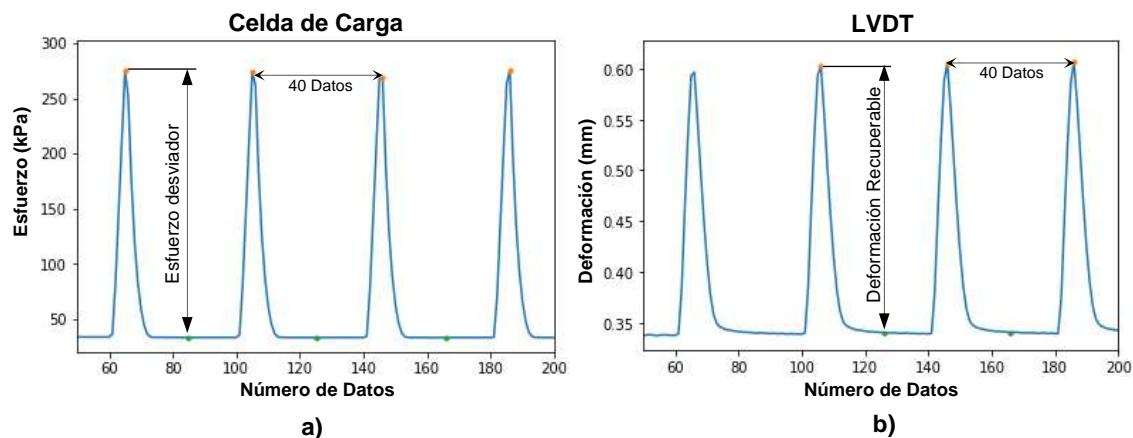


Figura 19.- Picos superiores e inferiores de los datos de esfuerzos aplicados y deformación.

Si en cada ciclo restamos al esfuerzo mayor (punto naranja) el esfuerzo menor (punto verde) lo que obtendremos será el esfuerzo desviador de ese ciclo. Si aplicamos la misma resta en cada ciclo de la deformación obtendremos la deformación recuperable. Ambos datos son necesarios para calcular el módulo resiliente. En el apartado 2.4.1 se encuentra la fórmula que define al módulo resiliente como la división del esfuerzo desviador entre la deformación recuperable. Colaboratory® permite crear matrices de los puntos naranjas y los puntos verdes de ambas gráficas y con ello hacer las restas y divisiones necesarias para obtener el

módulo resiliente. Por otra parte, si se toman todos los puntos verdes (deformaciones mínimas) se puede obtener la deformación permanente sin necesidad de recurrir a la información recopilada por el potenciómetro lineal, es decir, que procesaríamos los resultados de los módulos resilientes y deformación permanente solo utilizando la información de la celda de carga y los LVDTs. En la Figura 20 inciso a) se observan los 40,000 datos obtenidos por los LVDT en 1000 ciclos de carga y los esfuerzos máximos y mínimos, tomando los puntos mínimos y graficándolos en la Figura 20 del inciso b) y se obtiene una curva de deformación permanente.

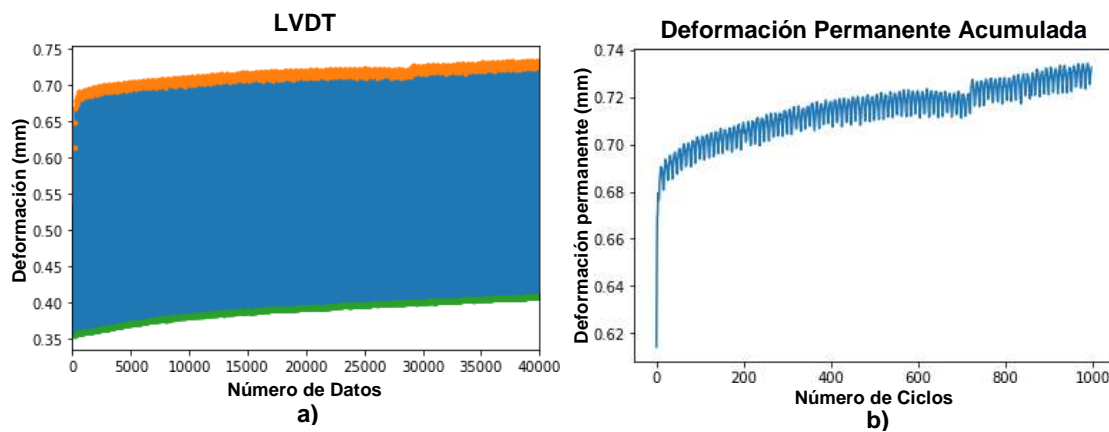


Figura 20.-Obtención de la deformación permanente mediante LVDT.

Se debe tener siempre presente la manera en que trabaja el equipo y sus limitantes, con ello se logra comprender de mejor forma los resultados que se procesan. El equipo funciona con un compresor de aire que alimenta un cilindro normalizado que aplica mediante un vástago el esfuerzo desviador a la probeta que se ensaya en la cámara triaxial, el vástago tiene a su vez la celda de carga que mide el esfuerzo que se está aplicando a la probeta o espécimen. Como se mencionó anteriormente cuando comienza a trabajar el equipo, se debe ir aumentando poco a poco el esfuerzo desviador hasta alcanzar el valor requerido por el ensaye, una vez que se alcanza este valor existirá una variación de alrededor del 5% del esfuerzo desviador, si bien debería ser un valor constante, el funcionamiento del equipo no logra este objetivo, sin embargo, gracias a que la celda de carga está recolectando datos a una velocidad de 20 datos por segundo, podemos tener pleno conocimiento de esta

variación, debido a que el cálculo del módulo resiliente se realiza con los valores exactos arrojados por la celda de carga. Estas variaciones se observan en la Figura 21, de igual manera afecta a los sensores LVDTs tal como se observa en el inciso b).

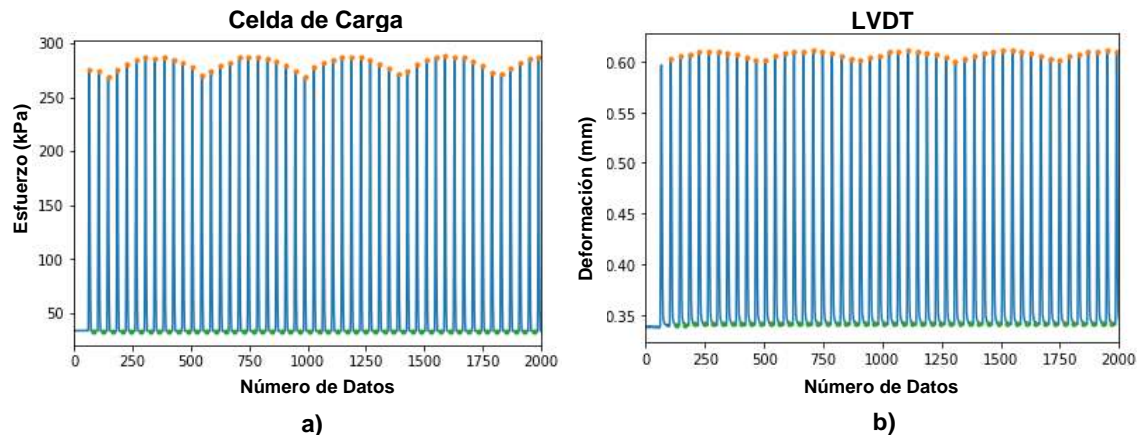
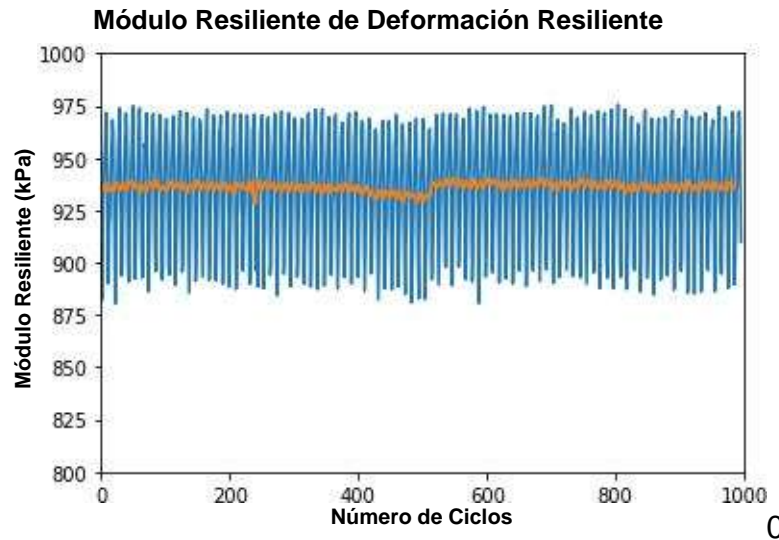


Figura 21.-Fluctuaciones del esfuerzo desviador y la deformación.

Estas variaciones influyen en nuestros módulos resilientes de manera en que tenemos ciertas fluctuaciones a lo largo de todo el ensayo, también influyen en la deformación permanente pero como solo se considera la información del LVDT la influencia es menor. Como se tiene pleno conocimiento sobre esta limitante del equipo, en Colaboratory® se puede trabajar para eliminar o reducir estas fluctuaciones mediante un comando llamado “average”, con ello se logra trazar una línea de tendencia que se adapta muy bien a los gráficos del módulo resiliente, en la Gráfica 15 se tiene la variación del módulo resiliente en color azul y la línea de tendencia creada con el comando “average” en naranja. Básicamente eliminamos datos ocasionados por la variación del esfuerzo desviador y por el ruido presente en los sensores.



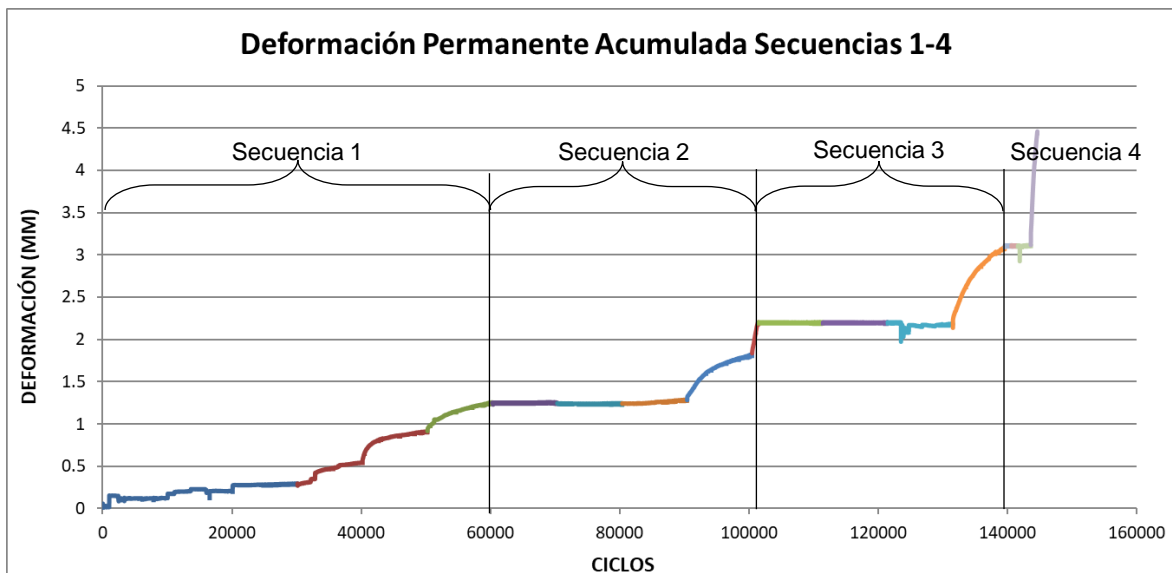
Gráfica 15.- Módulos resilientes y línea de tendencia creada con el comando “average”.

Finalmente, solo se necesita extraer los datos de la deformación permanente y los módulos resilientes en archivos xls, el funcionamiento del equipo solo permite realizar 1000 ciclos, por ello, si se requiere una configuración de esfuerzo de 10,000 ciclos, se necesita reiniciar el equipo y unir los resultados procesados.

5 Resultados obtenidos y análisis.

5.1 Resultados de ensayo de deformación permanente con aplicación de carga multietapa.

El objetivo de este ensayo fue familiarizarse con el equipo triaxial, además de comprender como se realiza este ensayo de acuerdo con su normativa, adicionalmente, se buscaba identificar el comportamiento bajo los esfuerzos cíclicos en un suelo sin estabilizar. En la Gráfica 16 se tiene la deformación permanente acumulada, resultado de este ensaye en el suelo “Pátzcuaro-Apatzingán, en ella se puede apreciar primeramente que solo se aplicaron cuatro de las cinco secuencias de la tabla 4 de niveles de esfuerzo bajo para el ensaye multietapa. Esto se realizó de esa manera porque se esperaba tener deformaciones mayores en las últimas dos secuencias.



Gráfica 16.-Deformación permanente acumulada del espécimen Pátzcuaro-Apatzingán.

En la primera secuencia se observa como la deformación permanente acumulada aumenta considerablemente a partir de la configuración de carga tres (ciclo 3,000) hasta terminar la configuración de carga seis. En las primeras dos configuraciones de esfuerzo de esta secuencia, se observa un comportamiento “anormal” a lo esperado, si bien la deformación permanente acumulada no tendría por qué disminuir, en estas dos configuraciones lo hace. Además, los resultados no

muestran las curvas típicas de este tipo de prueba, si bien en las siguientes configuraciones de esa secuencia no se observaron más anomalías, si se hicieron presentes en la tercera configuración de carga de las secuencias tres y cuatro. Se atribuyó este comportamiento a una falla en el potenciómetro lineal, en los siguientes resultados de los demás ensayos fue más evidente esta falla.

De acuerdo con la normativa UNE-EN 13286-7, cuando se alcance una deformación permanente acumulada de 0.5% (0.64mm para este espécimen) se deberá detener la prueba y continuar con la siguiente secuencia. En la secuencia uno, debido a las fallas que presentó el potenciómetro lineal, se realizaron las seis configuraciones de carga, mientras que en las secuencias siguientes se trató de respetar este límite de 0.64mm. En la secuencia dos se observa que las primeras tres configuraciones de esfuerzos no hay deformación permanente, y es hasta la configuración de esfuerzo número cuatro cuando empieza acumularse la deformación obteniéndose la curva típica de este ensayo, para posteriormente en la configuración cinco alcanzar el límite máximo. Este comportamiento es similar en la secuencia tres donde igualmente no hay acumulación de deformación permanente en las primeras tres configuraciones de esfuerzo y en la cuarta configuración se alcanza el límite máximo. Finalmente, para la secuencia cuatro debido al comportamiento de las secuencias anteriores se realizaron 1,000 ciclos de cargas y descarga porque no se esperaba acumulación de deformaciones permanentes, las cuales se presentaron en la cuarta configuración de esfuerzo.

La secuencia 5 no se realizó por dos razones: la primera para evitar que el espécimen fallara y con ello dañara el equipo; la segunda razón fue la aparición de una pequeña fuga en la cámara triaxial después de aumentar el confinamiento a lo requerido por la secuencia. Una vez que se finalizó el ensayo, se observó que en la rendija donde se encuentra el empaque de la cámara triaxial tenía material propio del espécimen que ocasionaba que el empaque no estuviera colocado correctamente.

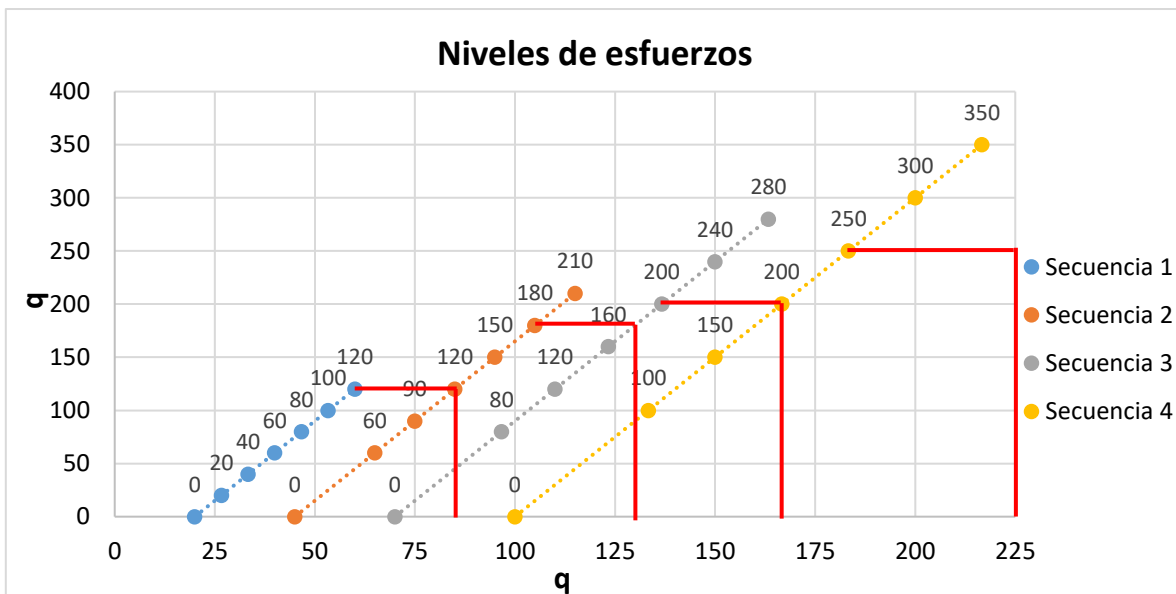
Con esto quedó clara la importancia en este punto de analizar el comportamiento de la deformación permanente a lo largo del ensayo, para ello es necesario

examinar las condiciones a las que se sometió la probeta. Para lograrlo se realizó una gráfica de los niveles de esfuerzo donde “p” es igual al esfuerzo promedio total y “q” es igual al esfuerzo desviador menos el esfuerzo de confinamiento tal como se muestra en las ecuaciones 5.1.1 y 5.1.2.

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \text{ Si } \sigma_1 = \sigma_3 \therefore p = \frac{3\sigma_3}{3} = \sigma_3$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

En la Gráfica 17 se tienen los esfuerzos “p” y “q” de los esfuerzos aplicados en el ensayo multietapa. Primeramente, se observa que los esfuerzos desviadores máximos y el esfuerzo de confinamiento van aumentando en cada secuencia, así como los incrementos del esfuerzo desviador. Si se traza una recta horizontal desde el punto donde se alcanzó la deformación máxima de cada secuencia hasta la secuencia siguiente y otra recta vertical que intercepte el eje de las abscisas; las configuraciones de carga de la segunda secuencia que se encuentran dentro de esta área no tienen deformaciones permanentes. Para fines de esta investigación llamaremos a estos trazos superficie de fluencia.



Gráfica 17.- Niveles de esfuerzos “p” y “q” de ensayo multietapa de deformación permanente.

Este comportamiento es bastante claro si comparamos las gráficas 16 y 17, en la primera secuencia la deformación máxima permisible se alcanzó en la sexta configuración de carga (esfuerzo desviador= 120 kPa), en la secuencia dos no se tienen deformaciones permanentes en las primeras 3 configuraciones de esfuerzo (las cuales se encuentran a la izquierda del límite de fluencia. Pero una vez que se supera este límite, la deformación permanente acumulada aumenta y se alcanza la deformación máxima permisible en la configuración de carga cinco (esfuerzo desviador= 180 kPa). Este comportamiento es constante en toda la prueba, básicamente si incrementamos el esfuerzo de confinamiento y el esfuerzo desviador máximos, mueven la superficie de fluencia haciéndola que crezca. Al volver a incrementar el esfuerzo de confinamiento la deformación permanente es nula o casi nula hasta que se vuelven a alcanzar los esfuerzos desviadores previos.

5.2 Resultados de ensayo de deformación permanente con 1000 ciclos.

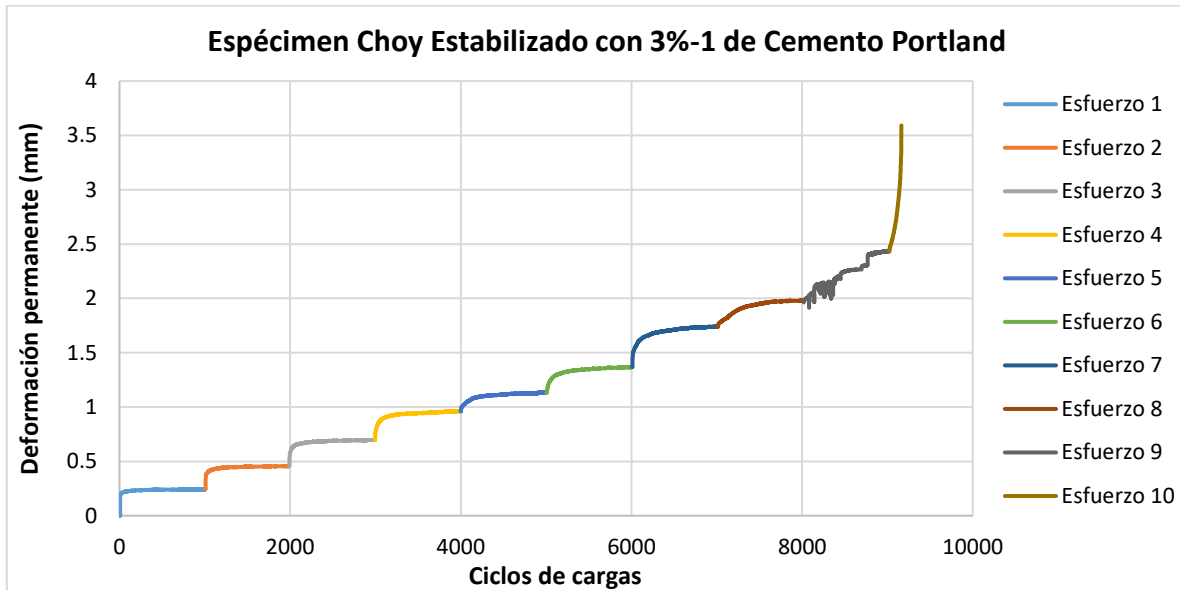
5.2.1 Resultados de especímenes estabilizados con cemento Portland.

5.2.1.1 Resultados de especímenes estabilizados con 3% de cemento Portland.

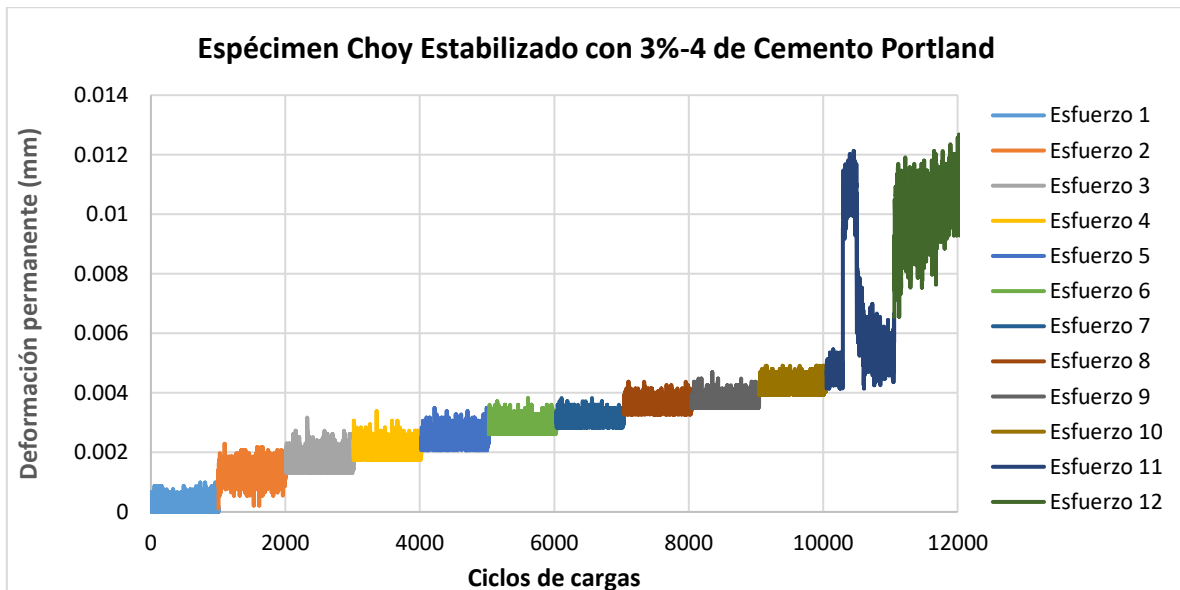
De acuerdo con la tabla 13 de la sección 4.3.1, se realizaron seis pruebas con especímenes estabilizados con 3% de cemento Portland, no todos los resultados de estas pruebas fueron idóneos, el potenciómetro lineal continuó presentando fallas durante estas pruebas. En la Gráfica 18 y Gráfica 19, se observan las deformaciones permanentes acumuladas de los especímenes 1 y 4 estabilizados con 3% de cemento Portland respectivamente, en el espécimen 1 en la configuración de carga 9 (esfuerzo 9) se puede apreciar como el potenciómetro falla y se obtiene “ruido” a lo largo de toda esa configuración de carga. En este espécimen, en el décimo esfuerzo desviador, se llegó a la falla en los primeros ciclos de esa configuración de esfuerzos. Se observa como en estos ciclos la deformación permanente aumento de forma drástica hasta que eventualmente llegó a la falla.

En el espécimen 4, el potenciómetro lineal registra la deformación permanente, pero esta es mínima, mientras que en las configuraciones 11 y 12 existe distorsiones en

los resultados. Es precisamente en esta prueba cuando se decide cambiar de potenciómetro lineal, cambiar la calibración y utilizar los LVDTs para medir la deformación permanente.



Gráfica 18.-Deformación permanente acumulada de espécimen Choy estabilizado con cemento 3%-1 1,000 ciclos por configuración de carga.

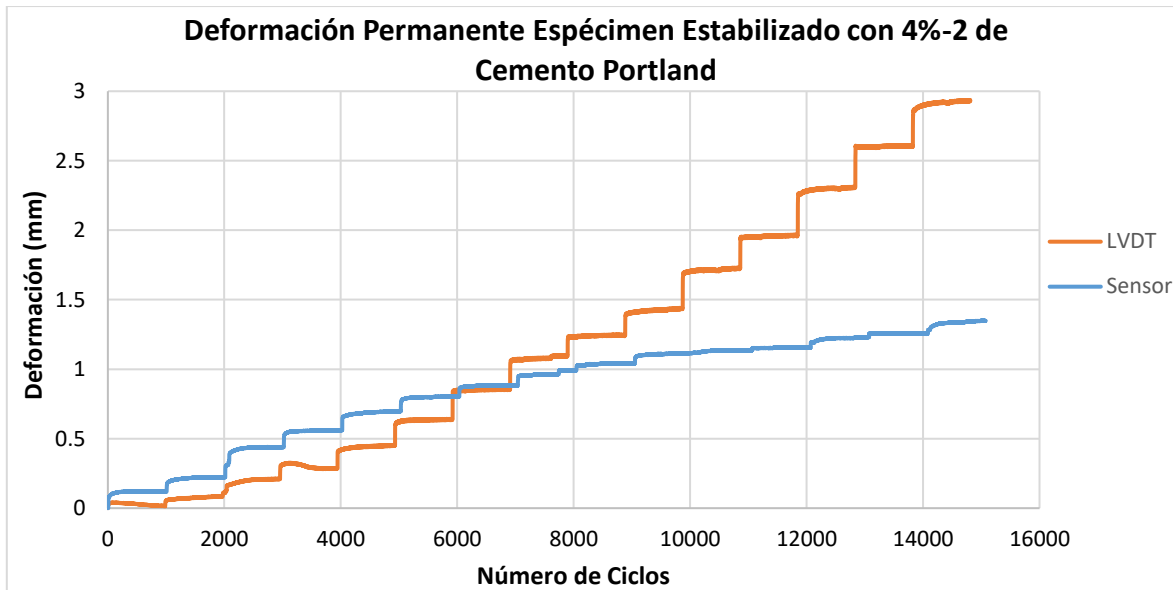


Gráfica 19.- Deformación permanente acumulada de espécimen Choy estabilizado con cemento 3%-4 @ 1,000 ciclos por configuración de carga.

Los especímenes estabilizados con 3% de cemento Portland serán descartados en el subsecuente análisis de los resultados para evitar los errores arrojados por el potenciómetro lineal, al ser los primeros especímenes en ser estudiados con la variante a la norma, se presentaron errores en su metodología. Asimismo, los módulos resilientes obtenidos tampoco se pueden considerar como buenos. Sin embargo, es necesario mencionarlos para comprender por qué se realizaron los cambios en la calibración de los sensores y en la manera en cómo se procesaba la información mencionados en los apartados 4.1.2 y 4.4.

5.2.1.2 Resultados de especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland.

Una vez que se realizó el cambio de potenciómetro lineal por uno nuevo, se continuaron realizando las pruebas con la metodología descrita en el punto 4.3.1.1. La recolección de datos fue mediante el uso de las lecturas obtenidas por el potenciómetro lineal y los LVDTs, los datos de estos últimos fueron procesados en Colaboratory® según lo descrito en el apartado 4.2 “Procesamiento de datos”. Como se menciona en este apartado, la información recopilada por ambos LVDTs fue usada para calcular tanto la deformación permanente como el módulo resiliente para cada ciclo de carga y descarga. Al contar con un potenciómetro lineal funcional se pudo realizar una comparativa entre las deformaciones permanentes del potenciómetro lineal y de los LVDTs. En la Gráfica 20 se puede observar la deformación permanente acumulada registrada por el potenciómetro lineal y los LVDTs, resaltando primeramente que la deformación acumulada total es por mucho mayor en los LVDTs que en el potenciómetro lineal.

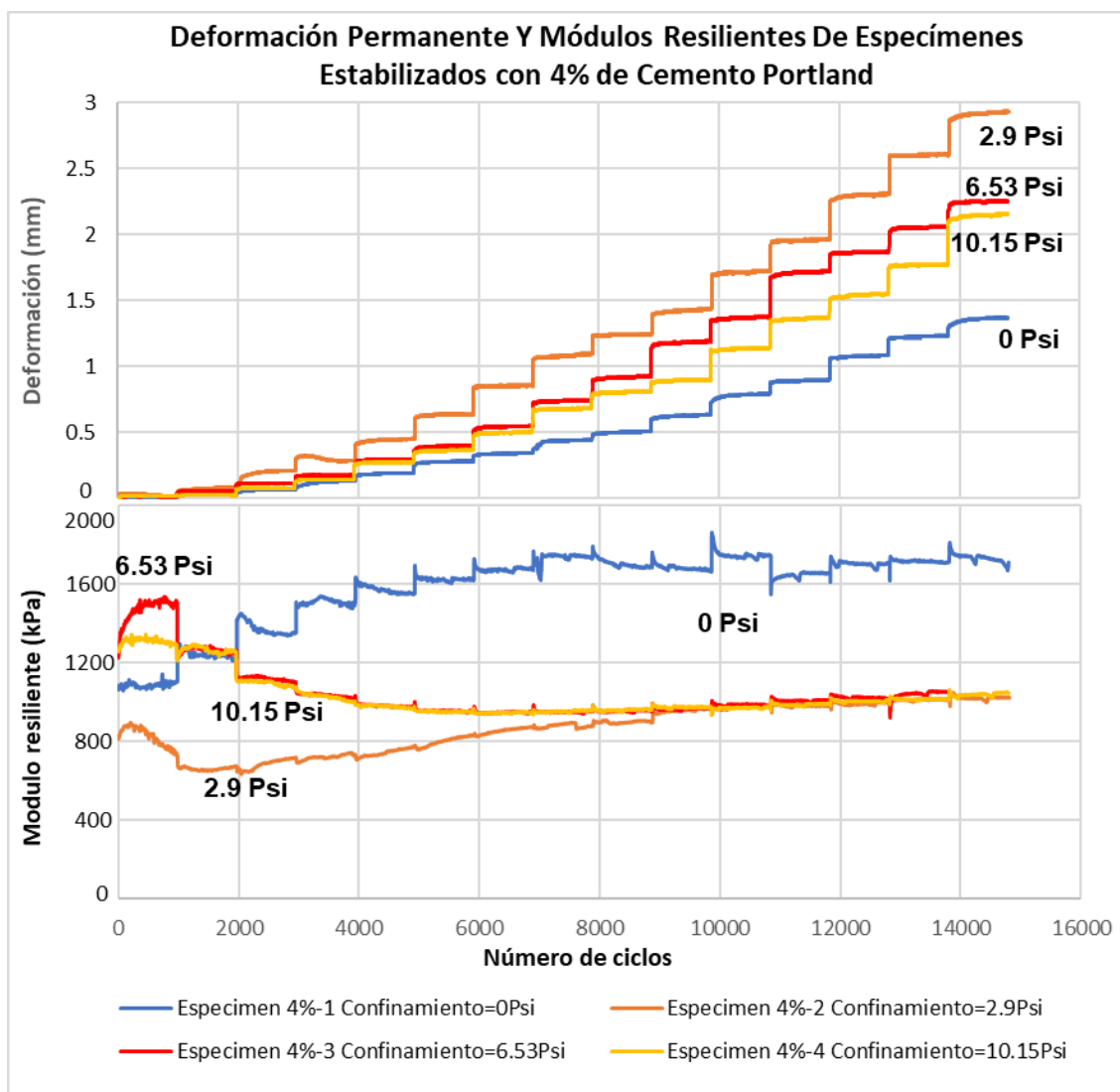


Gráfica 20.-Comparativa de las deformaciones permanentes recolectadas por los LVDTs y el potenciómetro lineal en el espécimen 4%-2.

Dentro de los primeros 6,000 ciclos la diferencia entre la deformación acumulada entre ambos sensores es notable, pero no se piensa que sea demasiado grande, después del ciclo 7,000 la acumulación de la deformación permanente en el potenciómetro lineal disminuye drásticamente, mientras que los LVDTs siguen registrando un aumento constante de la deformación permanente. Es importante señalar nuevamente que el potenciómetro lineal no es retráctil, y en este espécimen como en todos los demás especímenes que fueron ensayados con la variante a la norma, los esfuerzos aplicados eran tan grandes que estaban al límite de la capacidad del cilindro normalizado neumáticos de aplicación de carga. Esto a su vez provocaba vibraciones en el marco donde se encontraba la cámara triaxial y los sensores. Estas vibraciones puede que afectaran de mayor manera al potenciómetro lineal por no ser retráctil. Los esfuerzos aplicados eran significativamente grandes, es por esta razón que se optó por solo utilizar la información proporcionada por los sensores LVDT.

En total fueron cuatro los especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland que fueron ensayados con esta variante de 1,000 ciclos. Hay que recordar que a estos cuatro especímenes se les aplicaron los mismos niveles de esfuerzo desviador y el mismo número de ciclos, la única diferencia fue el esfuerzo de

confinamiento al que estuvo sometido durante todo el ensayo. En la Gráfica 21 se tienen la deformación permanente acumulada y los módulos resilientes de los cuatros especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland. Cabe resaltar que en ninguno de los especímenes se llegó a la falla. El espécimen 1 (al que no se le aplicó ningún esfuerzo de confinamiento) se deformó menos que los especímenes a los cuales si se les aplicó un esfuerzo de confinamiento, y en estos últimos, entre mayor fue este esfuerzo, menor fue la deformación permanente acumulada total. Una causa probable de que esto suceda puede ser que el esfuerzo de confinamiento afecta al espécimen debilitándolo, rompiendo los lazos cementantes de este.



Gráfica 21.- Deformación permanente acumulada y módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland @ 1,000 ciclos por configuración de carga.

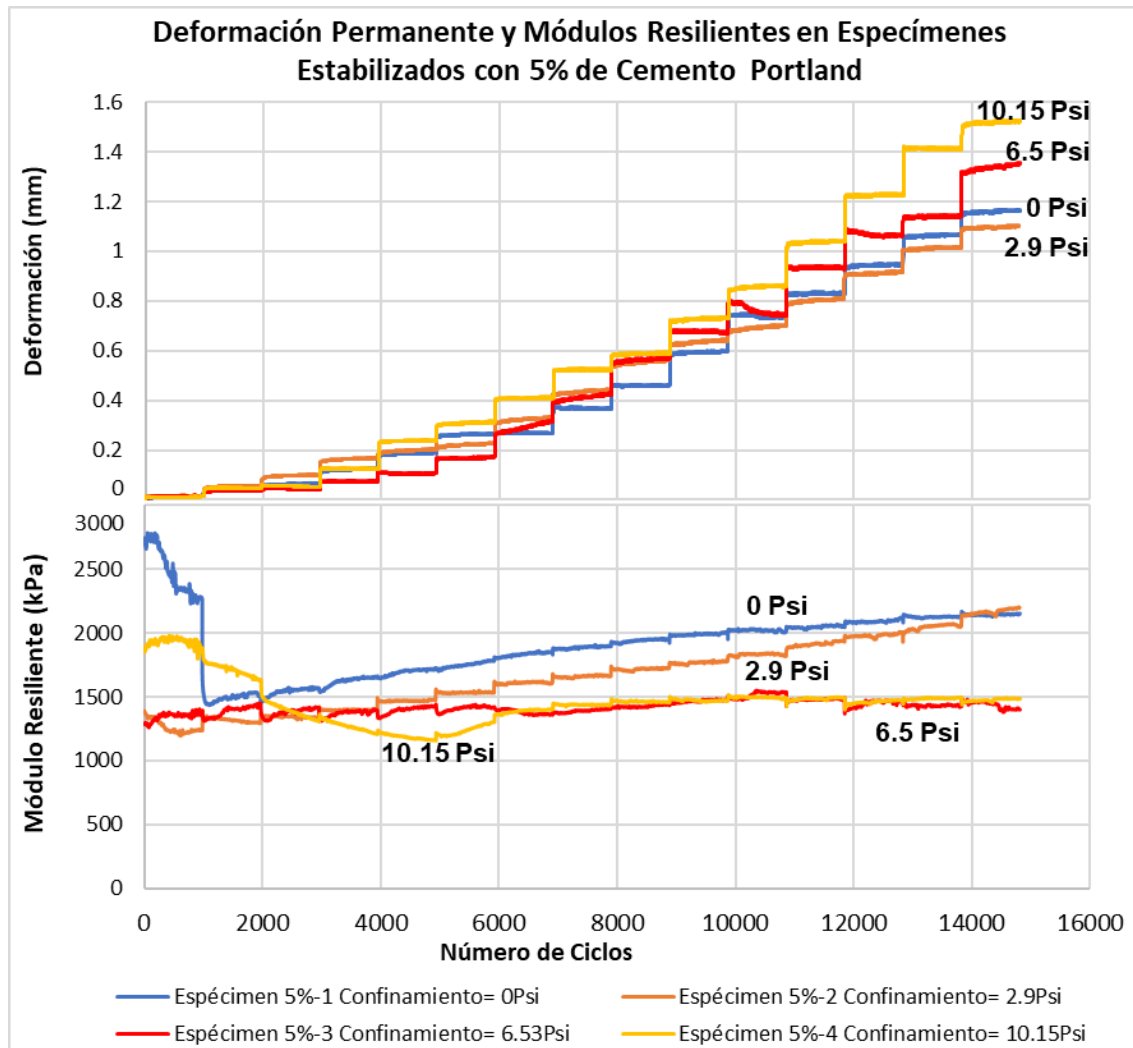
El espécimen 1 al que no se le aplicó un esfuerzo de confinamiento alcanzó los módulos resilientes más altos, mientras que en los especímenes que se sometieron a un esfuerzo de confinamiento, los módulos convergieron en la novena configuración de carga y a partir de ahí fueron relativamente iguales durante los próximos ciclos.

En los especímenes 2, 3 y 4, en la primera configuración de carga, el módulo resiliente aumentó y después fue disminuyendo. Aunque en estos tres especímenes la tendencia es la misma, se aprecia de mejor manera en el espécimen 2, ya que después de disminuir, el módulo resiliente aumenta nuevamente a partir de la configuración de carga 3. Esto puede ser un efecto de la fatiga en el material, que, al alcanzar precisamente este punto, es cuando el módulo resiliente deja de disminuir. En los especímenes 3 y 4, el módulo resiliente incrementa en la primera configuración de carga y en las siguientes 7 configuraciones de carga disminuye, finalmente, a partir de la configuración de carga 8 pareciera ir en ascenso nuevamente.

5.2.1.3 Resultados de especímenes estabilizados con 5% de cemento Portland.

A los especímenes estabilizados con el 5% de cemento Portland se les aplicó la misma metodología y procesamiento de resultados que los especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland. Los resultados obtenidos de estos cuatro especímenes se encuentran en la Gráfica 22. Se observó que entre mayor es el esfuerzo de confinamiento, mayor es la deformación permanente acumulada del espécimen (a excepción del espécimen 1). Lo cual es un indicador de cómo el esfuerzo de confinamiento afecta al suelo para este caso.

En los módulos obtenidos durante todas las configuraciones de carga de los cuatro especímenes estabilizados con 5% de cemento Portland, al contrario que en la deformación permanente, entre mayores son los esfuerzos de confinamiento, menores son los módulos resilientes obtenidos. Al final del ensayo los módulos resilientes de los especímenes 1 y 2 convergen al igual que los módulos de los especímenes 3 y 4.



Gráfica 22.- Deformación permanente acumulada de los especímenes estabilizados con 5% de cemento Portland 1,000 ciclos por configuración de carga.

5.2.2 Resultados de especímenes estabilizados con hidróxido de calcio.

En los resultados de las deformaciones permanentes (Gráfica 23), se puede observar que para cada incremento de carga se presenta un incremento de deformación permanente, el cambio, en ocasiones es gradual y en ocasiones es más brusco. La forma brusca se asocia a una transición rápida, en el caso de los suelos estabilizados, se asocia a un rompimiento de los lazos de cementación que existen entre las partículas. En el caso de que se presente una línea curva después del incremento de carga, se atribuye a un endurecimiento paulatino, típico de los suelos. Lo anterior da una forma escalonada a la gráfica, que, de manera general, se puede verificar que conforme va aumentando el esfuerzo de confinamiento, la

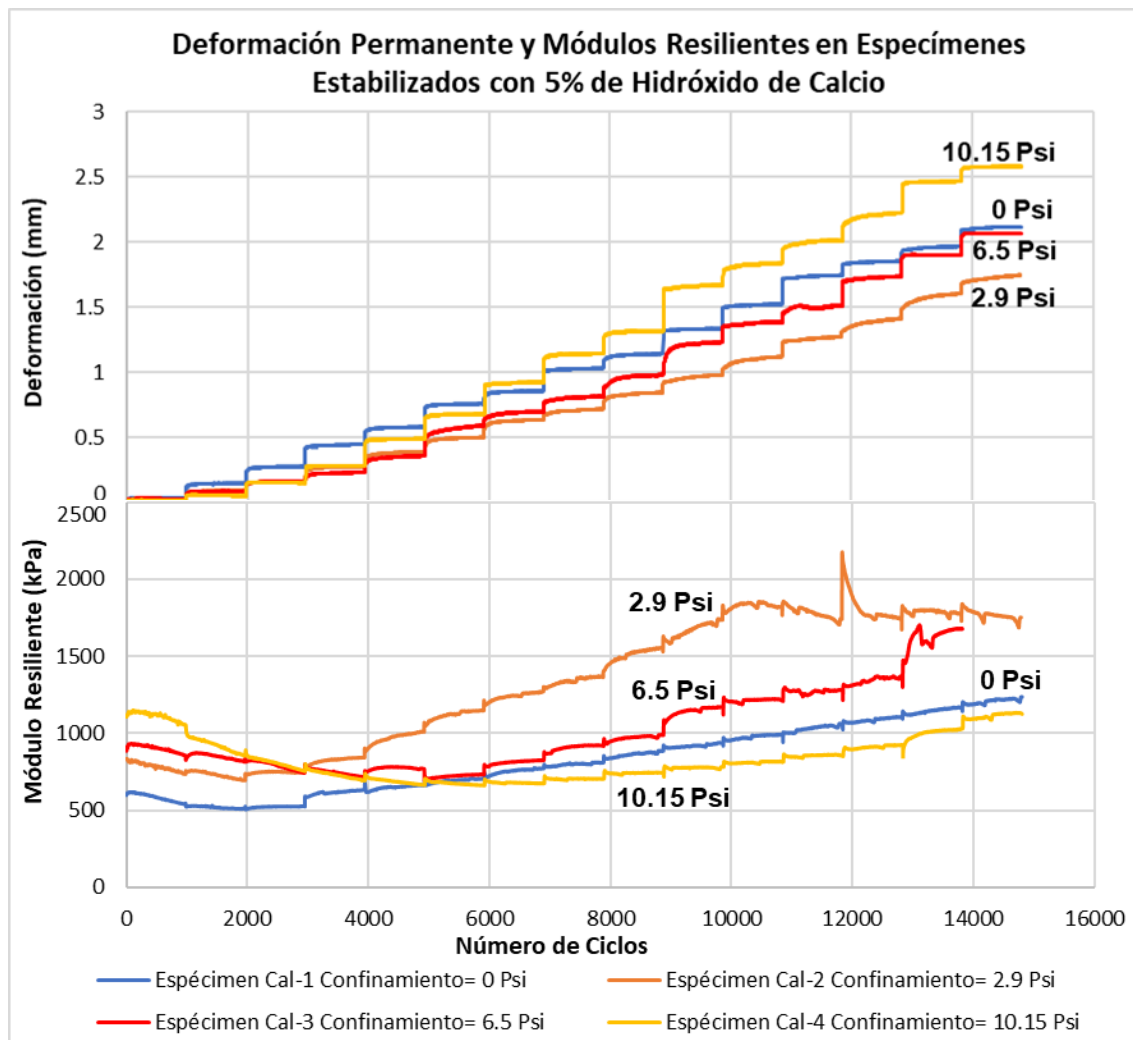
deformación permanente total es mayor (excepto en el espécimen Cal-1, el cual no tenía presión de confinamiento). El comportamiento observado parece contradictorio, pero podemos notar que a medida que el confinamiento es mayor, las curvas presentan una cantidad de incrementos bruscos mayor o más acentuados. Es decir, los vínculos cementados se van perdiendo, lo que tiene como resultado una deformación total mayor. Esto se puede deber a que en el material estabilizado el confinamiento no es un factor significativo como lo sería en un suelo sin estabilizar, pues en este el confinamiento ayudaría a disminuir las deformaciones permanentes y aumentar los módulos resilientes. En nuestro caso particular sucedió lo contrario.

Si se analizan las curvas de deformación, respecto a la teoría del shakedown y los patrones típicos, para los suelos sin estabilizar, se puede observar lo siguiente: las deformaciones permanentes son menores en los primeros incrementos de carga (rango A), para luego ir aumentando conforme se incrementa la carga (rango B). En el rango B, es donde se presenta el caso de deformación brusca, en combinación del endurecimiento paulatino. El caso del rango C, al parecer no se presenta debido a que solo se limitó el número de ciclos de carga a 1000 para cada configuración de esfuerzo. O los incrementos de esfuerzo no fueron lo suficientemente grandes para producir un colapso plástico progresivo, en todos los casos se estabilizó la deformación.

Mientras tanto, en la gráfica de módulos resilientes (Gráfica 23), se puede observar que el módulo de deformación tiende a disminuir al principio (al menos en las primeras tres configuraciones de carga) y después se incrementa. El incremento se ve afectado por el esfuerzo de confinamiento, el espécimen con mayor confinamiento tiene un menor aumento de módulo en comparación con los otros casos. El espécimen con esfuerzo de confinamiento nulo se comporta muy similar al espécimen con mayor esfuerzo de confinamiento.

Dadas las tendencias y lo comentado para el caso de la deformación permanente, se puede concluir que, el caso de los especímenes Cal-1 y Cal-4, se presenta un rompimiento mayor de los lazos cementados entre las partículas, debido a que no

existe esfuerzo de confinamiento y por el nivel de esfuerzos alto, lo que ocasiona que los módulos sean más bajos. En el caso de los especímenes Cal-2 y Cal-3, el esfuerzo de confinamiento ayuda a que tengan un mayor módulo de deformación, debido a que existe un menor rompimiento de los lazos de cementación entre las partículas.



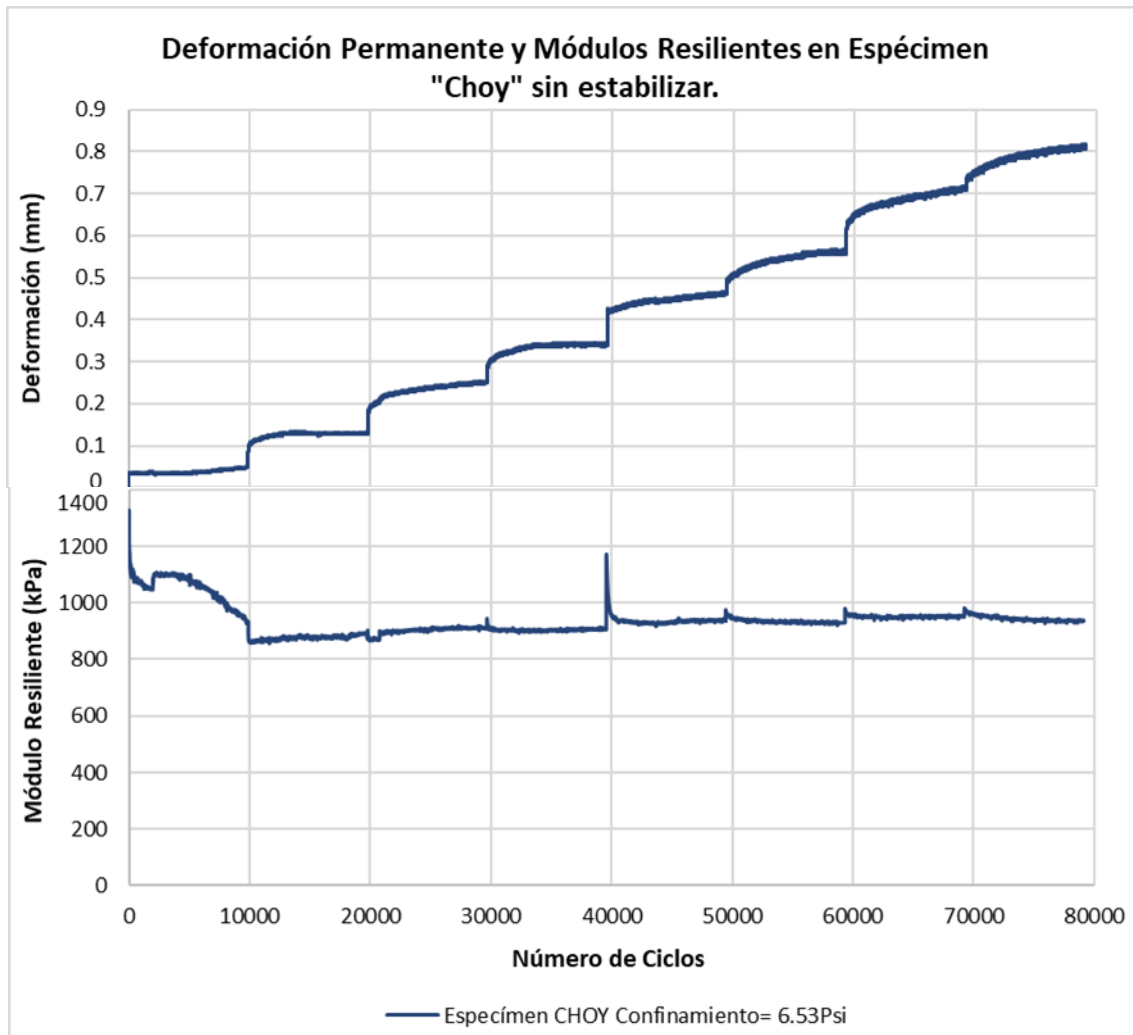
Gráfica 23.- Módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 5% de Hidróxido de Calcio 1,000 ciclos por configuración de carga.

5.3 Resultados de ensayo de deformación permanente con 10,000 ciclos.

5.3.1 Resultados del espécimen “Choy” sin estabilizar.

Para el espécimen “Choy” sin estabilizar se aplicaron configuraciones de carga menores que el resto de los especímenes ensayados con 10,000 ciclos de carga, el esfuerzo desviador máximo aplicado a este espécimen fue de 160 kPa mientras que a los otros especímenes fue de 540 kPa. Aun así, las deformaciones alcanzadas por el espécimen sin estabilizar fueron cercanas al de los demás especímenes, pero nunca mayores, en la Gráfica 24 se muestra que la deformación máxima acumulada del espécimen sin estabilizar fue de 0.8 mm. También es evidente que, al ir aumentando el esfuerzo desviador, en cada configuración de carga, las deformaciones permanentes siguieron acumulándose en los últimos ciclos de carga.

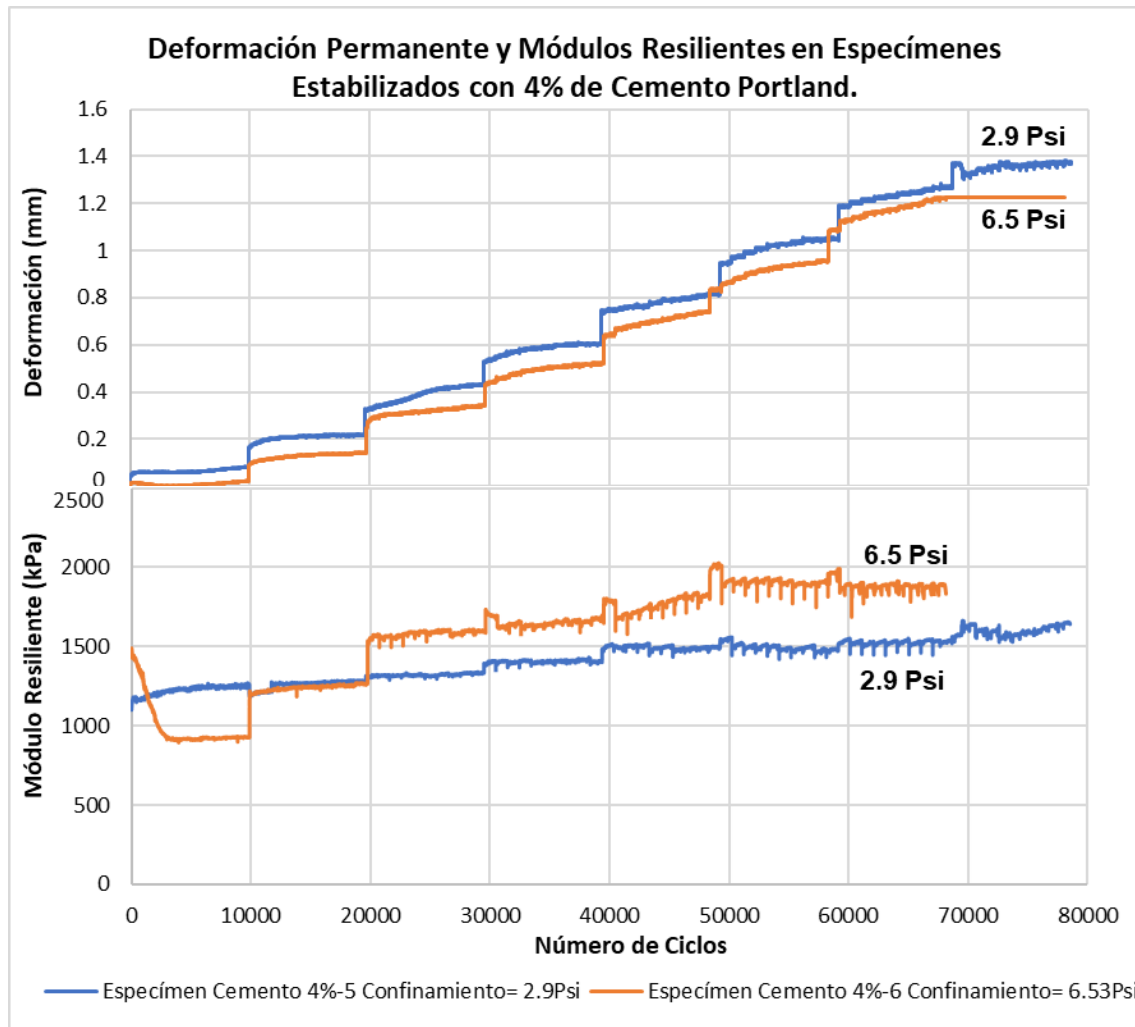
En los módulos resilientes de este espécimen fueron más bajos que los especímenes estabilizados con cemento Portland o hidróxido de calcio. Se observa de los módulos obtenidos del espécimen “Choy” sin estabilizar, que en el ciclo 4,000 un aumento drástico del módulo resiliente, este puede ser causado por un movimiento de los LVDTs. Además, se observa que en la primera configuración de carga el módulo resiliente va disminuyendo, ya en la segunda configuración de carga se estabiliza y empieza a aumentar ligeramente con cada incremento del esfuerzo desviador.



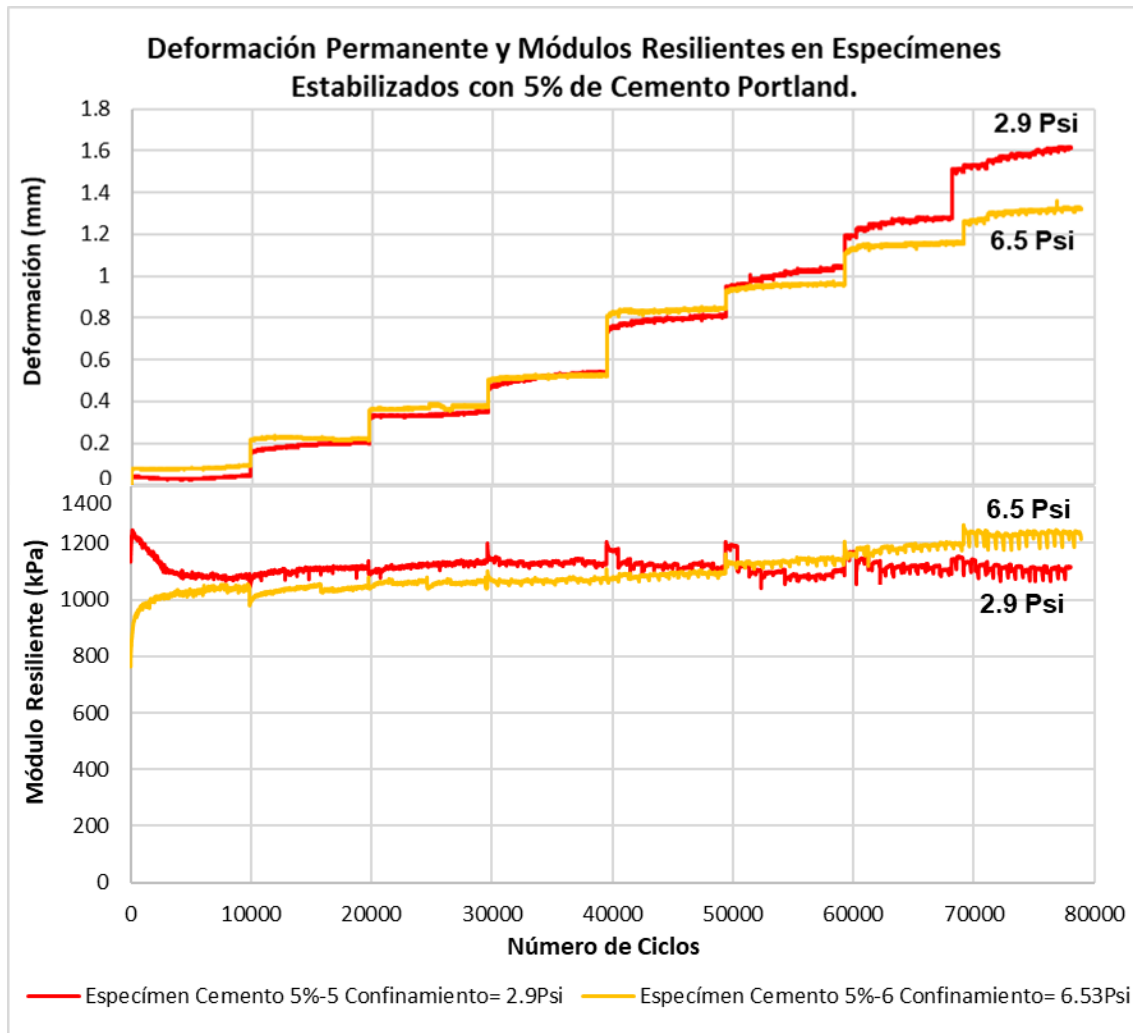
Gráfica 24.- Módulos resilientes del espécimen "Choy" sin estabilizar 10,000 ciclos por configuración de carga.

5.3.2 Resultados de especímenes estabilizados con cemento Portland.

Para la realización de este ensayo recordemos que solo se aplicaron 8 configuraciones de carga, y por cada esfuerzo desviador se realizaron 10,000 ciclos de carga y descarga. Los incrementos de carga fueron mayores que en el ensayo con 1,000 ciclos para disminuir la duración del ensayo y no los esfuerzos desviadores. Solo se estudiaron cuatro especímenes con las dosificaciones 4% y 5% de cemento Portland; dos especímenes con una presión de confinamiento de 2.9 psi, dos especímenes más con un confinamiento de 6.53 psi. La Gráfica 25 y Gráfica 26 muestran los resultados obtenidos de la deformación permanente acumulada y los módulos resilientes de estos cuatro especímenes.



Gráfica 25.- Módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland 10,000 ciclos por configuración de carga.



Gráfica 26.- Módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 5% de cemento Portland 10,000 ciclos por configuración de carga.

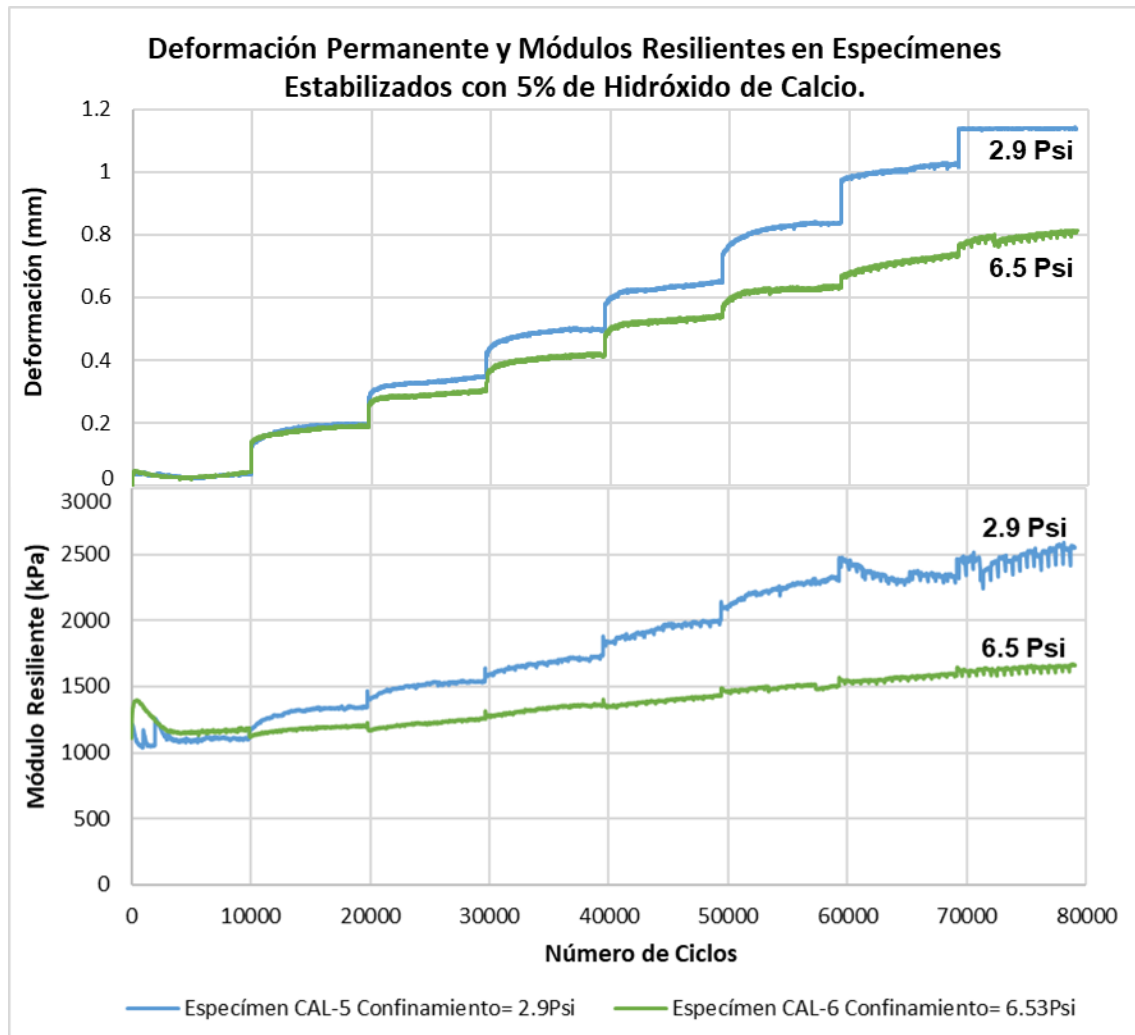
En ambas gráficas de deformación permanente, los especímenes con un confinamiento mayor (6.53 psi) tuvieron una deformación total mayor que aquellos con un confinamiento menor (2.9 psi). En los especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland la deformación permanente del espécimen con confinamiento de 2.9 psi siempre fue mayor durante todo el ensayo; mientras que en los especímenes estabilizados con 5% de cemento Portland las deformaciones permanentes de ambos fueron bastante cercanas e incluso el espécimen con confinamiento de 6.53 psi tuvo una deformación permanente mayor que el espécimen con confinamiento de 2.9 psi, esto hasta la quinta configuración de carga donde aumentan de mayor forma la deformación permanente del espécimen con confinamiento de 2.9 psi y supera al espécimen con confinamiento de 6.53 psi.

En los módulos resilientes sucede un comportamiento similar al de las deformaciones permanentes, los especímenes con un confinamiento de 6.53 psi al final del ensayo obtuvieron módulos resilientes mayores que los especímenes con confinamiento de 2.9 psi. En los especímenes estabilizados con 5% de cemento Portland al igual que sus deformaciones permanentes, a partir de la quinta configuración de esfuerzos los módulos del espécimen sometido a un confinamiento de 6.53 psi fueron mayores que el espécimen sometido a un confinamiento de 2.9 psi.

Es importante señalar que en las configuraciones de carga mayores se presentaron algunos “picos” que fueron ocasionados por el funcionamiento del equipo, como se menciona en el apartado 4.4. Un compresor de aire alimenta un cilindro normalizado que utiliza el equipo para aplicar el esfuerzo desviador, cuando la presión de aire del compresor disminuye en automático se enciende el motor para elevar de nuevo la presión dentro de este. Cuando esto sucede ocasiona que el vástago del cilindro normalizado disminuya el esfuerzo desviador que se aplica al espécimen que se está ensayando, y es por esta razón que en las gráficas de módulos resilientes se presentan estas alteraciones.

5.3.3 Resultados de especímenes estabilizados con hidróxido de calcio.

Los resultados obtenidos del ensayo a los especímenes estabilizados con 5% de hidróxido de calcio se presentan en la Gráfica 27, en las deformaciones permanentes se muestra como a partir de la tercera configuración de carga la deformación permanente del espécimen con un confinamiento de 2.9 psi son mayores que las del espécimen con confinamiento de 6.53 psi. Igualmente, en los módulos resilientes de estos, el espécimen con confinamiento de 2.9 psi tiene módulos resilientes mayores que el espécimen con un confinamiento de 6.53 psi. En ambas gráficas al finalizar el ensayo la diferencia entre ambos especímenes es bastante notable, al contrario que los especímenes estabilizados con cemento Portland donde la variación entre ambos especímenes de 2.9 psi y 6.53 psi era menos notoria.



Gráfica 27.- Módulos resilientes de los especímenes estabilizados con 5% de Hidróxido de Calcio 10,000 ciclos por configuración de carga.

6 Conclusiones.

En esta investigación se estudió el efecto de la fatiga en un suelo estabilizado con cemento Portland e hidróxido de calcio, para lograrlo se realizaron diferentes ensayos en un equipo triaxial de carga cíclica, utilizando diferentes esfuerzos desviadores, esfuerzos de confinamientos y diferentes números de ciclos por configuración de carga. También se estudió (aunque en menor medida) el mismo efecto de la fatiga, pero en dos tipos de suelo sin estabilizar, con el fin de poder realizar una comparativa de los resultados obtenidos de los suelos estabilizados y sin estabilizar.

El estudio del impacto de la fatiga en un suelo estabilizado es un tema poco estudiado, se tiene pleno conocimiento de las bondades de utilizar diferentes productos como estabilizadores (especialmente el cemento Portland e hidróxido de calcio) en la construcción de caminos, sin embargo, aún falta estudiar este fenómeno para mejorar los diseños de pavimentos y para la creación de normativa aplicable al tema. Parte de este trabajo de investigación se centró en una norma europea sobre el estudio de la deformación permanente mediante el ensayo triaxial multietapa para cargas cíclicas, y fue precisamente, por el hecho de que en nuestro país no existe un manual normado para este tipo de ensayos. Aun con la normativa europea, nos enfrentamos a ciertos “huecos” dentro de la norma, ya que solo tienen sugerencias de los valores aplicables para la definición de los límites de fluencia y acomodo plásticos de la teoría del “Shakedown”.

A lo largo de esta investigación se trabajó utilizando el equipo de carga triaxial cíclica, este fue diseñado y construido por la propia Universidad. Al estar trabajando con este equipo surgieron problemas que se fueron solucionando con el fin de mejorar el propio equipo y los resultados obtenidos por este. El cambio en el procesamiento de los datos permitió que se obtuviera el módulo resiliente en cada ciclo de carga durante todo el ensayo, gracias a ello se pudieron obtener las gráficas que se presentan en los resultados de esta investigación y contribuyendo así con estas mejoras para investigaciones posteriores.

Con base en los resultados de las deformaciones permanentes de todos los especímenes se puede concluir, que la teoría del Shakedown también es aplicable a suelos granulares estabilizados con hidróxido de calcio y cemento Portland.

Todas las curvas de deformación obtenidas estuvieron primeramente dentro del rango A y posteriormente en un rango B. En los especímenes que fueron ensayados con las configuraciones de carga de 1,000 ciclos, es muy difícil definir a que rango pertenece cada curva de deformación, debido a que en los últimos ciclos sigue aumentando la deformación permanente acumulada.

Por otra parte, en los especímenes ensayados con 10,000 ciclos de carga se puede apreciar de mejor manera a que rango se está acercando cada una de las curvas de deformación. En las primeras configuraciones de carga de los especímenes ensayados con 10,000 ciclos se puede observar un comportamiento más semejante al del rango A (se tienen deformaciones puramente elásticas en los últimos ciclos) y conforme va aumentando el esfuerzo desviador en las configuraciones de carga, las curvas de deformación se asemejan más al comportamiento de un rango B (se sigue acumulando la deformación en los últimos ciclos). El caso del rango C, al parecer no se presenta en ninguno de los ensayos de 1000 y 10,000 ciclos, esto se debe a que los incrementos del esfuerzo desviador no fueron lo suficientemente grandes o no se aplicaron suficientes ciclos de carga para producir un colapso plástico progresivo. Todavía se requiere estudiar más este fenómeno en suelos estabilizados y no estabilizados, ya que en México no existe una normativa para la realización de ensayos triaxiales con carga cíclica. La normativa europea solo indica que las deformaciones en el rango A y B habrá poco o mediano riesgo de que se formen roderas en las capas sin ligante, mientras que cualquier comportamiento del rango C es inadmisibile.

Es importante estudiar las deformaciones en el rango B, ya que estas pueden alcanzar la falla del material o las deformaciones puramente elásticas. Ambos son escenarios contradictorios y, además, en el caso de alcanzar las deformaciones puramente elásticas, no sabríamos si la deformación acumulada total sería

aceptable en la estructura del pavimento porque si estas fueran demasiado grandes provocarían roderas u otros deterioros en la superficie del pavimento.

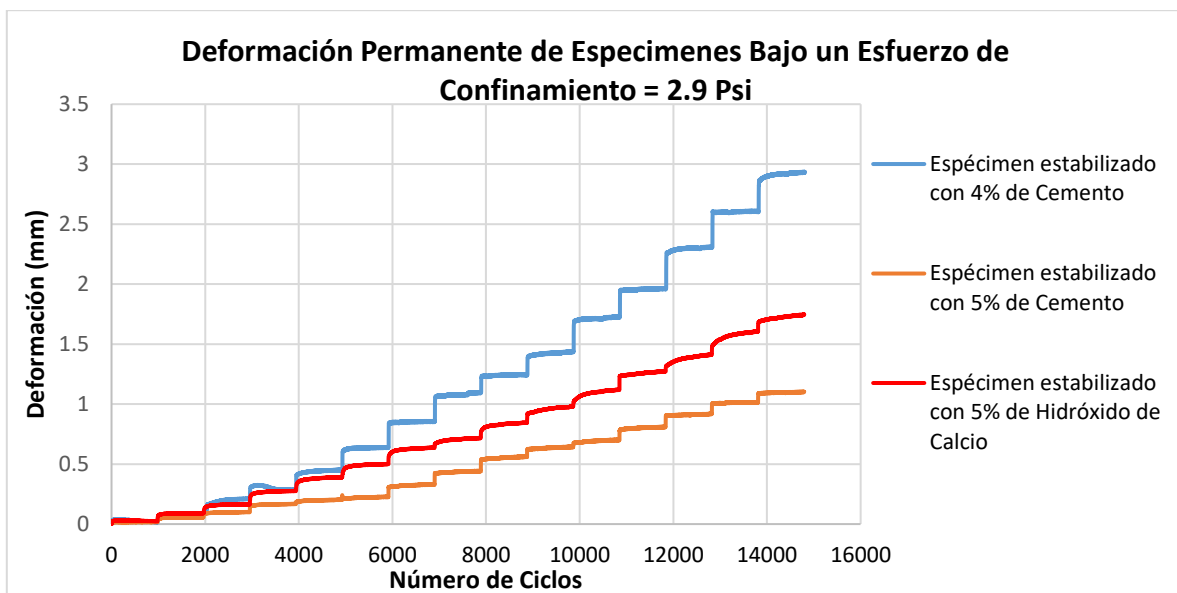
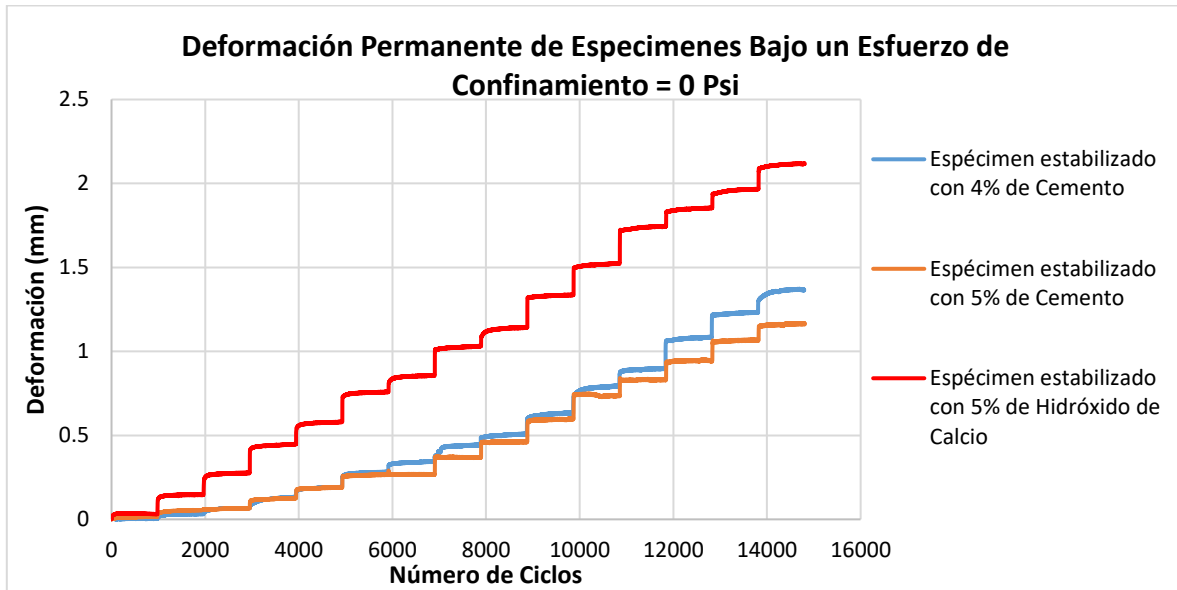
Una constante en todas las pruebas realizadas en esta investigación fue lo sucedido en las primeras configuraciones de carga tanto en los módulos resilientes como en la deformación permanente. En las deformaciones permanentes se registraron solo pequeñas deformaciones en los primeros ciclos, sin embargo, después se llegaron a registrar disminuciones en las deformaciones, las cuales fueron más evidentes en las pruebas con 10,000 ciclos por configuración de carga. Por otra parte, en los módulos resilientes se presentaron aumentos o disminuciones estrepitosas en las primeras dos configuraciones de carga, fue a partir de la tercera configuración que los módulos resilientes comenzaron a seguir una tendencia clara a aumentar y en algunos casos una ligera disminución. Este comportamiento lo podríamos asociar al proceso de post-compactación. Al aplicar las primeras configuraciones de esfuerzo existe un reacomodo de las partículas del suelo y una vez que se logra estabilizar. En las configuraciones de esfuerzo subsecuentes se presenta una tendencia más clara.

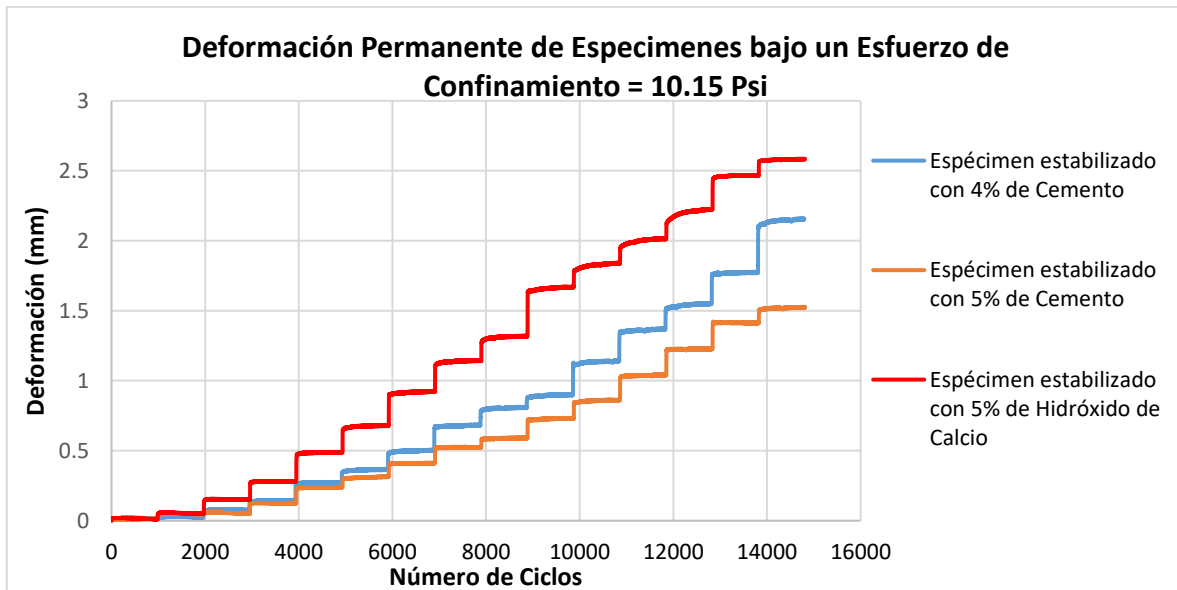
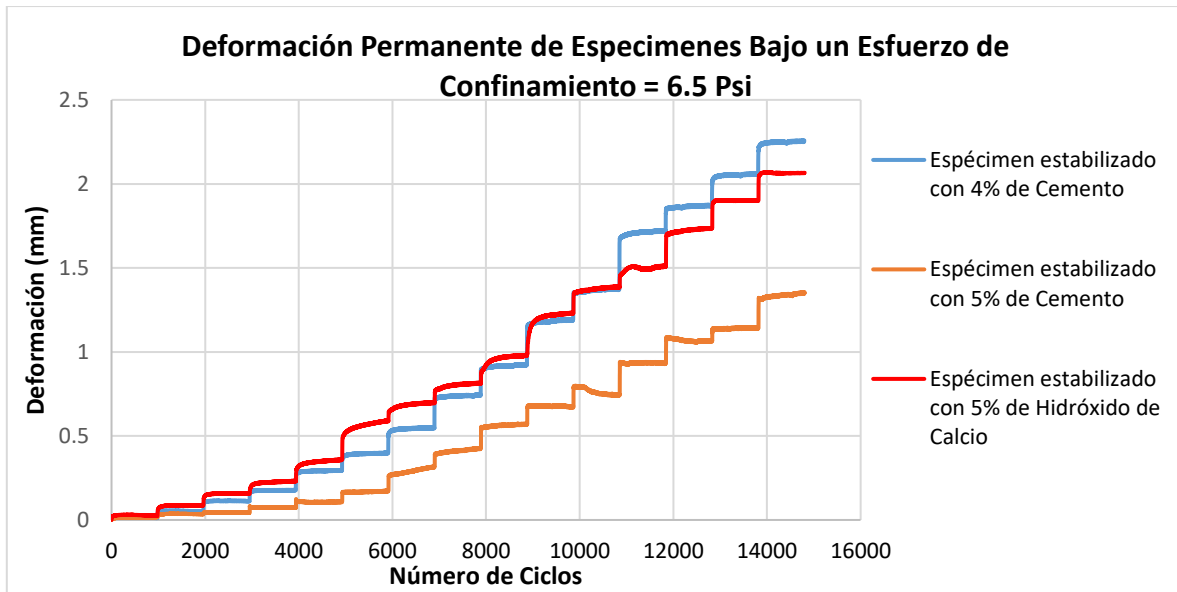
La influencia del esfuerzo de confinamiento en los especímenes ensayados tuvo vertientes, la primera fue en los ensayos con 1,000 ciclos por configuración de carga. Ahí se pudo observar que a partir de que se aplicaba un esfuerzo de confinamiento la deformación permanente acumulada total de los especímenes seguía una tendencia, solo el espécimen al que no se le aplica un esfuerzo de confinamiento no sigue esta tendencia ya que parece ser que no son afectados por el rompimiento de partículas que puede provocar el esfuerzo de confinamiento a lo largo del espécimen. En los especímenes estabilizados con 4% de cemento Portland, se observó una disminución en la deformación permanente conforme se aumentó el esfuerzo de confinamiento en el espécimen. Lo cual nos hace recordar lo sucedido en el ensayo de deformación permanente con aplicación de carga multietapa, donde una vez que se aumentaba el esfuerzo de confinamiento la deformación permanente se detenía. Este mismo comportamiento se pudo observar en todos los especímenes a los cuales se aplicaron 10,000 ciclos por configuración

de carga. Para los especímenes estabilizados con 5% de cemento Portland y 5% de hidróxido de calcio sucedió lo contrario, al aumentar el esfuerzo de confinamiento aumentó la deformación permanente.

Es necesario seguir estudiando este fenómeno con diferentes tipos de suelos estabilizados y tal vez con un mayor número de ciclos, o incluso variando la presión de confinamiento durante el ensayo, y no mantenerla constante durante toda la prueba. Con ello pudiera ser posible entender de mejor manera como afectan estos parámetros a la estructura de un pavimento con una base estabilizada, de manera que se puedan utilizar para el diseño de pavimentos cuando se tenga una base estabilizada con cemento Portland o Hidróxido de Calcio.

7 Anexos





8 Bibliografía

- AENOR. (Enero de 2008). Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. Parte 7: Ensayo triaxial con carga cíclica para mezclas sin ligante. España: AENOR.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2008). *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*. AASHTO.
- Arnold, G. K. (August de 2004). Rutting of Granular Pavements.
- Bahar, R., Benazzoug, M., & Kenai, S. (2004). Performance of compacted cement-stabilised soil. En *Cement & Concrete Composites* (págs. 811-820).
- Bell, F. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils . *Engineering Geology* , 223-237.
- Brown, S. F. (1994). Behaviour of Layered Systems Under Repetitive Loading. *XIII ICSMFE*, 321-325.
- Dawson, A. R., & Wellner, F. (1999). *Plastic Behavior of Granular Materials*. University of Nottingham. Reference PRG99014, Final report ARC Project 933, United Kingdom.
- De Beer, M. (Febrero de 1990). Aspects of the design and behaviour of road structures incorporating lightly cementitious layers. 119-121. Pretoria: University of Pretoria.
- Elliot, R. P., & Thornton, S. I. (1988). Resilient Modulus and AASHTO Pavement Design. *Transportation Research Record 1196*, 116-124.
- Erlingsson, S., Rahman, S., & Salour, F. (2017). Characteristic of unbound granular materials and subgrades based on muti stage RLT testing. *Transportation Geotechnics*, 28-42.
- F. Rivera, J., Aguirre-Guerrero, A., Mejía de Gutiérrez, R., & Orobio, A. (2020). Estabilización química de suelos - Materiales convencionales y activados alcalinamente. *Informador Técnico*.

- Garnica Anguas, P., Pérez García, N., & Gómez López, J. (2001). Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares. Sandandila, Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte (IMT).
- Griem, W. (2016). *geovirtual*. Obtenido de www.geovirtual2.cl
- Hall, M., Najim, K., & Keikhaei Dehdezi, P. (2012). Soil stabilisation and earth construction: materials, properties and techniques.
- Horpibulsuk, S., Runglawan, R., Chinkulkijniwat, A., Raksachon, Y., & Suddeepong, A. (2011-2021). Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations. *Construction and building materials*. *ELSEVIER*, 24 (10).
- IECA. (Febrero de 2015). *Estabilización de suelos con cemento*. España: ISSUU.
- Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B., Panarese, W. C., & Tanesi, J. (2004). *Diseño Y Control De Mezclas De Concreto*. Illinois: Portland Cement Association.
- Noolu, V., Mudavath, H., Pillai, R. J., & Yantrapalli, S. K. (2019). Permanent deformation behaviour of black cotton soil treated with calcium carbide residue. *Construction and Building Materials*, 223, 441-449.
- Rahman, M., & Erlingsson, S. (2015). A model for predicting permanent deformation of unbound granular materials. *Road Mater Des*, 653-673.
- Rico, A., & Del Castillo, H. (1992). *Consideraciones Sobre Compactación De Suelos En Obras De Infraestructura De Transporte*. Instituto Mexicano del Transporte.
- S. Timoshenko, J. N. (1934). *Theory of elasticity*. New York: McGraw-Hill Book Company Inn.
- SCT. (2021). *N-CMT-4-02-003/21 "Materiales para Bases Tratadas"*.
- Seed, H., Mitry, F. G., Monismith, C. L., & Chan, C. K. (1967). Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated-load tests. *Report 35*. Highway Research Board.

-
- Sharifah Zaliha, S., Kamarudin, H., Mustafa Al Bakri, A., Binhussain, M., & Siti Salwa, M. (2013). Review on Soil Stabilization Techniques. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 258-265.
- Sharp, R., & Booker, J. (Ene-Feb de 1984). Shakedown of Pavements Under Moving Surface Loads. *Journal of Transportation Engineering*, 110(1), 1-14.
- Toirac Corral, J. (Octubre-diciembre de 2008). El suelo cemento como material de construcción. *Ciencia y sociedad*, XXXIII(4), 520-571.
- Viveros Carrera, O., Serment Guerrero, V., & Chavez Negrete, C. (2022). USO DE POLÍMEROS DE NUEVA TECNOLOGÍA EN PAVIMENTOS PARA ESTABILIZAR SUELOS NATIVOS. *XVI Congreso Mundial de Vialidad Invernal y Resiliencia de la Carretera*.
- Werkmeister, S., Dawson, A. R., & Wellner, F. (2001). Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1757, 75-81. doi:10.3141/1757-09