



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERIA

**VERIFICACIÓN DEL MÓDULO  
ELÁSTICO DE BASES GRANULARES  
OBTENIDO A TRAVÉS DEL  
DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO  
LIVIANO (LWD) EMPLEANDO CELDAS  
DE PRESIÓN**

**IGNACIO TÓMAS RODRÍGUEZ ZÚÑIGA**

Tesis para optar al grado de  
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:  
**GUILLERMO THENOUX ZEBALLOS**

**SANTIAGO, ABRIL, 2018**

© 2018, Ignacio Rodríguez Zúñiga



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERIA

# **VERIFICACIÓN DEL MÓDULO ELÁSTICO DE BASES GRANULARES OBTENIDO A TRAVÉS DEL DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO LIVIANO (LWD) EMPLEANDO CELDAS DE PRESIÓN**

**IGNACIO TOMÁS RODRÍGUEZ ZÚÑIGA**

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

**GUILLERMO THENOUX ZEBALLOS**

**MARCELA CHAMORRO GINÉ**

**GABRIEL GARCÍA SAÁ**

**JULIO VERGARA AIMONE**

Para completar las exigencias del grado de  
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago, abril, 2018

*Dedicado a mi familia, gracias por su  
invaluable apoyo.*

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, quiero agradecer a mis padres Luis y Luz y hermanos Gustavo y Javiera. Es difícil plasmar en un párrafo lo eternamente agradecido que estoy de ustedes, su cariño y entrega me permitieron ser la persona que soy hoy. Son un ejemplo de vida y no hubiera llegado a estas circunstancias sin su apoyo. Mis alegrías y logros están dedicados a ustedes.

A mi polola Paz quien estuvo presente desde el comienzo de mi etapa de posgrado. Tu amor, compañía y apoyo incondicional fueron imprescindibles para seguir día a día avanzando. Gracias por todas esas alegrías.

Quiero agradecer al Centro de Ingeniería Vial (Gonzalo y Pato) y su apoyo brindado durante el desarrollo de mi tesis tanto en la parte teórica como práctica. También agradezco haberme dado la oportunidad de ingresar a su equipo de trabajo.

También a los funcionarios ICC y mis compañeros de universidad con quienes pude compartir más de una conversación y siempre me brindaron una sonrisa o una palmada en la espalda para seguir adelante. Compartir un café con ustedes cada mañana hizo una importante diferencia y me hacía sentir a gusto en el Departamento.

Finalmente, quiero agradecer al profesor Guillermo Thenoux por haberme dado la oportunidad de ser su último alumno de posgrado. Definitivamente ha sido la etapa más dura de mi carrera, pero trajo consigo un aprendizaje invaluable. Definitivamente no hubiera sido lo mismo haber rendido el examen de grado que realizar la tesis y si tuviera que tomar la decisión de nuevo, esta sería la misma.

## INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
INDICE DE TABLAS .....	vi
INDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT .....	xi
1. Introducción.....	1
1.1. Antecedentes Generales .....	1
1.2. Hipótesis.....	3
1.3. Objetivos .....	3
1.4. Metodología de Investigación.....	4
1.5. Organización de la Tesis .....	6
2. Metodologías de Diseño Estructural de Pavimentos .....	7
2.1. Conceptos Básicos .....	7
2.2. Métodos Empíricos .....	10
2.3. Métodos Mecanicistas.....	13
3. Parámetros y Propiedades Mecánicas de Bases Granulares .....	18
3.1. Coeficiente Estructural.....	18
3.2. Razón de Soporte California .....	21
3.3. Módulo Resiliente .....	23
3.4. Módulo de Reacción .....	27
4. Equipos para determinar Capacidad de Soporte de Bases Granulares In Situ .	31
4.1. Equipos que determinan Capacidad de Soporte de forma indirecta .....	31
4.2. Deflectómetro de Impacto.....	34
4.3. Deflectómetro de impacto liviano.....	35

5.	Descripción de la Investigación.....	47
5.1.	Diseño Experimental.....	47
5.2.	Medición con Celdas de Presión in situ.....	51
5.3.	Construcción de Estructura de Prueba.....	56
5.4.	Medición con el LWD in situ.....	60
6.	Resultados.....	64
7.	Análisis de Resultados.....	73
7.1.	Coeficiente de variación del deflectómetro y de las celdas.....	73
7.2.	Verificación de Reproducibilidad de Celdas.....	76
7.3.	Retro Cálculo de Modulo Elástico.....	77
7.4.	Efecto Shell.....	81
8.	Conclusiones y Recomendaciones.....	86
	BIBLIOGRAFIA.....	89
	A N E X O S.....	93
A.	Análisis de Pavimentos Flexibles.....	94
B.	Ensayos de Caracterización de Suelos.....	98
B.1	Descripción de Ensayos.....	98
B.2	Análisis de Resultados.....	99
C.	Análisis Estadístico de Resultados de Celdas.....	107
C.1	Coeficiente de Variación LWD y Celda, Medición Indirecta.....	108
C.2	Coeficiente de Variación LWD y Celda, Medición Directa.....	112
C.3	Verificación de Celdas, Medición Directa.....	116
D.	Retrocálculo de f.....	119
D1	Valor f literatura.....	119
D2	Valor f retro calculado y cálculo de Módulo.....	123

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2-1: Bandas Granulométricas para bases y subbases en Chile.....	8
Tabla 2-2: Límites de Consistencia o Atterberg .....	8
Tabla 2-3: Función de las bases y subbases .....	9
Tabla 3-1: Valores de CBR típicos para distintos suelos.....	22
Tabla 3-2: CBR mínimos para cada capa según normativa chilena.....	23
Tabla 3-3: Diferencia del Mr en suelos granulares y finos .....	25
Tabla 3-4: Correlaciones empíricas entre Mr y CBR.....	26
Tabla 4-1: Resumen de LWD y sus características, Money y Miller .....	37
Tabla 4-2: Valores de f de distribución de tensiones .....	40
Tabla 4-3: Propiedades de las estructuras utilizadas en la modelación .....	42
Tabla 5-1: Simbología de la matriz experimental .....	50
Tabla 5-2: Presión Aplicada para configuraciones de LWD .....	50
Tabla 5-3: Matriz Experimental.....	51
Tabla 5-4: Interpretación de cuenco de deflexión del LWD.....	62
Tabla 6-1: Resultados Estructura 1, medición indirecta .....	65
Tabla 6-2: Resultados Estructura 2, medición indirecta .....	66
Tabla 6-3: Resultados Estructura 3, medición indirecta .....	67
Tabla 6-4: Resultados Estructura 4, medición indirecta .....	68
Tabla 6-5: Resultados Estructura 1, medición directa .....	69
Tabla 6-6: Resultados Estructura 2, medición directa .....	70
Tabla 6-7: Resultados Estructura 3, medición directa .....	71
Tabla 6-8: Resultados Estructura 4, medición directa .....	72
Tabla 7-1: Coeficiente de Variación, LWD .....	74
Tabla 7-2: Coeficiente de Variación, Celdas de Presión.....	75
Tabla 7-3: Prueba t de medias para golpe directo .....	76
Tabla 7-4: Módulo Elástico subrasante 1 a partir de resultados de CDP .....	78
Tabla 7-5: Retro cálculo de valor f .....	80
Tabla 7-6: Módulo Elástico retro calculado para distintos valores de f.....	81
Tabla 7-7: Módulo Elástico Shell vs LWD.....	82
Tabla 7-8: Análisis de medias Módulo LWD y Shell.....	83
Tabla 7-9: Disminución de Módulo LWD, espesor base granular constante .....	85
Tabla 7-10: Disminución de Módulo LWD, CBR subrasante constante .....	85
Tabla B-1: Resultados Granulometría.....	100
Tabla B-2: Clasificación de Subrasante 1 .....	100
Tabla B-3: Resultados Ensayo Módulo Resiliente.....	102
Tabla B-4: Factores de ajuste en fórmula de Módulo Resiliente .....	104
Tabla B-5: Resultados Ensayo Cono de Penetración sobre Subrasante 1, CBR>10% ..	104
Tabla B-6: Resultados Ensayo Cono de Penetración sobre Subrasante 2. CBR<10% ..	105
Tabla B-7: Resultados Ensayo de Cono de Arena en Base Granular .....	105
Tabla C-1: C.V. Estructura 1, medición indirecta.....	108

Tabla C-2: C.V. Estructura 2, medición indirecta.....	109
Tabla C-3: C.V. Estructura 3, medición indirecta.....	110
Tabla C-4: C.V. Estructura 4, medición indirecta.....	111
Tabla C-5: C.V. Estructura 1, medición directa.....	112
Tabla C-6: C.V. Estructura 2, medición directa.....	113
Tabla C-7: Estructura 3, medición directa .....	114
Tabla C-8: Estructura 4, medición directa .....	115
Tabla D-1: Cálculo de Módulo, valor f literatura Estructura 1 .....	119
Tabla D-2: Cálculo de Módulo, valor f literatura Estructura 2 .....	120
Tabla D-3: Cálculo de Módulo, valor f literatura Estructura 3 .....	121
Tabla D-4: Cálculo de Módulo, valor f literatura Estructura 4 .....	122
Tabla D-5: Valor f retro calculado, Estructura 1.....	123
Tabla D-6: Valor f retro calculado, Estructura 2.....	124
Tabla D-7: Valor f retro calculado, Estructura 3.....	125
Tabla D-8: Valor f retro calculado, Estructura 4.....	126

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1-1: Metodología de Investigación .....	4
Figura 2-1: Esquema de pavimento a) flexible y b) rígido .....	7
Figura 2-2: Ficha de evaluación durante la primera prueba AASHTO .....	10
Figura 2-3: Modelo de elementos finitos .....	13
Figura 2-4: Transformación de Odemark.....	16
Figura 2-5: Interfaz gráfica software MePads.....	17
Figura 3-1: Correlaciones Coeficiente Estructural Base Granular.....	19
Figura 3-2: Correlaciones Coeficiente Estructural Subbase Granular .....	20
Figura 3-3: Representación del Módulo resiliente .....	24
Figura 3-4: Ensayo de plato de carga in situ .....	28
Figura 3-5: Pavimento Rígido y Módulo de Reacción combinado $k_c$ .....	30
Figura 4-1: Esquema del equipo CDP .....	32
Figura 4-2: Clegg Hammer .....	33
Figura 4-3: Ensayo de CBR in situ .....	34
Figura 4-4: Esquema de uso de FWD .....	35
Figura 4-5: Deflectómetro de Impacto Liviano LWD "Keros Prima100 Portátil" .....	36
Figura 4-6: Medición de deflexión (a) geófono y (b) acelerómetro.....	38
Figura 4-7: Pulsos de fuerza y deformación medidos por el LWD.....	39
Figura 4-8: Distribución de esfuerzos en suelo (a) cohesivo y (b) granular .....	40
Figura 4-9: Sensores de deformación adicionales.....	41
Figura 4-10: Esquema de estructura utilizada en la modelación.....	42
Figura 4-11: Tensiones generadas en la base granular para diferentes estructuras.....	43
Figura 4-12: Efecto de la humedad del suelo en las mediciones del LWD .....	45
Figura 4-13: Relación entre Módulo Prima y Módulo Zorn .....	46
Figura 5-1: Esquema del Ensayo.....	48
Figura 5-2: Estructuras de Prueba .....	49
Figura 5-3: Celdas de presión (a) RST Instrument (b) Kyowa (c) Geokon (d) Tekscan ..	52
Figura 5-4: Celdas de Presión, Modelo Geokon 3500-1-250kPa .....	53
Figura 5-5: Celda de Presión conectado a Datalogger .....	53
Figura 5-6: Esquema del tramo de pruebas .....	54
Figura 5-7: Lectura de las celdas de presión .....	55
Figura 5-8: Celdas de presión vs análisis mePads .....	56
Figura 5-9: Ubicación del experimento .....	57
Figura 5-10: Dimensiones de las Cajas .....	57
Figura 5-11: Distribución de Celdas de Presión dentro de la Caja .....	58
Figura 5-12: Diagrama de verificaciones de tensiones en estructura de pavimento .....	59
Figura 5-13: Colocación de Celdas en estructura de prueba.....	59
Figura 5-14: Compactación de la estructura de prueba.....	60
Figura 5-15: Ensayo con LWD y Celdas (a) medición directa y (b) medición indirecta. 61	61
Figura 7-1: Módulo LWD vs Módulo Celda, f recomendados por literatura .....	79
Figura 7-2: Módulo LWD vs Módulo Celda, f por celda .....	80

Figura 7-3: Resultados Módulo Shell vs Módulo LWD .....	82
Figura 7-4: Correlación Módulo LWD y Módulo Elástico Combinado .....	84
Figura A-1: Simetría Axial de esfuerzos en espacio elástico semi infinito .....	95
Figura B-1: Esquema de Ensayo CDP .....	99
Figura B-2: Ensayo Límite Líquido con Instrumento de Casagrande .....	100
Figura B-3: Resultado Ensayo Proctor Modificado B.G. ....	101
Figura B-4: Probeta ensayo Módulo Resiliente .....	102
Figura B-5: Probeta N°1 Ensayo Módulo Resiliente .....	103
Figura B-6: Probeta N°2 Ensayo Módulo Resiliente .....	103
Figura B-7: Verificación de Densidad: Cono de Arena .....	106
Figura C-1: Celda 1 vs Celda 2, Estructura 1, golpe directo.....	117
Figura C-2: Celda 1 vs Celda 2, Estructura 2, golpe directo.....	117
Figura C-3: Celda 1 vs Celda 2, Estructura 3, golpe directo.....	118
Figura C-4: Celda 1 vs Celda 2, Estructura 4, golpe directo.....	118

## RESUMEN

En los últimos años el Deflectómetro de Impacto Liviano (LWD por su sigla en inglés) ha ganado popularidad ya que permite obtener el Módulo Elástico de bases y subbases granulares de pavimentos in situ de manera fácil y rápida. No obstante, hay autores que cuestionan el alcance de estos resultados. No existe evidencia en la literatura que valide el uso de este Módulo para la evaluación de la capacidad de soporte de las capas granulares del pavimento. Se construyeron estructuras de prueba compuestas por una base granular de material seleccionado sobre subrasantes de CBR conocidos y se instalaron celdas de presión en la interfaz de ambas capas con el fin de verificar la validez del Módulo obtenido a través de la carga aplicada por el LWD. Se demostró que se puede utilizar el Módulo Elástico del LWD para el cálculo de tensiones. Se determinaron coeficientes de ajustes ( $f$ ) en función del tipo de estructura y la carga aplicada. Estos factores se recomiendan para realizar cálculos preliminares en estructuras de similares características a las del presente trabajo. Se demostró que las mediciones del LWD son influenciadas por las propiedades mecánicas de la subrasante y, del espesor de la base granular de forma similar al cálculo de Módulo Compuesto de la Formula Shell.

.

Palabras Claves: Deflectómetro de Impacto Liviano, Celdas de Presión, Bases Granulares, Módulo Elástico

## **ABSTRACT**

During the last few years the Light Weight Deflectometer (LWD) has gained popularity because the equipment allows obtaining the in situ Elastic Modulus of granular bases and subbases easily and quickly. However, authors suggest that the Elastic Modulus obtained from the LWD must not be used for pavement structural analysis. There is no evidence in the literature that validate the use of the LWD Elastic Modulus for the evaluation of the bearing capacity in the pavement granular base coarse. Therefore, different bi-layers pavement structures were built. Between the granular base and the soil, pressure cells were placed in order to verify if the LWD Modulus with analytical models can predict the pressure at the subgrade soil level under the LWD loads. Calibration values were obtained (f value) in order to calculate the pressure at the subgrade soil level in similar pavement structures. The measures of the LWD are influenced by the bearing capacity of the subgrade layer and the height of the granular base coarse in a similar way than the Compound Modulus from the Shell Theory.

Key words: Light Weight Deflectometer, Pressure cells , base coarses, elastic modulus

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes Generales

Existen diversas técnicas que permiten determinar el Módulo Elástico in situ de las distintas capas que conforman la estructura de un pavimento. Una de las principales técnicas consiste en aplicar una carga estándar sobre la superficie del pavimento y realizar mediciones de deflexión para luego, a través de modelos analíticos, retro calcular el Módulo Elástico de las diferentes capas de la estructura de un pavimento. Entre las técnicas más reconocidas se encuentran las de carga estática tales como el Plato de Carga y la Viga Benkelman y las de impacto tales como el Deflectómetro de Impacto (FWD) por puntos discretos y el Deflectómetro de Impacto Liviano (LWD). La principal diferencia entre el FWD y el LWD tiene relación con el nivel de carga aplicada sobre la estructura a evaluar. El FWD aplica desde 12 kN hasta 120 kN y se puede utilizar para determinar el Módulo Elástico de cada una de las capas de una estructura de pavimento. El LWD aplica cargas desde 5 kN hasta 17 kN y está diseñado para evaluación directa de bases granulares o suelos de subrasante.

El LWD ha ganado popularidad en los últimos años ya que permite la obtención del Módulo Elástico in situ de manera fácil, rápida y no destructivamente con una alta repetitividad y reproducibilidad (Fleming 2006, Osorio 2008 y Nazzal. 2016). A partir de mediciones con el LWD es posible verificar la capacidad estructural de las capas a través del cálculo del Módulo Elástico. No obstante, otros autores tales como Edwards (2009) y Thenoux (2016) indican que el Módulo obtenido a partir de las mediciones

del LWD es un indicador de la homogeneidad de la construcción en lugar de un valor efectivo de Módulo Elástico.

Los métodos analíticos que se utilizan para el cálculo del estado de tensiones y deformaciones utilizan el Módulo Elástico el cual debería corresponder al Módulo Elástico efectivo in-situ. El equipo LWD sólo utiliza la medida de deflexión superficial para el cálculo del Módulo Elástico, pero no garantiza que a través de dicho Módulo se puedan obtener el estado de tensiones y deformaciones efectivas que experimentan las capas cuando están sometidas a cargas.

Osorio (2008), demostró en una investigación previa que el Módulo Elástico obtenido a través del LWD disminuye mientras menor sea el Módulo de la subrasante, concordando con la teoría de Shell (Shell, 1978) la cual indica que el Módulo Elástico de una base granular es dependiente del espesor de dicha base y del Módulo de la subrasante. Por lo anterior, se considera necesario conocer el alcance de las mediciones que se realizan utilizando el LWD y cuantificar esta disminución.

La presente investigación propone verificar la validez del Módulo del LWD a través del empleo de celdas de presión. Estos dispositivos se pueden instalar en la interfaz de la base granular y la subrasante (o en cualquier otro punto de interés) y miden la tensión vertical ante la aplicación de cargas de tránsito, LWD u otras (Halles, 2012). La medición directa de dicha tensión permitirá verificar de forma efectiva el valor del Módulo Elástico obtenido a través del LWD.

## **1.2. Hipótesis**

En base a lo expuesto, las hipótesis planteadas para la presente investigación son las siguientes:

- El uso de celdas de presión permite verificar la validez del Módulo Elástico obtenido por el Deflectómetro de Impacto Liviano.
- La capacidad de soporte de la subrasante y el espesor de la base granular influyen en el valor efectivo de Módulo Elástico del LWD en bases granulares.

## **1.3. Objetivos**

El objetivo general de la investigación es conocer el alcance del Módulo Elástico de bases granulares obtenido a través del LWD mediante el uso de celdas de presión.

Los objetivos específicos son:

- Adoptar celdas de presión en estructuras de pavimentos de dos capas y obtener el estado tensional provocado por el LWD
- Calibración del modelo analítico lineal elástico bicapa propuesto por Odemark
- Verificar el efecto que tiene la capacidad de soporte de la subrasante y el espesor de la base granular en las mediciones del LWD (Efecto Shell)

#### 1.4. Metodología de Investigación

La Metodología de Investigación se presenta en la Figura 1-1.

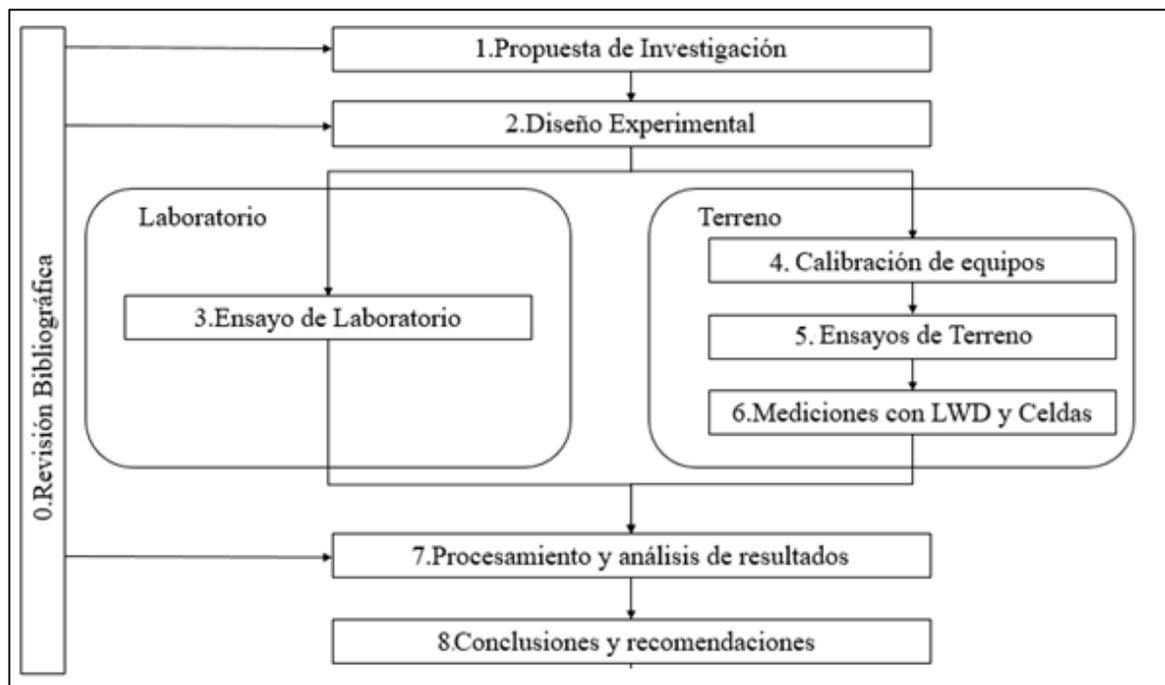


Figura 1-1: Metodología de Investigación

Estas etapas se describen brevemente a continuación:

##### Etapa 0 y 1: Revisión Bibliográfica y Propuesta de Investigación.

La investigación comienza con la revisión del estado de la práctica de las metodologías de control de calidad de bases granulares, en particular se estudió el LWD y cómo a partir de las mediciones de este equipo se determina el Módulo Elástico en las bases y subbases granulares in situ. También se estudió el funcionamiento de las celdas de presión y como éstas podrían ayudar a cumplir los objetivos de la investigación. La revisión bibliográfica estuvo presente durante toda la investigación.

### Etapa 2: Diseño Experimental.

Corresponde a la definición de las variables experimentales. Se consideraron materiales y espesores de capas granulares que se utilizan típicamente en la construcción de caminos en Chile.

### Etapa 3: Laboratorio.

Se realizaron ensayos de laboratorio para corroborar que los suelos a utilizar en la estructura de prueba cumplen las características definidas en el diseño experimental. También se realizaron ensayos de Módulo Resiliente en laboratorio. Estos valores se utilizaron como referencia para los valores de Módulos Elásticos obtenidos en terreno.

### Etapa 4, 5 y 6: Terreno.

Se calibraron las celdas de presión utilizando distintos pesos estáticos, se realizó el ensayo de cono de arena para verificar la correcta construcción de la estructura de prueba y se realizaron mediciones utilizando el LWD y las celdas de presión simultáneamente.

### Etapa 7: Procesamiento y Análisis de Resultados.

Se estudió la variabilidad de los resultados del experimento. Se retro-calculó el Módulo Elástico a partir de las mediciones del LWD y de las celdas de presión y se propusieron valores de ajuste para las ecuaciones de retro cálculo de Módulo.

### Etapa 8: Conclusiones y Recomendaciones.

En base a los resultados y análisis obtenidos de las etapas anteriores, se exponen las principales conclusiones y recomendaciones desprendidas de esta investigación relacionadas con el Módulo Elástico de bases granulares obtenido a partir de las mediciones del LWD y de las celdas de presión. Se exponen los principales factores

que afectaron las mediciones del LWD y las celdas. Adicionalmente, se proponen futuras líneas de investigación.

### **1.5. Organización de la Tesis**

La presente tesis contiene 8 capítulos, los primeros cuatro capítulos corresponden a la revisión bibliográfica de la problemática a estudiar. En el primer capítulo se encuentran los antecedentes generales, las hipótesis, objetivos, metodología de investigación y la organización de la tesis. El segundo capítulo, presenta las metodologías de diseño de pavimentos. El tercer capítulo destaca los parámetros de capacidad de soporte de las bases y subbases granulares. El cuarto capítulo expone sobre la obtención de dichos parámetros in situ mediante el uso de distintos equipos, destacando el uso del deflectómetro de impacto liviano que, a diferencia de los métodos tradicionales, entrega un parámetro analítico, el Módulo Elástico.

Los capítulos quinto y sexto presentan la descripción de la investigación, el diseño experimental, las celdas de presión a utilizar en la investigación, la construcción de las estructuras de pruebas y las mediciones con los el LWD y las Celdas de Presión. El capítulo sexto presenta los resultados obtenidos.

El capítulo séptimo presenta el análisis realizado con los resultados obtenidos en terreno con el LWD y las celdas de presión. Finalmente, el octavo capítulo presenta las principales conclusiones y recomendaciones desprendidas de la presente investigación.

## 2. METODOLOGÍAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS

### 2.1. Conceptos Básicos

De acuerdo con el Ministerio de Obras Públicas de Chile (2016), un pavimento corresponde a un sistema estructural formado por una o más capas de materiales seleccionados, estabilizados, cementados y/o tratados, que se colocan sobre el suelo existente (o subrasante) con el propósito de resistir las cargas impuestas por el tránsito de vehículos y la acción de factores climáticos; lo anterior en condiciones de comodidad y seguridad aceptables para el usuario durante su periodo de uso. Los pavimentos más comunes son los flexibles (con capa de rodadura de asfalto) y los rígidos (con capa de rodadura de hormigón). La Figura 2-1 presenta un esquema simplificado de un pavimento flexible y de uno rígido.

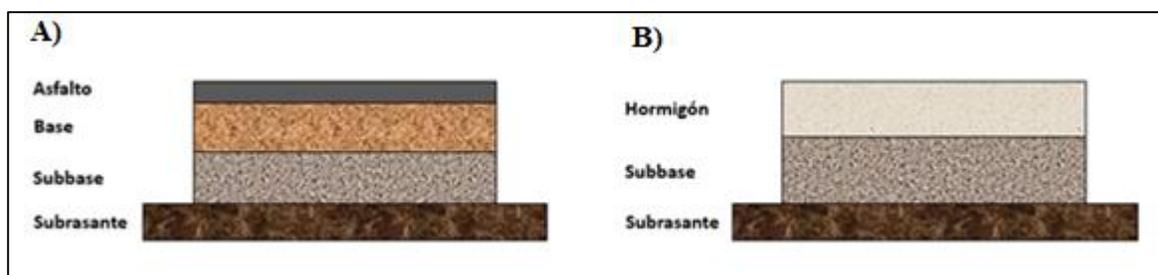


Figura 2-1: Esquema de pavimento a) flexible y b) rígido

Un elemento común de las estructuras de pavimentos son las bases y las subbases granulares las cuales deben cumplir especificaciones similares en todos los países del mundo. Las Tablas 2-1 y 2-2, presentan especificaciones del Manual de Carreteras de Chile para la construcción de bases y subbases. Luego, se presentan las funciones de las bases y subbases varían según el tipo de pavimento (Tabla 2-3).

Tabla 2-1: Bandas Granulométricas para bases y subbases en Chile

<b>Abertura de Tamiz (mm)</b>	<b>TM-50a</b>	<b>TM-50b</b>	<b>TM-50c</b>	<b>TM-40a</b>	<b>TM-40b</b>	<b>TM-40c</b>	<b>TM-25</b>
<b>50</b>	100	100	100				
<b>40</b>	-	70-100	-	100	100	100	
<b>25</b>	55-100	55-85	70-100	70-100	80-100	80-100	100
<b>20</b>	-	45-75	60-90	50-80	-	-	70-100
<b>10</b>	30-75	35-65	40-75	25-50	50-80	50-80	50-80
<b>5</b>	20-65	25-55	30-60	10-30	35-65	35-65	35-65
<b>2,5</b>		-	-	5-15	-	-	-
<b>2</b>	-	15-45	15-45	-	25-50	25-50	25-50
<b>0,5</b>	5-30	5-25	10-30	0-5	10-30	15-30	10-30
<b>0,08</b>	0-20	0-10	0-15	0-3	5-15	5-20	0-15

Tabla 2-2: Límites de Consistencia o Atterberg

	<b>Límite Líquido</b>	<b>Índice de Plasticidad</b>
Subbase	Máx. 35	Máx. 8
Base Estabilizada	Máx. 25	Máx. 6
Capa de Rodadura		
- Regiones I a III	Máx. 35	5-10
- Regiones IV a VI	Máx. 35	4-9
- Regiones VII a X	Máx. 35	3-8
- Regiones XI a XII	Máx. 35	Máx. 7

Tabla 2-3: Función de las bases y subbases (Thenoux, 2016)

<b>Pavimentos Flexibles</b>		<b>Pavimentos Rígidos</b>
<b>Base</b>	<b>Subbase</b>	<b>Subbase</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Incremento de capacidad de soporte de carga</li> <li>• Mejora el drenaje</li> <li>• Material nivelante</li> <li>• Sirve como superficie de apoyo para los equipos de construcción</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Incremento de capacidad de soporte de carga</li> <li>• Prevención contra el congelamiento de la subrasante</li> <li>• Homogenizar el suelo de apoyo</li> <li>• Reducir el costo de la base</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Homogenización del suelo de fundación</li> <li>• Prevención del bombeo (pumping)</li> <li>• Protección del congelamiento de subrasante</li> <li>• Mejora el drenaje</li> <li>• Prevención contra cambios volumétricos de la subrasante</li> <li>• Incremento de capacidad estructural (en base cementadas)</li> <li>• Sirve como superficie de apoyo para los equipos de construcción</li> </ul>

La capacidad de soporte de las capas estructurales de bases y subbases se ha expresado históricamente a través del ensayo empírico California Bearing Ratio (CBR), no obstante, en las últimas dos décadas los métodos de diseño estructural han incorporado el valor del Módulo.

Para el diseño estructural de pavimentos existen básicamente dos tipos de métodos:

- a) Métodos empíricos
- b) Métodos analíticos o mecanicistas.

## 2.2. Métodos Empíricos

Los primeros métodos de diseño estructural de pavimentos fueron de tipo empírico. Países como Inglaterra, Francia y Australia han desarrollado sus propios métodos, no obstante, el método empírico que ha sido utilizado por la gran mayoría de los países del mundo, incluyendo Chile, es el método AASHTO (en la actualidad el método AASHTO 93).

El método AASHTO deriva de los resultados de un estudio realizado en Illinois, Estados Unidos entre los años 1958 y 1960. Se construyeron pistas de prueba compuestas por distintas estructuras tanto de asfalto y hormigón las cuales fueron sometidas a un tránsito equivalente a 1 millón de ejes estándar. Periódicamente, un panel de expertos evaluaba los pavimentos según su nivel de serviciabilidad, asignando nota 5 a los tramos perfectamente lisos y 0 a los que eran considerados intransitables (Figura 2-2).

Acceptable?		5	Very Good
Yes	<input type="checkbox"/>	4	Good
No	<input type="checkbox"/>	3	Fair
Undecided	<input type="checkbox"/>	2	Poor
		1	Very Poor
		0	
Section Identification _____		Rating _____	
Rater _____	Date _____	Time _____	Vehicle _____

Figura 2-2: Ficha de evaluación durante la primera prueba AASHTO

Las fórmulas oficiales para el diseño del método AASHTO fueron publicadas en 1972. Luego, AASHTO realizó varias revisiones hasta llegar a la fórmula publicada en 1993, la cual se utiliza en la actualidad por un gran número de países tanto para el diseño de estructuras de hormigón o asfalto. Las fórmulas para el diseño de estructuras de asfalto y hormigón se presentan a continuación:

- Formula AASHTO Asfalto

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_r \cdot S_o + 9,36 \cdot \log_{10}(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{p_i - p_f}{4,2 - 1,5} \right]}{0,40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 \cdot \log_{10}[M_r] - 8,07 \quad (2.1)$$

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (2.2)$$

Donde:

$Z_r$ : Nivel de confiabilidad

$S_o$ : Desviación Estándar Combinada

SN: Número Estructural (in)

$p_i$ : Índice de serviciabilidad inicial

$p_f$ : Índice de serviciabilidad final

$a_i$ : Coeficiente estructural

$m_i$ : Coeficiente de drenaje

$M_r$ : Módulo Resiliente de la subrasante

- Formula AASHTO Hormigón

$$\log(W_{18}) = Z_r \cdot S_o + 7,35 \cdot \log(D + 1) - 0,06 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{P_i - P_f}{4,5 - 1,5} \right]}{1 + \frac{1,624 \cdot 10^7}{(D + 1)^{8,46}}} + (4,22 - 0,32 \cdot p_f) \cdot \log_{10} \left[ \frac{R_{mf} \cdot C_d \cdot (D^{0,75} - 1,132)}{215,63 \cdot J \cdot \left[ D^{0,75} - \frac{18,42}{\left(\frac{E}{K_c}\right)^{0,25}} \right]} \right] \quad (2.3)$$

Donde:

W18: Ejes equivalentes de Diseño

D: Espesor capa de hormigón (in)

C<sub>d</sub>: Coeficiente de drenaje

R<sub>mf</sub>: Resistencia media a la flexotracción (psi)

E: Módulo Elástico del hormigón (psi)

k<sub>c</sub>: Módulo de reacción combinado

J: Coeficiente de transferencia de carga

Ambas fórmulas utilizan como parámetro de diseño para la capacidad de soporte de la subrasante, en donde para el diseño de asfalto se utiliza el Módulo Resiliente y para el diseño en hormigón se utiliza el Módulo de Reacción. Para la capacidad de soporte de las bases y subbases la fórmula AASHTO para asfalto utiliza el parámetro “Coeficiente Estructural” y para hormigón el parámetro de Módulo de Reacción Combinado.

### 2.3. Métodos Mecanicistas

Los métodos mecanicistas determinan los espesores de las capas calculando el estado de tensiones y deformaciones críticas de la estructura de pavimento. Las tensiones y deformaciones se calculan mediante métodos que utilizan la teoría lineal elástica o elementos finitos (Figura 2-3). Estos métodos de cálculo requieren como dato de entrada los Módulos de las distintas capas que conforman la estructura de pavimento.

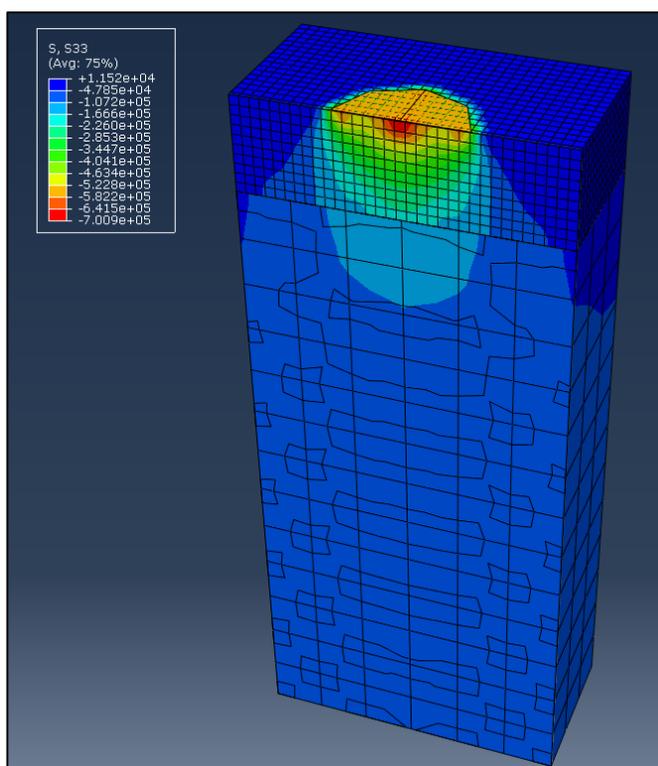


Figura 2-3: Modelo de elementos finitos (elaboración propia)

Conociendo las tensiones y deformaciones en los puntos críticos de la estructura, se calcula la vida útil del pavimento para la fatiga producida por la repetición de cargas de tránsito. En la literatura se encuentra un gran número de funciones de fatiga tanto para pavimentos de asfalto como de hormigón, las cuales siguen el modelo de la

Fórmula 2.4. La presente tesis no tiene como objetivo estudiar y analizar los diferentes modelos de fatiga propuestos para el diseño de pavimentos.

$$EE_{adm}(\text{suelo}) = \alpha \cdot \varepsilon_z^{-\beta} \quad (2.4)$$

Donde:

$EE_{adm}(\text{suelo})$ : Ejes equivalentes admitidos por el suelo

$\alpha$  y  $\beta$ : Factores de ajuste de modelo empírico

$\varepsilon_z$ : Deformación unitaria vertical en subrasante

En general los métodos mecanicistas utilizan el modelo analítico de Boussinesq (Papagiannakis, 2008) para el cálculo de tensiones y deformaciones de la estructura de pavimento. Los supuestos que considera la solución son los siguientes:

- Las capas no tienen peso propio
- Material isotrópico, homogéneo, lineal elástico
- Superficie horizontal infinita.

El material, al ser lineal elástico dentro de un rango de esfuerzos determinado, se puede modelar utilizando Módulo Elástico (E) y Razón de Poisson ( $\nu$ ). La solución de Boussinesq permite modelar cargas de manera puntual o alternativamente como una carga distribuida en un área circular, esta segunda expresión corresponde al resultado de la integral de la carga puntual en un área de radio conocido. Las demás relaciones constitutivas se encuentran en el Anexo A:

- Modelo de Carga puntual

$$\sigma_{zz} = \frac{3Pz^3}{2\pi(z^2 + r^2)^{5/2}} \quad (2.5)$$

Donde:

$\sigma_{zz}$ : Tensión vertical (Pa)

P: Carga vertical P aislada (N)

z: Profundidad del punto a evaluar (m)

r: Desviación de la carga vertical (m)

- Modelo de Distribución Circular

$$\sigma_{zz} = q \left( 1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{a}{z}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}} \right) = q \cdot J \quad (2.6)$$

Donde:

q: Carga superficial uniformemente distribuida en un círculo de radio r (Pa)

a: Radio de la superficie de carga (m)

Si la estructura está compuesta por una sola capa, las fórmulas de tensiones se pueden usar directamente. Luego, la solución de dos capas consiste en una capa de espesor finito con propiedades elásticas  $E_1$  y  $\nu_1$  ubicada sobre otra capa de espesor infinito de propiedades elásticas  $E_2$  y  $\nu_2$ . Odemark propuso el método de espesores equivalentes en función de las propiedades elásticas de ambas capas. El método consiste en transformar el espesor “h” de la capa superior en un espesor equivalente “ $h_e$ ” (Figura 2-4). La expresión de la transformada está dada por:

$$h_e = f \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} \times \frac{1 - \nu_2^2}{1 - \nu_1^2}} \cdot h \quad (2.7)$$

Donde:

$h_e$ : Espesor equivalente de la capa superior (cm)

$h$ : Espesor real de la capa superior (cm)

$E_1$ : Módulo Elástico de la capa superior (MPa)

$E_2$ : Módulo Elástico de la capa inferior (MPa)

$f$ : Factor de ajuste, que toma valores entre 0,8 y 1,1.

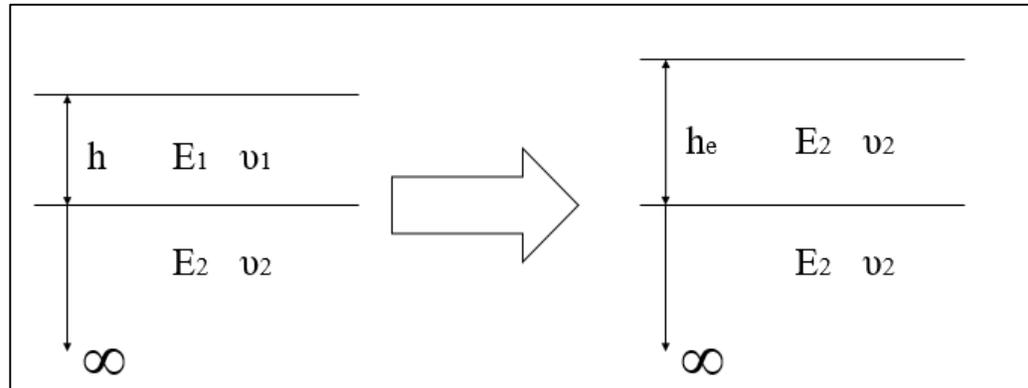


Figura 2-4: Transformación de Odemark (Ullidtz, 1999)

Para sistemas bicapa se utiliza un valor  $f$  igual 0,9 y para sistemas multicapas se utiliza el valor de 1,0 (Ullidtz, 1998). Si el espesor de la primera capa es menor o igual que el radio de la carga aplicada en la superficie, el factor  $f$  se determina de la siguiente manera

$$f = 1,1 \cdot \left(\frac{a}{h_1}\right)^{0,3} \quad (2.8)$$

Existen varios softwares que permiten el análisis estructural de estructuras multicapas de pavimentos tales como mePads, Bisar, ELSYM5, WFW, entre otros. Para esta investigación se utilizó el software mePads. MePads fue desarrollado por CSIR

Transportek, Sudáfrica con el objetivo de apoyar el análisis y diseño de estructuras de pavimentos por medio de análisis empíricos y mecanicistas. El software permite el cálculo de tensiones y deformaciones en cualquier punto de la estructura utilizando la teoría de elasticidad y también puede estimar la vida útil del pavimento mediante regresiones obtenidas de experimentos de envejecimiento acelerado en estructuras de pavimentos. El software cuenta con una interfaz gráfica amigable para el usuario (Figura 2-5).

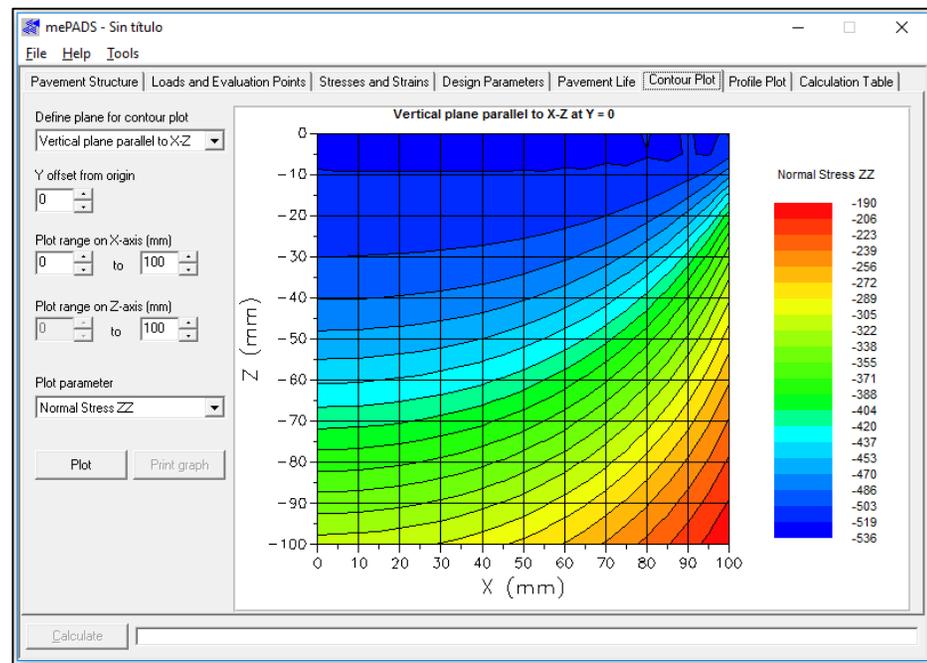


Figura 2-5: Interfaz gráfica software MePads

En resumen, los métodos de diseño utilizan parámetros de la capacidad estructural de los suelos, ya sea: CBR, Módulo Resiliente, Modulo de Reacción, Coeficiente Estructural o Módulo Elástico.

### **3. PARÁMETROS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE BASES GRANULARES**

Los parámetros de capacidad de soporte de materiales para capas de pavimento se pueden obtener a través de ensayos de laboratorio, ensayos de terreno o mediante correlaciones. A continuación, se presenta una descripción de los principales parámetros que utilizan las fórmulas de diseño estructural de pavimentos, coeficiente estructural, CBR, Módulo Resiliente y Módulo de Reacción.

#### **3.1. Coeficiente Estructural**

Los coeficientes estructurales son parámetros que se asignan a cada capa de la estructura de pavimento según el diseño AASHTO 93 (Formula 2.2). Estos parámetros dependen de las propiedades mecánicas de los materiales (Módulo Resiliente). El coeficiente estructural de bases y subbases granulares, a diferencia del CBR o los valores de Módulo, no se puede obtener directamente mediante ensayos de laboratorio o terreno sino mediante correlaciones empíricas. La experiencia y conocimiento de los diseñadores es fundamental en la elección del coeficiente, ya que este depende, además del valor de Módulo Resiliente, del espesor de la capa, de la subrasante y de la posición relativa de la capa. Por ejemplo, si una capa de alta rigidez es colocada sobre una capa de rigidez muy inferior puede resultar en una descompactación de la capa superior y en consecuencia una disminución de la capacidad estructural de la capa superior (AASHTO, 1993).

AASHTO 93 recomienda utilizar un valor de 0,14 para las bases granulares, valor que corresponde a una base granular de CBR 100%. Luego, es posible obtener el

coeficiente mediante la carta de la Figura 3-1, la cual es el resultado de varios estudios de laboratorio. Alternativamente, si es posible realizar el ensayo de Módulo Resiliente, AASHTO sugiere utilizar la siguiente fórmula:

$$a_2 = 0,0249 \cdot \text{Log} (Mr_{BG}) - 0,977 \quad (3.1)$$

Donde:

$a_2$ : Coeficiente estructural de base granular

$Mr_{BG}$ : Módulo Resiliente de la base granular (psi)

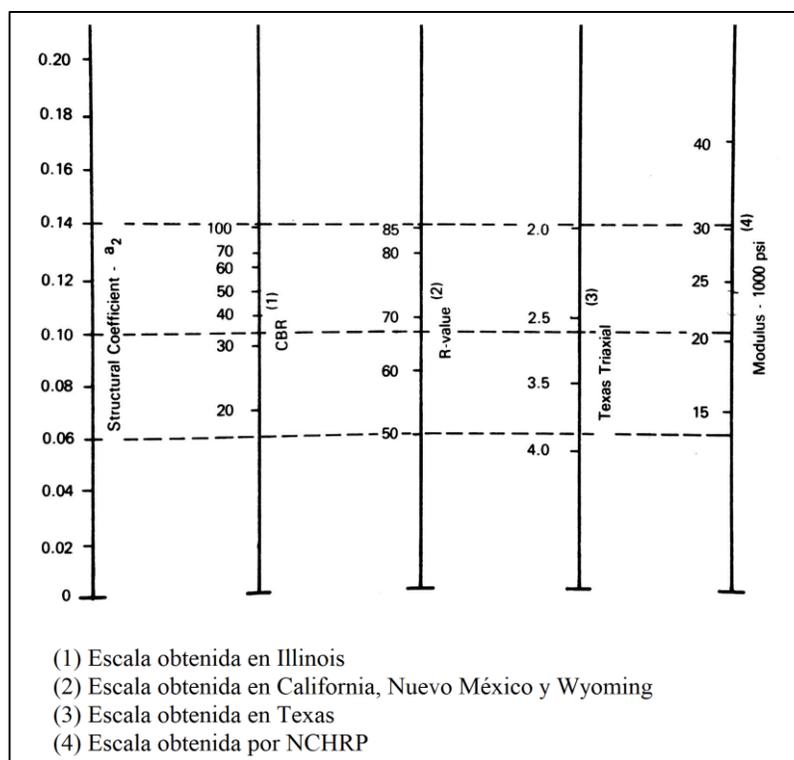


Figura 3-1: Correlaciones Coeficiente Estructural Base Granular

AASHTO 93 recomienda utilizar un valor de 0,11 para las subbases granulares, valor que corresponde a una subbase granular de CBR 30%. Luego, es posible obtener el coeficiente mediante la carta de la Figura 3-2, la cual fue integrada a partir de varios

estudios laboratorio. Alternativamente, si es posible realizar el ensayo de Módulo Resiliente, AASHTO sugiere utilizar la siguiente fórmula:

$$a_3 = 0,0227 \cdot \text{Log} (Mr_{SbG}) - 0,839 \quad (3.2)$$

Donde:

$a_3$ : Coeficiente estructural de subbase granular

$Mr_{SbG}$ : Módulo Resiliente de subbase granular (psi)

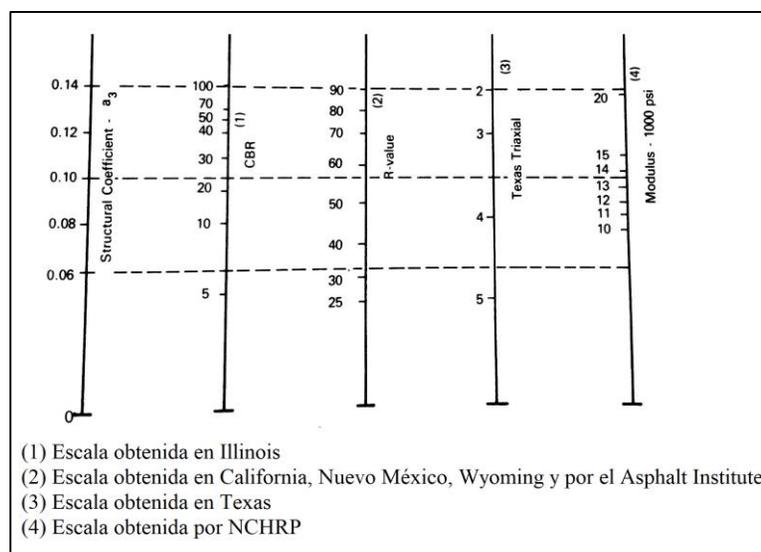


Figura 3-2: Correlaciones Coeficiente Estructural Subbase Granular

En Chile, el Ministerio de Obras Públicas de Chile (2016) recomienda utilizar los valores de 0,13 y 0,12 para bases y subbases granulares respectivamente, los cuales se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones:

$$a_2 = 0,032 \cdot (\text{CBR})^{0,32} \quad (3.3)$$

$$a_3 = 0,058 \cdot (\text{CBR})^{0,19} \quad (3.4)$$

Donde:

CBR: Valor de Soporte California, en inglés California Bearing Ratio (%)

En la Guía AASHTO 93 y en el Manual de Carreteras se pueden encontrar los coeficientes estructurales de las capas asfálticas, bases cementadas y bases estabilizadas con asfalto para el diseño de pavimentos flexibles. La aparición de nuevos materiales de construcción de caminos requiere la obtención de estos parámetros. Una metodología de obtención y recalibración de coeficiente estructural para pavimentos flexibles se presenta en el estudio realizado por Peters-Davis y Timm (2009).

En resumen, el número estructural es un parámetro que indica el aporte estructural de cada una de las capas que conforman la estructura de pavimento para la Fórmula de diseño AASHTO. Sin embargo, los estudios para la obtención de nuevos coeficientes estructurales requieren una alta inversión de tiempo y recursos y los resultados no presentan mayores diferencias con los coeficientes originales o en muchos casos son muy difíciles de interpretar.

Finalmente, el coeficiente estructural al ser un parámetro empírico no permite realizar un análisis más profundo de la estructura de pavimento como, por ejemplo, la determinación del estado de tensiones y deformaciones. Para ello, es necesario un estudio más profundo de las propiedades mecánicas de las bases y subbases granulares.

### **3.2. Razón de Soporte California**

La Razón de Soporte California (CBR) es un método desarrollado por O. J. Portner del Departamento de Carreteras del estado de California con el objetivo de determinar el desempeño estructural de los suelos. El CBR corresponde a una medida relativa de resistencia al corte en condiciones particulares carga, por lo tanto, es considerado un ensayo empírico. El procedimiento se puede encontrar en la norma ASTM D1883-16: “Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted

Soils” o en el Manual de Carreteras sección 8.102.11: “Suelos: Método de Ensayo CBR (Razón de Soporte California)”. La fórmula del CBR se presenta a continuación:

$$\text{CBR} = \frac{\text{Carga que produce una penetración de 0,1" (ó 0,2") en un suelo}}{\text{Carga que produce una penetración de 0,1" (ó 0,2") en un suelo patron}} \cdot 100\% \quad (3.5)$$

La Tabla 3-1 presenta valores de CBR típicos para distintos suelos según la clasificación USCS. De la tabla se desprende que los suelos que presentan mejor desempeño mecánico son los granulares gruesos, en particular las gravas.

Tabla 3-1: Valores de CBR típicos para distintos suelos (Yoder y Witczak, 1975)

División Mayor		Clasificación USCS	Nombre	CBR (%)
Suelos Granulares gruesos	Grava	GW	Grava o grava arenosa, bien graduada	60-80
		GP	Grava o grava arenosa, pobremente graduada	35-60
		GU	Grava o grava arenosa, uniformemente graduada	25-50
		GM	Grava limosa	40-80
		GC	Grava arcillosa	20-40
	Arena	SW	Arena o Arena granular, bien graduada	20-40
		SP	Arena o Arena granular, pobremente graduada	15-25
		SU	Arena o arena granular, uniformemente graduada	10-20
		SM	Arena limosa	20-40
		SC	Arena arcillosa	10-20
Suelos de grano fino	Limos y Arcillas LL<50	ML	Limo	5-15
		CL	Arcillas	5-15
		OL	Limo orgánico o arcilla orgánica	4-8
	Limos y Arcillas LL > 50	MH	Limo de alta plasticidad, limo Elástico	4-8
		CH	Arcilla de alta plasticidad	3-5
		OH	Arcilla orgánica, Limo orgánico	3-5

En general, las normas internacionales establecen un CBR 80 a 100% y de 20 a 60% para las bases y subbases respectivamente. En Chile, el CBR se utiliza para la

evaluación de la capacidad de soporte de suelos de subrasante y para la especificación técnica de bases y subbases (INN, 1999). Los requerimientos para Chile establecidos en el Manual de Carreteras se presentan en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2: CBR mínimos para cada capa según normativa chilena (Ministerio de Obras Públicas de Chile, 2016)

<b>Pavimentos Flexibles</b>			<b>Pavimentos Rígidos</b>
<b>Base</b>	<b>Subbase</b>	<b>Subrasante</b>	<b>Subbase</b>
CBR > 80%	CBR > 40%	CBR > 10%	CBR > 50%

### 3.3. Módulo Resiliente

Los suelos de las bases y subbases tienen una respuesta elastoplástica ante los ciclos de carga y descarga impuestos por el tránsito. La Figura 3-3 presenta una gráfica con los resultados típicos del ensayo de Módulo Resiliente; se puede observar que a medida que aumenta el número de ciclos, la deformación permanente por ciclo disminuye hasta prácticamente desaparecer en los ciclos finales. Una vez alcanzado el rango donde no hay avance significativo en la deformación plástica, se define el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) como el cociente entre magnitud del esfuerzo desviador en compresión triaxial y la deformación axial recuperable:

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_{1,r}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_{1,r}} \quad (3.6)$$

Dónde:

$M_r$ : Módulo resiliente

$\sigma_d$ : Esfuerzo desviador

$\varepsilon_{1,r}$ : Deformación principal mayor recuperable en eje radial

$\sigma_1$ : Mayor tensión principal

$\sigma_3$ : Menor tensión principal

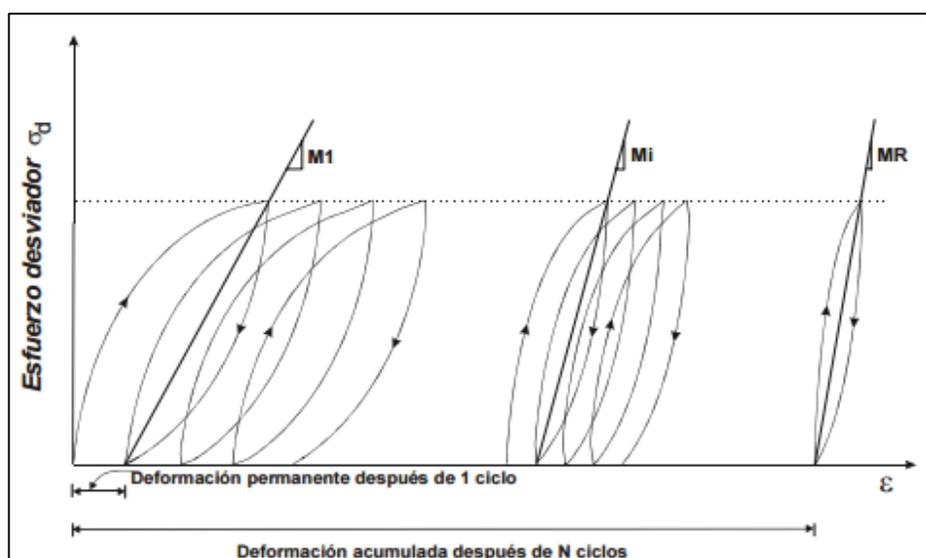


Figura 3-3: Representación del Módulo resiliente (Garnica, Gómez & Sesma, 2002)

“Un buen pavimento no debe deformarse más de 20 a 30 mm en 20 años. Si la base y subbase toman parte de la deformación, se estima que la subrasante no debería deformarse más de 10 mm. Por lo tanto, en dicho rango de deformaciones, el suelo no estará sometido a esfuerzos de corte y más bien estará trabajando en el rango Elástico. Esto permite aplicar la teoría clásica de tensión deformación en el diseño de pavimentos y emplear el Módulo Elástico en las ecuaciones de diseño.” (Thenoux, 2016).

El Módulo Resiliente en los suelos depende del nivel de carga axial, el grado de confinamiento (a mayor confinamiento mayor Módulo), el nivel de compactación-densificación y de factores intrínsecos del suelo tales como graduación, contenido de finos y humedad al momento de compactar (Papagiannakis & Masad, 2008). Petersen

et al. (2011) indican que el Módulo Resiliente es proporcional al esfuerzo desviador en suelos granulares e indirectamente proporcional en suelos finos. En la Tabla 3-3 se presenta un resumen elaborado por Thenoux (2016) con las principales diferencias del Módulo Resiliente en suelos granulares y finos.

Tabla 3-3: Diferencia del Mr en suelos granulares y finos (Thenoux, 2016)

<b>Suelos Granulares: A1-b, A-2 y A-3 o</b>  <b>Material Tipo I</b>	<b>Suelos finos: A-4, A-5 y A-6 o</b>  <b>Material Tipo II</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mr depende de la tensión de confinamiento</li> <li>• Mr depende poco del número de ciclos de carga (200)</li> <li>• Mr aumenta con densidad y angularidad de los áridos</li> <li>• Mr disminuye cerca del límite de saturación</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mr es muy dependiente de la tensión desviadora</li> <li>• Mr es dependiente del contenido de humedad. AASHTO sugiere corregir por efecto estacional</li> </ul>

Sin embargo, en la práctica las capas de una estructura de pavimento se especifican con el valor CBR debido a que su medición es más fácil y rápida comparada al método para obtener el Módulo Resiliente (Ministerio de Obras Públicas de Chile, 2016). Por lo tanto, se han propuesto varias correlaciones entre los valores de CBR y Módulo Resiliente. El Manual de Carreteras Volumen 3 – Instrucciones y Criterios de Diseño

(Ministerio de Obras Públicas de Chile, 2016) recomienda utilizar la correlación determinada por el Transport and Road Research Laboratory (TRRL) en 1987. Esta fórmula es válida para suelos de subrasante.

$$Mr \text{ (MPa)} = 17,6 \cdot CBR^{0,64} \text{ para } CBR \leq 12 \quad (3.7)$$

$$Mr \text{ (MPa)} = 22,1 \cdot CBR^{0,55} \text{ para } CBR > 12 \quad (3.8)$$

La Tabla 3-4 presenta un resumen de otras correlaciones empíricas entre Módulo Resiliente y CBR. Estas correlaciones se han realizados para ciertos tipos de suelos y condiciones específicas de trabajo, por lo tanto, no es recomendable extrapolar los resultados a otros suelos y condiciones de trabajo.

Tabla 3-4: Correlaciones empíricas entre Mr y CBR (Angelone y Martínez, 2015)

<b>Correlación (MPa)</b>	<b>Referencia</b>
Mr = 10 CBR	Heukelom and Foster, 1960
Mr = 38 CBR <sup>0,711</sup>	Green and Hall, 1975
Mr = 21 CBR <sup>0,65</sup>	Ayres, 1997
Mr = 18 CBR <sup>0,64</sup>	Lister, 1987
Mr = B CBR	AASHTO Design Guide con 5,25 < B < 21; B=10,5 para CBR < 10

El Módulo Elástico Compuesto propuesto por Shell (1978) expone que el Módulo Elástico de la base granular depende del Módulo Elástico de la subrasante y del espesor de la base granular. El Módulo Elástico compuesto se expresa mediante la siguiente formula:

$$E_n = 0,2 \cdot h^{0,45} \cdot E_{n-1} \quad (3.9)$$

Donde:

h: Espesor de la base granular en mm ( $167 \leq h \leq 778$ )

En: Módulo Elástico Compuesto (MPa)

$E_{n-1}$ : Módulo Elástico subrasante (MPa)

Por lo tanto, es importante al momento de realizar el diseño de las bases y subbases de los pavimentos, considerar la fórmula de Módulo Compuesto y evaluar si el efecto del Módulo de la subrasante es significativo. Si el Módulo Compuesto no cumple las solicitaciones del proyecto, se recomienda cambiar el diseño ya sea aumentando el espesor de la base o subbase granular que irá sobre la subrasante o mejorando el CBR de la subrasante con algún reemplazo o mejoramiento de suelo.

### 3.4. Módulo de Reacción

El Módulo de Reacción es utilizado para caracterizar suelos que se encuentran bajo estructuras de pavimentos rígidos (pavimentos de hormigón). El Módulo de Reacción no puede ser medido en laboratorio, sólo directamente en terreno. Para obtener este valor se realiza el ensayo de Plato de Carga, el cual consiste en aplicar una carga que asciende hasta los 10 psi sobre un área circular de 76,2 cm (30") de diámetro. La deformación se mide en el perímetro del plato con 3 o más sensores de deformación, los cuales se encuentran equidistantes (Figura 3-4). La fórmula del Módulo de reacción se presenta a continuación:

$$k = \frac{p}{\Delta} \quad (3.10)$$

Donde:

k: Módulo de Reacción de subrasante ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ )

$p$ : Carga aplicada ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\Delta$ : Deformación promedio de los tres puntos (cm)



Figura 3-4: Ensayo de plato de carga in situ (Gul y Ceylanoglu, 2013)

El Módulo de Reacción se puede obtener a partir de valores de CBR mediante las siguientes correlaciones:

$$k = 2,55 + 52,5 \cdot \text{Log}(\text{CBR}) \quad \text{CBR} < 10 \quad (3.11)$$

$$k = 4,60 + 9,08 \cdot \text{Log}(\text{CBR})^{4,34} \quad \text{CBR} > 10 \quad (3.12)$$

Las estructuras de un pavimento de hormigón en general no van apoyadas directamente sobre la subrasante. Por diferentes requerimientos de diseño o constructivos, las losas de hormigón van apoyadas sobre una subbase granular o subbase cementada (Figura 3-5). Dependiendo del espesor de estas capas algunos métodos de diseño consideran el aporte estructural diferencial que otorgan estas capas por sobre el valor de soporte de la subrasante. En este caso es posible corregir el valor del Módulo de Reacción a

través de las fórmulas 3.13 o 3.14 para base granular y cementada respectivamente. El módulo corregido se denomina Modulo de Reacción Combinado.

$$k_{c, sb} = k_0 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h}{38}\right)^2 \cdot \left(\frac{k_1}{k_0}\right)^{2/3}} \quad (3.13)$$

Donde:

$K_{c, sb}$ : Módulo de Reacción combinado de subbase granular y subrasante ( $\text{kg/cm}^3$ )

$K_1$ : Módulo de Reacción de subbase granular ( $\text{kg/cm}^3$ )

$K_0$ : Módulo de Reacción de subrasante ( $\text{kg/cm}^3$ )

$h$ : Espesor de subbase granular o cementada (cm)

$$k_{c, sc} = \frac{k_0}{F_w} = \frac{k_0}{\frac{1 - \frac{15 \cdot k_0}{E_1}}{\sqrt{1 + \left(\frac{h}{38}\right)^2 \cdot \left(\frac{E_1}{k_0}\right)^{2/3}}} + \frac{15 \cdot k_0}{E_1}} \quad (3.14)$$

Donde:

$K_{c, sc}$ : Módulo de Reacción combinado de subbase cementada y subrasante ( $\text{kg/cm}^3$ )

$E_1$ : Módulo Elástico de subbase cementada ( $\text{kg/cm}^2$ )



Figura 3-5: Pavimento Rígido y Módulo de Reacción combinado  $k_c$

#### **4. EQUIPOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE BASES GRANULARES IN SITU**

En el presente capítulo se resumen los principales equipos que permiten determinar la capacidad de soporte de bases o subbases granulares. El alcance de esta revisión considera equipos utilizados para estructuras de pavimentos flexibles debido a que para pavimentos de hormigón se utiliza únicamente el ensayo Placa de Carga que fue descrito en Capítulo anterior.

##### **4.1. Equipos que determinan Capacidad de Soporte de forma indirecta**

###### **a) Ensayo de Cono Dinámico de Penetración (CDP)**

Este instrumento es utilizado para evaluar la resistencia de suelos ante la penetración de un cono impulsado por una carga constante (Figura 4-1). El CDP presenta ventajas tales como su simplicidad de uso y bajo costo. El equipo además identifica las diferentes capas que conforman un suelo y la uniformidad de compactación del material (Viscarra, 2006). El Manual de Carreteras (Ministerio de Obras Públicas de Chile, 2016) propone un procedimiento para obtener el CBR en la sección 8.102.12: “Suelo: Método de Ensayo con Penetrómetro Dinámico de Cono Portátil”. El Manual de Carreteras (2016) recomienda utilizar la siguiente correlación para obtener el CBR de cada una de las capas:

$$\text{Log (CBR)} = 2,60 - 1,26 \cdot \text{Log}(D) \quad (4.1)$$

Donde:

D: Índice de Penetración de cada capa (mm/golpe)

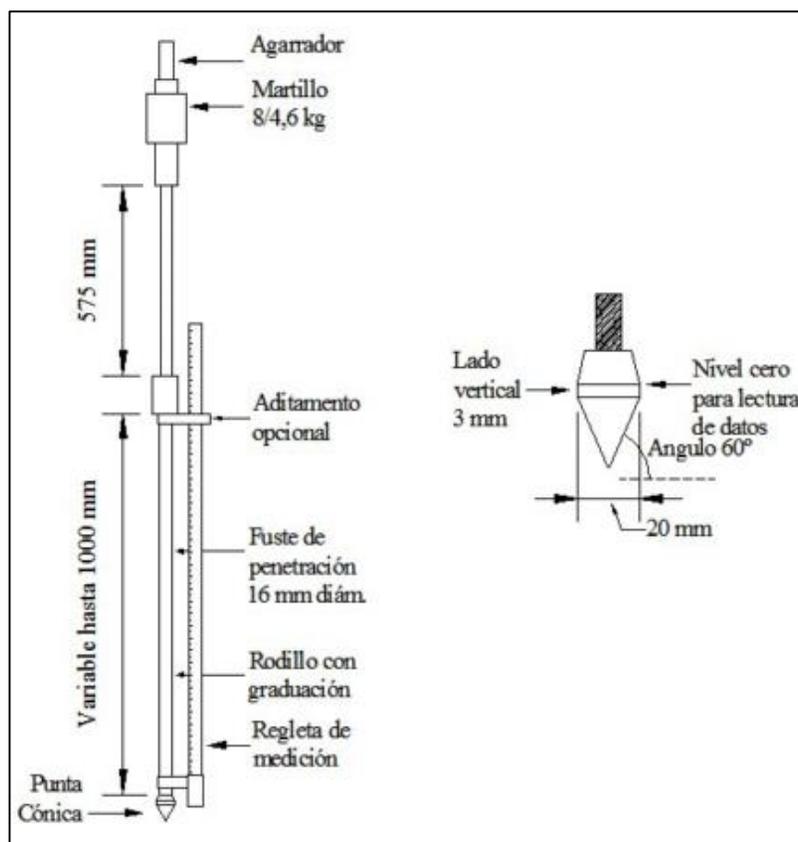


Figura 4-1: Esquema del equipo CDP (ASTM D-6951, 2003)

b) Clegg Hammer

Equipo que permite controlar la compactación de los suelos (Figura 4-2). El principio consiste en dejar caer un martillo de una altura determinada y luego medir la desaceleración del rebote. Mediante correlaciones empíricas, se estima el valor de densidad o CBR (Thenoux, 1991 y Al-Amoudi et al. 2002).



Figura 4-2: Clegg Hammer

c) CBR in situ

El CBR también se puede obtener in situ mediante el método ASTM D4429 (Figura 4-3). Este método se utiliza cuando existen materiales dudosos en la subrasante y durante movimientos de tierras importantes. Los valores obtenidos por este método deben ser ajustados mediante correlaciones a los valores de CBR tradicional.



Figura 4-3: Ensayo de CBR in situ

Luego, se encuentran los equipos que permiten la obtención de Módulo mediante deflectometría de impacto.

#### **4.2. Deflectómetro de Impacto**

Es un equipo de auscultación estructural. El funcionamiento consiste en la aplicación de una carga dinámica conocida y posterior medición del cuenco de deflexiones mediante geófonos (Figura 4-4). Luego, se realiza un análisis del cuenco de deflexiones con el objetivo de obtener el Módulo de Elástico de cada capa del paquete estructural. La carga aplicada puede alcanzar hasta 120 kN.

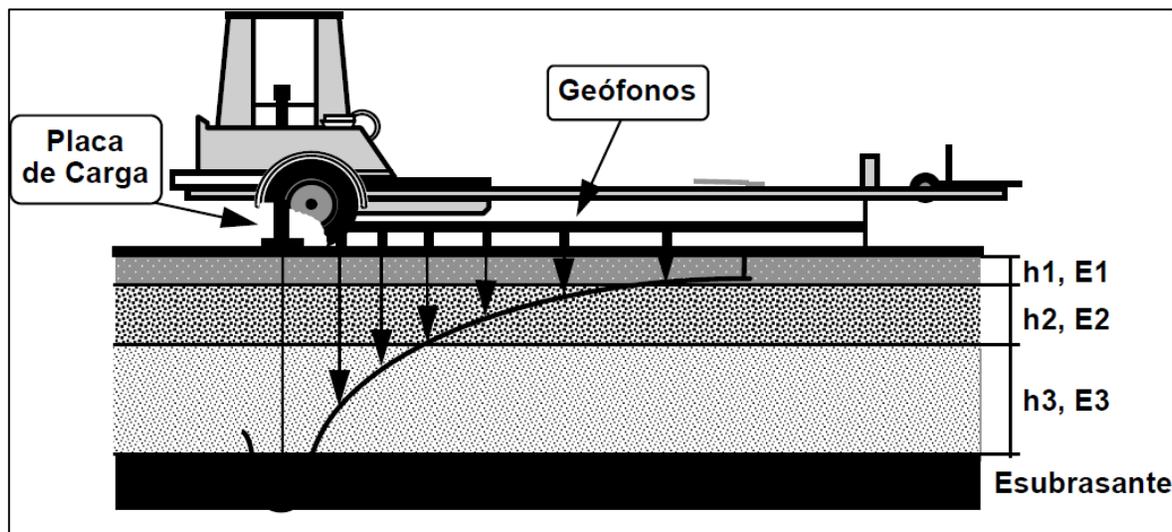


Figura 4-4: Esquema de uso de FWD, (de Solminihaç, 2008)

Sin embargo, Livneh y Goldberg (2001) indican que el uso del FWD es poco versátil cuando se trata de caminos con difícil acceso o cuando la frecuencia de mediciones es muy baja. Según Fleming et al. (2000) las cargas aplicadas por este equipo son muy altas cuando se realizan mediciones directamente sobre las bases y subbases granulares en comparación a la condición que estarán normalmente sometidas estas capas. Para los casos anteriores, es recomendable el uso del Deflectómetro de Impacto Liviano.

#### 4.3. Deflectómetro de impacto liviano

El Deflectómetro de Impacto Liviano, también llamado LWD por sus siglas en inglés, es un deflectómetro portátil que se utiliza para obtener el Módulo Elástico in situ de bases y subbases granulares y suelos de subrasante (Figura 4-5). El principio básico del equipo consiste en dejar caer un peso conocido sobre diferentes platos de carga desde una altura determinada y luego medir la deflexión de suelo utilizando un geófono o un acelerómetro ubicado en el centro del plato. El equipo es de fácil uso y no presenta mayores riesgos para la integridad física del operador.



Figura 4-5: Deflectómetro de Impacto Liviano LWD "Keros Prima100 Portátil"

La Tabla 4-1 presenta un resumen de los principales modelos disponibles en el mercado con sus principales características. Para obtener distintos niveles de carga se debe escoger correctamente los pesos y los diámetros de platos.

Tabla 4-1: Resumen de LWD y sus características, Money y Miller (2009)

<b>Característica</b>	<b>CSM</b>	<b>Zorn</b>	<b>Prima</b>	<b>Loadman</b>	<b>TFT</b>
Estilo del plato	Sólido	Sólido	Anillado	Sólido	Anillado
Diámetro del plato (mm)	200,3	150, 200, 300	100, 200, 300	130, 200, 300	100, 150, 200, 300
Masa del plato (kg)	6,8; 8,3	15	12	6	Variable
Masa de caída (kg)	10	10	10, 15, 20	10	10, 15, 20
Altura de caída (m)	Variable	0,72	Variable	0,8	Variable
Amortiguador	Uretano	Acero	Goma	Goma	Goma
Medición de fuerza	Si	No	Si	Si	Si
Sensor de deformación	Geófono	Acelerómetro	Geófono	Acelerómetro	Geófono
Tiempo de pulso (ms)	15–20	18 ± 2	15–20	25–30	15–25
Carga máxima (kN)	8,8*	7,07*	1-15*	20*	1-15*
Distribución de presión	Definido por usuario	Uniforme	Definido por usuario	Rígido	Definido por usuario
Módulo de Poisson	Definido por usuario	0.5	Definido por usuario	0.5	Definido por usuario

\*Dependiente de la altura de caída y del amortiguador

Otra diferencia entre los LWD tiene relación con el uso de geófono o acelerómetro para la medición de la deformación superficial (Figura 4-6). Por ejemplo, el geófono utilizado por el LWD Prima está en contacto directo con el suelo a través de un orificio de 40 mm de diámetro. Por otro lado, el LWD Zorn estima la deflexión superficial utilizando un acelerómetro montando en la superficie superior del plato sólido, por lo tanto, el plato del Zorn es más rígido que el del Prima 100 (Stamp y Mooney, 2013).

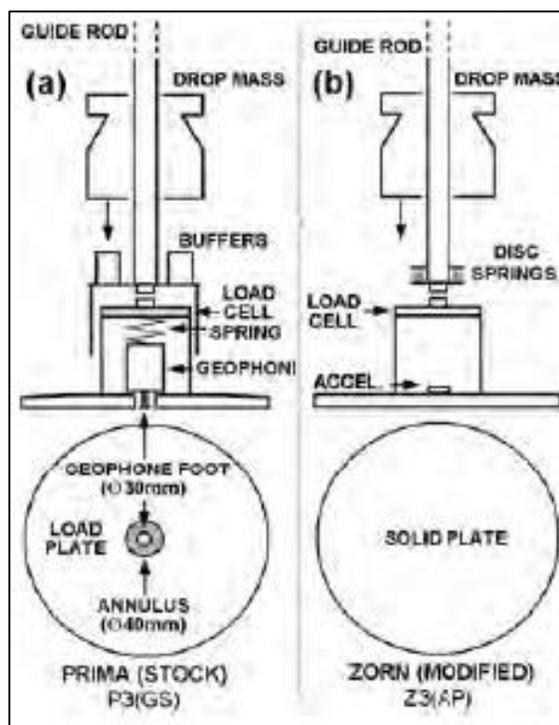


Figura 4-6: Medición de deflexión (a) geófono y (b) acelerómetro (Stamp y Mooney, 2013).

Con respecto a las mediciones del LWD, la Figura 4-7 muestra un pulso obtenido por el equipo. El deflectómetro mide la fuerza aplicada por la caída libre del peso y luego este valor se divide por el área de plato con la finalidad de conocer la presión aplicada (línea roja) y simultáneamente se mide la deformación del suelo ante esta carga (línea azul). De estas curvas se obtiene la tensión máxima y deformación máxima del suelo para luego determinar el Módulo Elástico. El método lleva por nombre “Peak Value Method” (Asli et al., 2011).

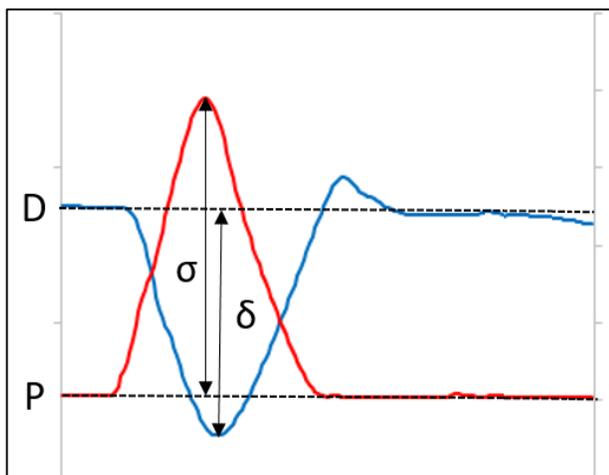


Figura 4-7: Pulsos de fuerza y deformación medidos por el LWD

Para calcular el Módulo Elástico a partir de las mediciones del LWD (también llamado en algunas referencias como Módulo Elástico superficial) se utiliza la solución propuesta por Boussinesq, la cual se encuentra desarrollada en el Anexo A de la presente investigación.

$$E_{LWD} = \frac{f \cdot \sigma \cdot a}{\delta} \cdot (1 - \nu^2) \quad (4.2)$$

Donde:

$E_{LWD}$ : Módulo Elástico del LWD o Módulo Elástico Superficial (MPa)

f: Factor de forma de distribución de tensiones

$\sigma$ : Presión aplicada en función de pesos y diámetro de plato (kPa)

a: Radio del plato (mm)

$\delta$ : Deflexión ( $\mu\text{m}$ )

$\nu$ : Módulo de Poisson del suelo

Luego, los posibles valores de f se presentan en la Tabla 4-2. Ullidtz (1987) indica que por simplificación se utiliza el valor f igual a 2, es decir, asume que el LWD aplica

una carga con distribución uniforme sobre el suelo. De los estudios de Terzaghi (1943) se desprende que la distribución de tensiones depende del plato del LWD y del tipo de suelo. La distribución de tensiones es parabólica debajo de un plato rígido sobre un suelo granular y la distribución de tensiones es una parábola inversa sobre un suelo cohesivo (Figura 4-8). Si no se tiene certeza sobre el tipo de suelo que se está estudiando, pero se sabe que el plato es rígido, se utiliza un factor de  $\pi/2$ .

Tabla 4-2: Valores de  $f$  de distribución de tensiones (Ullidtz, 1998)

Distribución de tensiones	Factor de distribución de carga ( $f$ )
Uniforme	2
Plato rígido	$\pi/2$
Materiales granulares	8/3
Materiales cohesivos	4/3

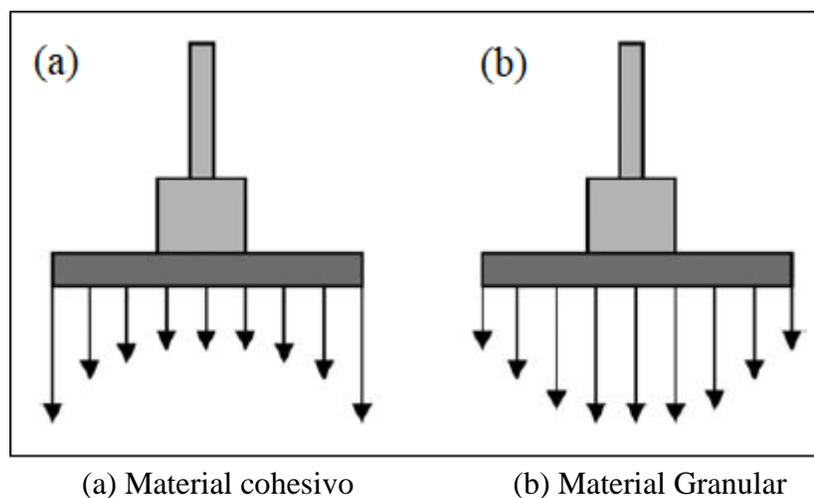


Figura 4-8: Distribución de esfuerzos en suelo (a) cohesivo y (b) granular, (Bilodeau y Dore, 2014)

Adicionalmente, se pueden instalar sensores de deformación en la dirección radial, con el objetivo de estudiar de mejor manera el cuenco de deflexión (Figura 4-9). De este modo se puede realizar un retro cálculo similar al análisis que utiliza el FWD.



Figura 4-9: Sensores de deformación adicionales (Ahmed y Khalid, 2011)

El LWD ha sido diseñado de tal manera que la carga que aplica se asemeja a las condiciones que está sometida una base o subbase granular comúnmente y la correcta selección de configuración de platos y pesos es necesaria para simular de mejor forma estas condiciones de trabajo. Con el objetivo de conocer las tensiones a las que están sometidas estas capas, se realizó un análisis mediante el software mePads (Figura 4-10). El modelo consiste en aplicar una carga que corresponde a un eje equivalente (eje simple y rueda doble) sobre estructuras de similares características a las que se construirán en la presente investigación (Tabla 4-3).

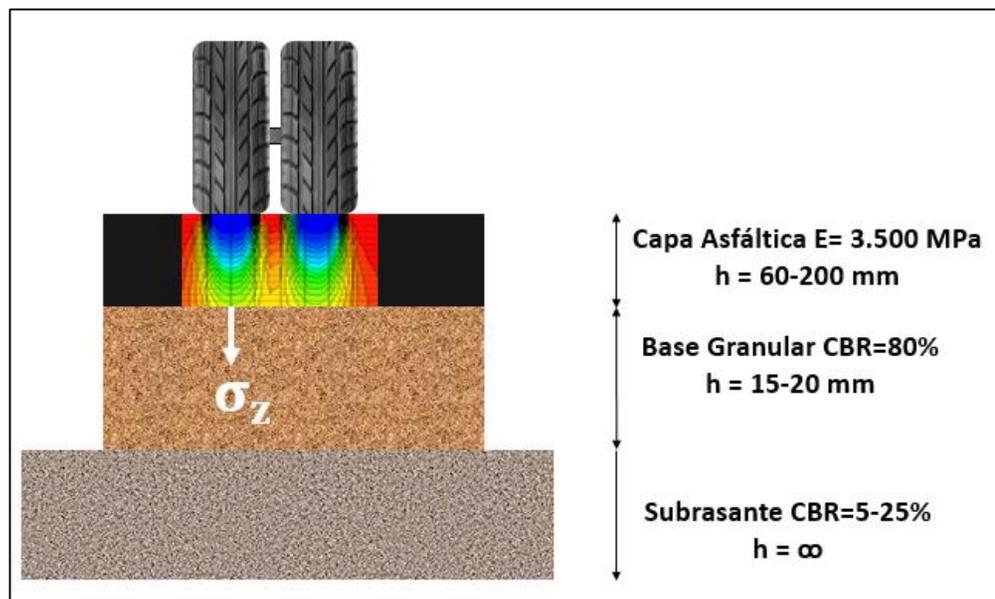


Figura 4-10: Esquema de estructura utilizada en la modelación

Tabla 4-3: Propiedades de las estructuras utilizadas en la modelación

Estructura	Base Granular			Subrasante	
	CBR (%)	E MPa	Espesor (h1) mm	CBR (%)	E MPa
1	80	250	150	5	130
2	80	250	200	5	130
3	80	250	150	25	49
4	80	250	200	25	49

Los resultados de la simulación se presentan en la Figura 4-11. Se puede apreciar que cuando no existe una capa asfáltica las tensiones son menores sobre la base granular en comparación a una estructura con una capa asfáltica de espesor de 60 mm (espesor mínimo permitido). Esto ocurre debido a la superposición de esfuerzos verticales producido por ambas ruedas. Luego, la presión vertical disminuye hasta alcanzar valores cercanos a 50 kPa. En la misma Figura 4-11 se puede apreciar las

configuraciones de carga que corresponden para cada rango de espesor de capa asfáltica, por ejemplo, para una estructura de pavimento flexible con una capa asfáltica de espesor entre 80 y 100 mm la configuración de LWD que mejor simula esa condición es el plato de 300 mm de diámetro con un peso de 15 kg. Las propiedades de la subrasante y el espesor de la base granular no influyen significativamente en la elección de la configuración de plato y pesos del LWD comparado al espesor de la capa asfáltica.

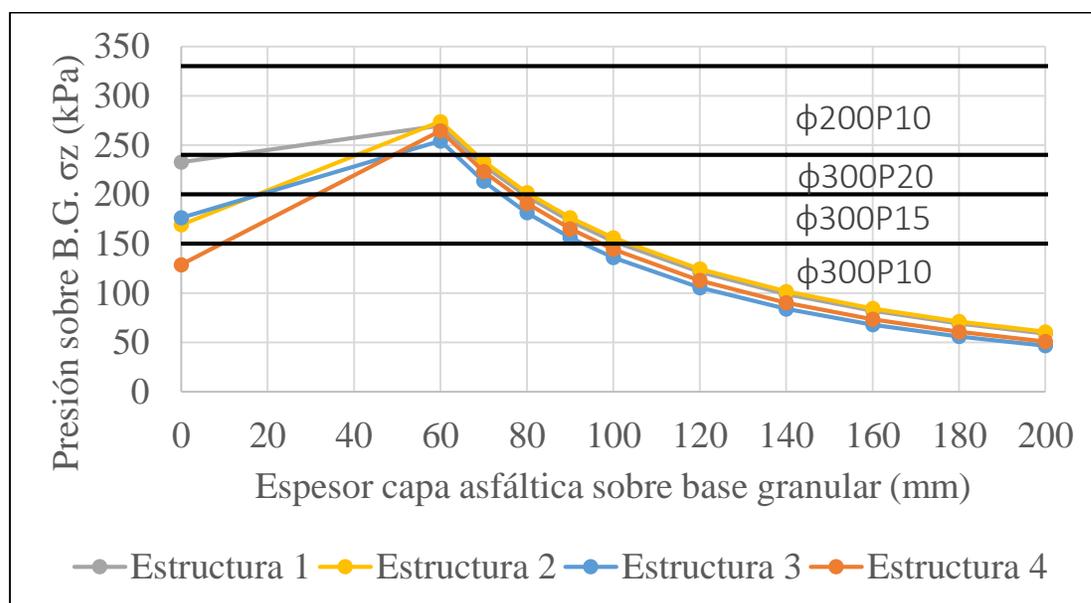


Figura 4-11: Tensiones generadas en la base granular para diferentes estructuras

Si bien el modelo indica que una carga estándar nunca aplicará el nivel de tensiones que aplica un LWD con plato de 200 mm y un peso de 10 kg, en la práctica existe la posibilidad de que los vehículos circulen con sobrecarga, por lo tanto, no se descartarán las configuraciones que aplican mayor carga para este estudio, es decir, el plato de 200 mm de diámetro con pesos de 15 y 20 kg.

A continuación, se presenta un breve resumen del estado del arte del deflectómetro de impacto liviano:

- Kamiura et al. (2000) indican que la deflexión se hace constante a partir del tercer golpe del LWD. Luego, el promedio del 3° al 5° golpe es un valor representativo. Fleming (2006) recomienda realizar un mínimo de 6 golpes.
- El efecto de la altura de caída es mínimo en los valores de Módulo Elástico. La variación máxima es de un 2% (Lin et al., 2006).
- Lin et al. (2006) y Fleming et al. (2007) recomiendan utilizar platos de mayor diámetro para suelos cohesivos. Lo anterior se debe a que estos suelos tienen una tendencia de presentar deformaciones muy altas y es mejor utilizar platos de mayor diámetro con el fin de disminuir la presión aplicada.
- Osorio (2008) indica que existe una tendencia de que los valores del LWD sean los valores de Módulo compuesto para bases granulares de 25 y 30 cm de espesor sobre una subrasante de CBR 6%.
- Fleming et al. (2006), Osorio (2008) y Nazzal et al. (2016) han demostrado que el LWD tiene una alta repetitividad y reproducibilidad.
- Tehrani (2010) demostró que el contenido de humedad en una arena pobremente graduada con limos (SP-SM) es inversamente proporcional al Módulo Elástico obtenido por el LWD. Se utilizó el deflectómetro de impacto liviano Zorn con platos de 200 y 300 mm. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 4-12.

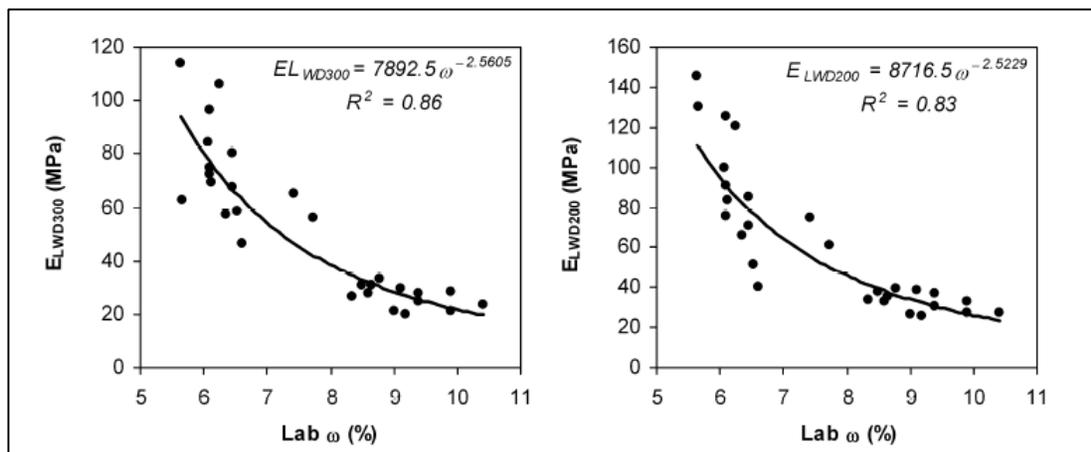


Figura 4-12: Efecto de la humedad del suelo en las mediciones del LWD (Tehrani, 2010)

- Tirado et al. (2015) realizaron un modelo de la distribución de tensiones ante cargas del deflectómetro Prima y Zorn utilizando elementos finitos. Concluyeron que la influencia de los esfuerzos llega hasta 2,5 veces el diámetro del deflectómetro aproximadamente y este valor disminuye mientras más granular y rígido sea el suelo. Además, establecieron una relación entre el Módulo del Prima y del Zorn. Se puede observar en la Figura 4-13 que el Módulo del Prima es mayor que el Módulo del Zorn, lo cual corrobora la experiencia empírica de otros estudios y el hecho de que el plato del Zorn sea más rígido que el del Prima100.

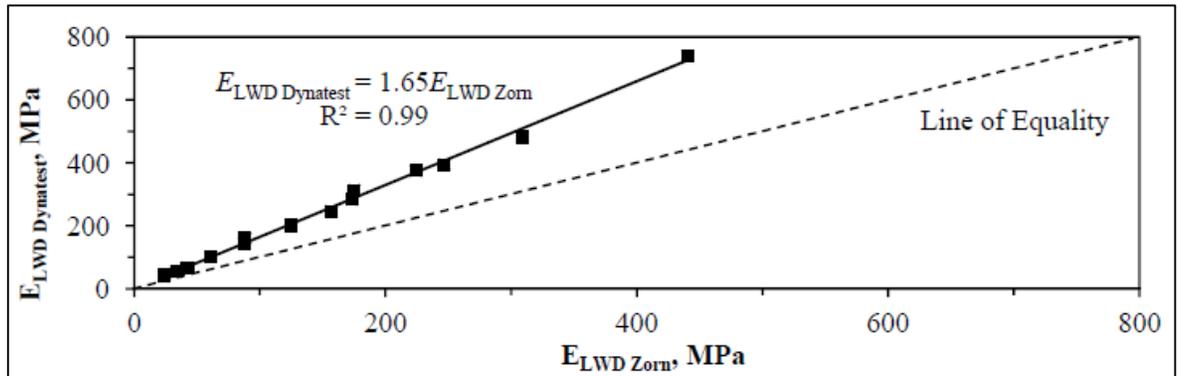


Figura 4-13: Relación entre Módulo Prima y Módulo Zorn,  
Tirado et al. (2015)

Sin embargo, no existen estudios que validen el uso del Módulo Elástico del deflectómetro para el análisis estructural de un pavimento, lo que puede traer como consecuencia que se utilice incorrectamente el Módulo del LWD para esta labor.

## **5. DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

La metodología de investigación se basa principalmente en un trabajo de terreno con ensayos a escala real en donde se configuran diferentes estructuras de pavimento. La investigación también incluye un programa de ensayos de laboratorio para la evaluación de los suelos que se utilizarán en las diferentes configuraciones (Anexo B).

### **5.1. Diseño Experimental**

La investigación se basa principalmente en un trabajo de terreno con ensayos a escala real en donde se configuran diferentes estructuras de pavimento, también incluye un programa de ensayos de laboratorio para la evaluación de los materiales que se utilizaron en las diferentes configuraciones de terreno. Se construyeron cuatro configuraciones de prueba, cada una compuesta por una base granular de espesor conocido y una subrasante que se asume de espesor infinito. Los ensayos se realizaron en cada una de las configuraciones empleando un LWD para la aplicación de la carga y medición de la deflexión superficial y simultáneamente se realizaron mediciones de presión en la interfaz de la base y la subrasante con dos Celdas de Presión. La Figura 5-1 presenta un esquema del ensayo.

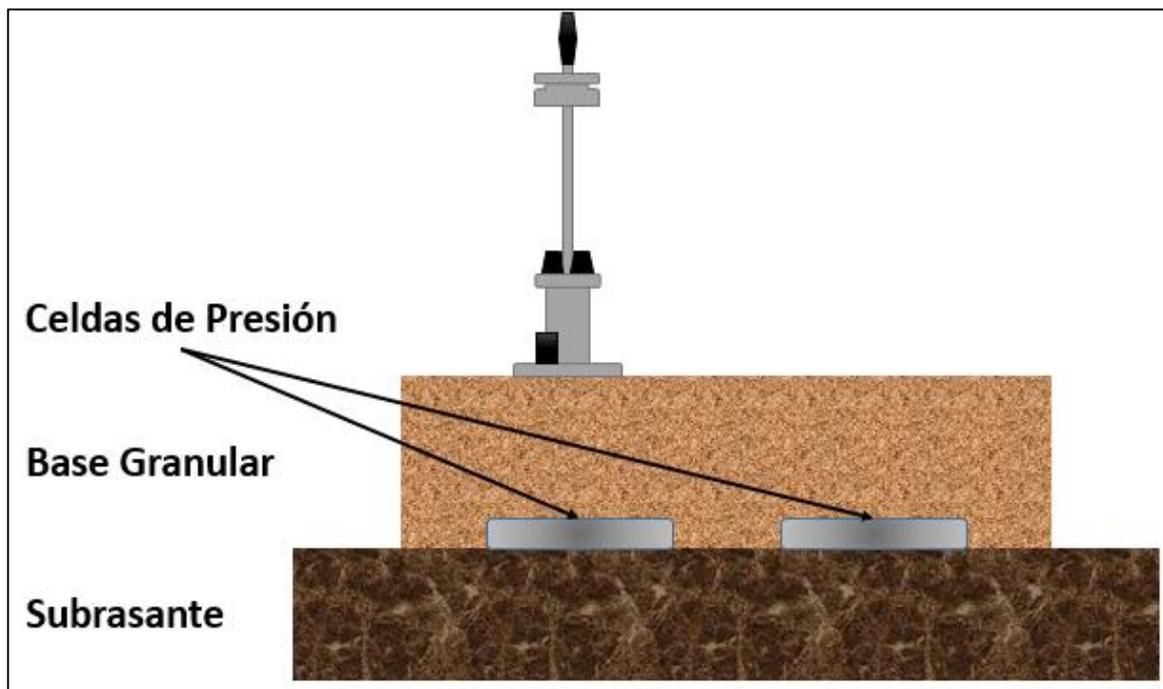


Figura 5-1: Esquema del Ensayo

Las estructuras de prueba consisten en un sistema de dos capas. La capa superior que corresponde a una base granular de CBR superior a 80% de espesor 15 o 20 cm sobre subrasantes de distintas características. La primera subrasante tiene valor de CBR mayor o igual 10% y la segunda tiene CBR menor 10%. En la interfaz de ambas capas se colocarán las Celdas de Presión (Figura 5-2). Una vez construida la estructura, se realizarán mediciones con el LWD y de presión con las celdas simultáneamente.

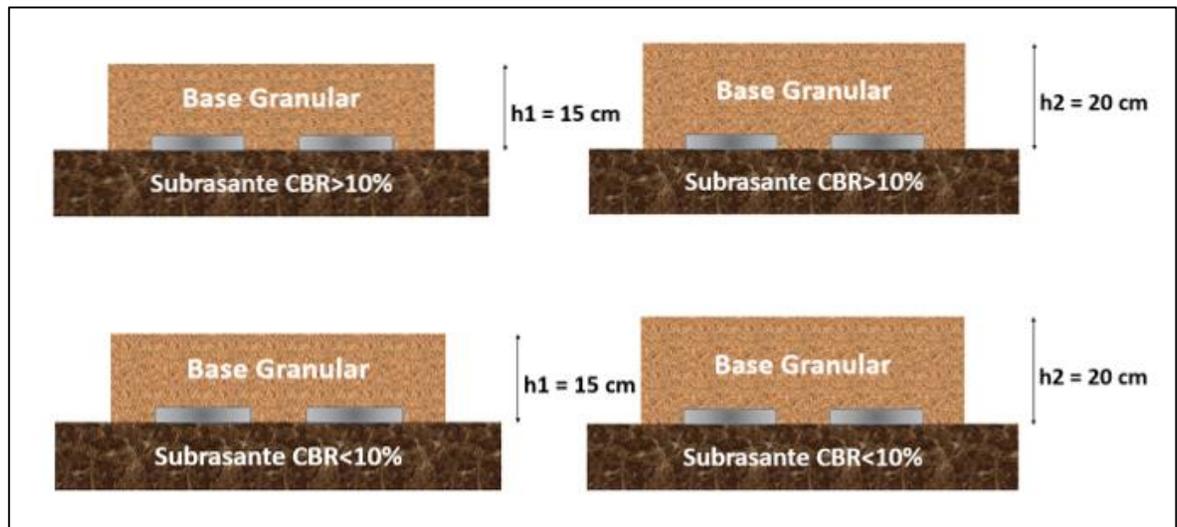


Figura 5-2: Estructuras de Prueba

Para el análisis se utilizará el modelo analítico de Boussinesq y la solución para estructuras de dos capas propuesta por Odemark (Ullidtz, 1987 y Papagiannakis, 2008). Se retro-calculará el Módulo Elástico de dos maneras: 1) utilizando la medición de la deflexión superficial medida por el LWD y 2) mediante los valores de tensión vertical de las celdas de presión a una profundidad conocida.

Las variables independientes del experimento son las siguientes:

- Espesor Base Granular
- CBR o Módulo Elástico de la Subrasante
- Presión aplicada, que a su vez depende de:
  - Diámetro del plato de LWD
  - Pesos del LWD

Las variables dependientes son las siguientes:

- Módulo Elástico obtenido de la deflexión superficial ( $E_{LWD}$ )
- Módulo Elástico obtenido de la presión vertical a nivel de subrasante ( $E_{celda}$ )

La simbología y los valores de cada variable se presentan en la Tabla 5-1 y la presión aplicada para cada configuración de carga del LWD se presenta en la Tabla 5-2.

Tabla 5-1: Simbología de la matriz experimental

Ítem	Descripción	Simbología	Valor
LWD	Diámetro de Plato	$\phi_{200}$	200 mm
		$\phi_{300}$	300 mm
	Pesos	P <sub>10</sub>	10 kg
		P <sub>15</sub>	15 kg
		P <sub>20</sub>	20 kg
Estructura de Prueba	Espesores de Base Granular	h <sub>15</sub>	15 cm
		h <sub>20</sub>	20 cm
	Capacidad de Soporte (CBR)	CBR <sub>B.G.</sub>	>80%
		CBR <sub>Subrasante1</sub>	10-30%
		CBR <sub>Subrasante2</sub>	2-9%

Tabla 5-2: Presión Aplicada para configuraciones de LWD

Configuración de Carga	Presión aplicada aproximada, $\sigma_{LWD}$ (kPa)
$\phi_{300}P_{10}$	150
$\phi_{300}P_{15}$	200
$\phi_{300}P_{20}$	240
$\phi_{200}P_{10}$	330
$\phi_{200}P_{15}$	430
$\phi_{200}P_{20}$	530

La matriz experimental con las variables independientes y dependientes se presenta en la Tabla 5-3. En cada cuadro de la tabla se obtuvo un valor promedio de Módulo Elástico del LWD ( $E_{lwd}$ ) y un valor promedio del Módulo Elástico obtenido a partir de las mediciones de las celdas de presión ( $E_{celda}$ ).

Tabla 5-3: Matriz Experimental

Estructura \ Presión Aplicada			$\phi_{200}$			$\phi_{300}$		
			P <sub>10</sub>	P <sub>15</sub>	P <sub>20</sub>	P <sub>10</sub>	P <sub>15</sub>	P <sub>20</sub>
CBR B.G. > 80%	CBR Subrasante1 = 10-20%	h <sub>1</sub>	E <sub>lwd</sub> , E <sub>Celda</sub>					
		h <sub>2</sub>						
	CBR Subrasante2 = 2-9%	h <sub>1</sub>						
		h <sub>2</sub>						

## 5.2. Medición con Celdas de Presión in situ

Las celdas de presión son instrumentos cuyo fin es medir esfuerzos verticales u horizontales en distintos tipos de estructuras. Las celdas de presión son capaces de transformar un estímulo físico (diferencia de presión) en uno eléctrico gracias a un transductor. Existen de varios tipos según su aplicación, rango de carga aplicada y el tipo de transductor (Hunt et al., 2013). Algunas empresas que ofrecen este tipo de instrumentos para aplicaciones de ingeniería civil son Geokon, RST Instruments, Geosense, Tekscan, Kyowa, entre otras (Figura 5-3).



Figura 5-3: Celdas de presión de (a) RST Instrument (b) Kyowa (c) Geokon (d) Tekscan

Las celdas utilizadas en la presente investigación son las Geokon 3500-1-250kPa (Figura 5-4). Estas celdas están diseñadas especialmente para ser embebidas en los suelos. Las celdas tienen una vida útil de 100 millones de ciclos de tensión máxima y un error menor que 0,25 kPa aproximadamente para cargas estáticas. La celda está compuesta por dos platos circulares metálicos, soldados por el perímetro y dejando un espacio entremedio el cual está lleno de un aceite. Ante cambios de presión del suelo que está sobre la celda, el voltaje de salida cambia gracias a un transductor. Esta información eléctrica debe ser procesada por un Datalogger (Figura 5-5).

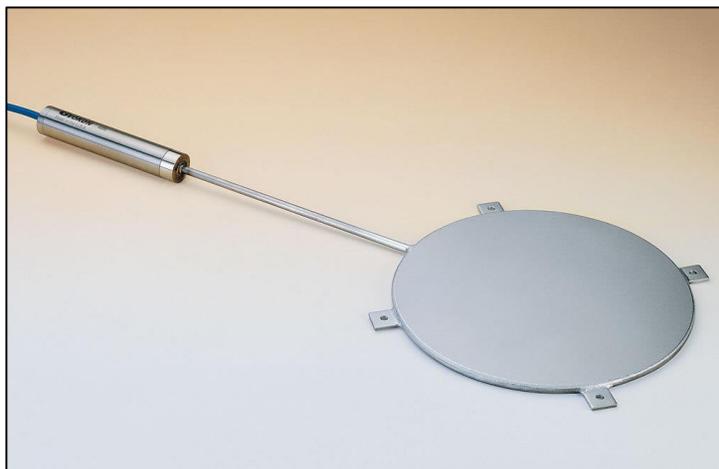


Figura 5-4: Celdas de Presión, Modelo Geokon 3500-1-250kPa



Figura 5-5: Celda de Presión conectado a Datalogger

Para el cálculo de presión se utiliza la siguiente relación

$$\Delta\sigma = (R_x - R_0) \cdot G \quad (5.1)$$

Donde

$\Delta\sigma$ : Incremento de presión (kPa)

$R_x$ : Lectura de la celda ante una carga determinada (mV)

$R_0$ : Lectura de la celda sin carga (mV)

G: Factor de ajuste (kPa/mV)

En Chile existe experiencia del uso de celdas de presión para evaluar estructuras de pavimentos. Investigadores del Centro de Ingeniería e Investigación Vial (Halles et al., 2011) construyeron un tramo de prueba y colocaron las celdas de presión Geokon 3500-1-250 kPa a nivel de subrasante (Figura 5-6).

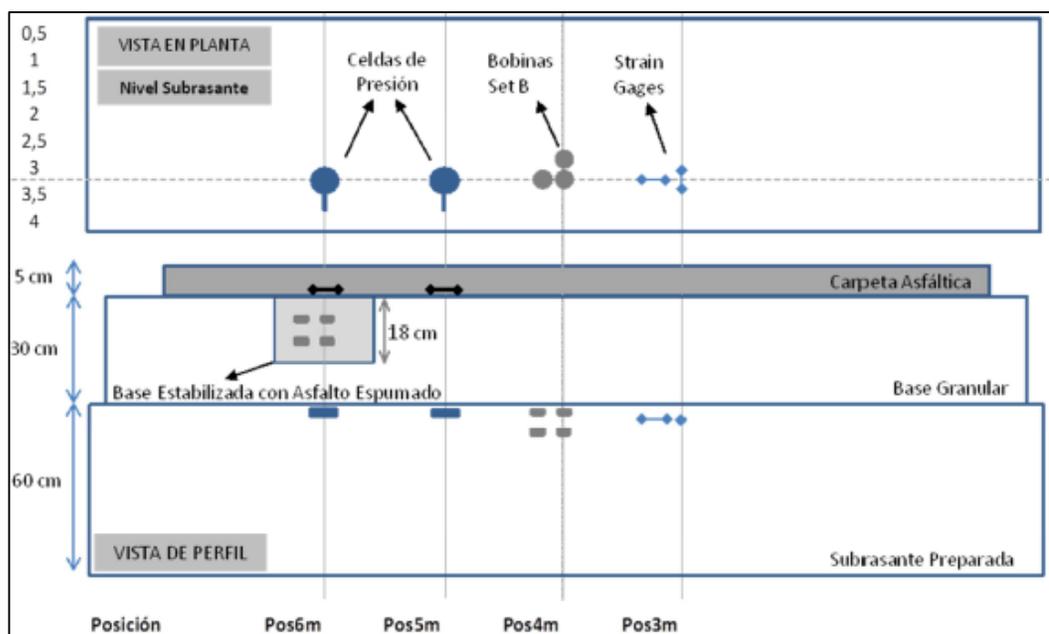


Figura 5-6: Esquema del tramo de pruebas (Halles et al. 2011)

Se midió la presión que generaba el paso de un vehículo el cual aplicaba una presión cercana a 300 kPa sobre un área circular equivalente a 9,61 cm de radio. Los pulsos de presión que generaba el paso del vehículo se presentan en la Figura 5-7.

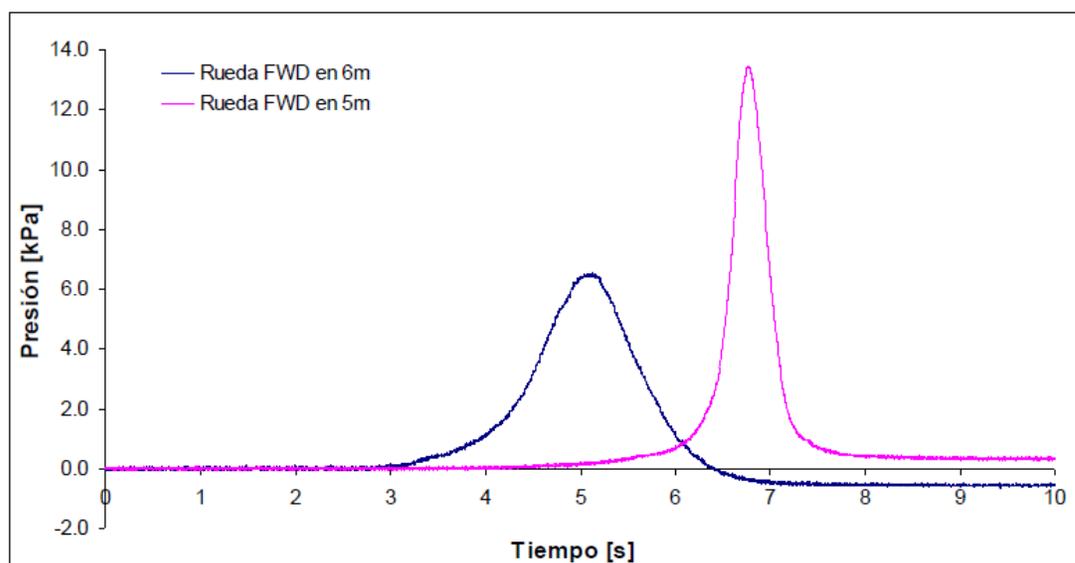


Figura 5-7: Lectura de las celdas de presión (Halles et al. 2011)

Luego, los mismos autores en un estudio posterior (Halles, 2012) compararon los resultados obtenidos de las celdas de presión con modelos teóricos utilizando el software MePads. Se concluye que se puede predecir de mejor manera las tensiones en las bases estabilizadas con asfalto y cemento que en las bases granulares. Lo anterior se debe a que estas últimas tienen un comportamiento elasto-plástico ante distintas cargas y el modelo utilizado por mePads (Solución de Boussinesq) no considera este comportamiento (Figura 5-8).

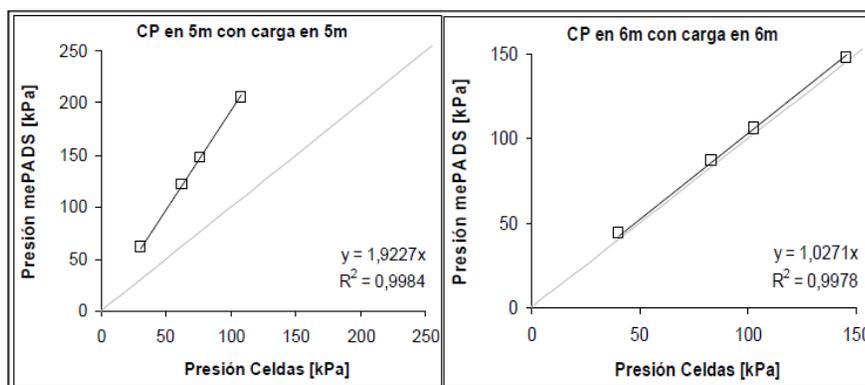


Figura 5-8: Celdas de presión vs análisis mePads (Halles y Thenoux, 2012)

### 5.3. Construcción de Estructura de Prueba

El ensayo se realizó en el Campus San Joaquín de la Universidad Católica, específicamente, el sector del estacionamiento de la Escuela de Ingeniería (Figura 5-9). Se construyeron dos cajas sin tapa ni fondo cuyas dimensiones se pueden observar en la Figura 5-10. Cada caja fue colocada sobre una subrasante distinta y fueron llenadas con el material granular seleccionado hasta llegar a los 15 cm. Una vez terminada las mediciones, se escarifica la superficie, se agregan 5 cm más de material granular y se vuelve a realizar mediciones.

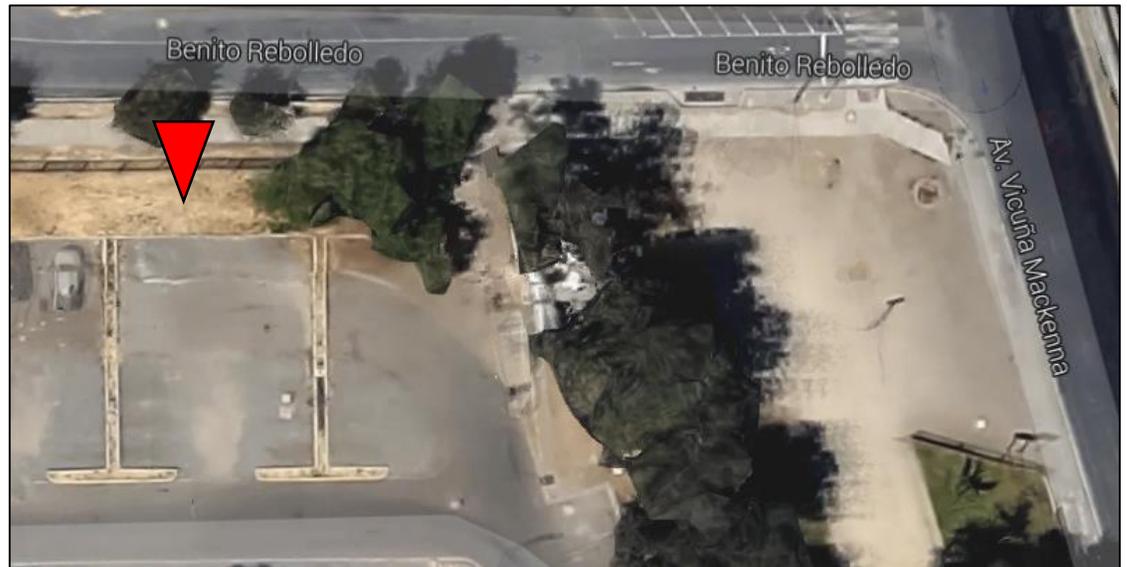


Figura 5-9: Ubicación del experimento

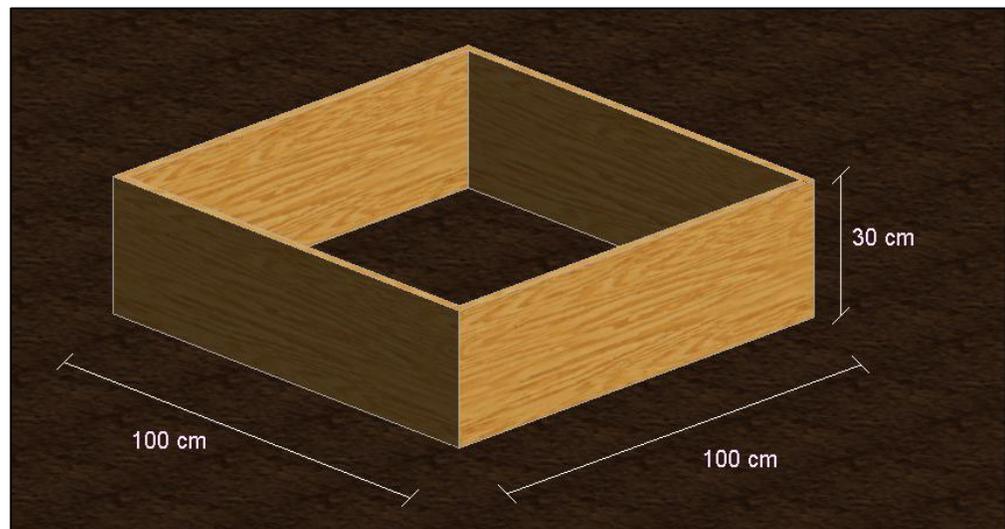


Figura 5-10: Dimensiones de las Cajas

En la interfaz de la base granular y la subrasante se instalaron dos celdas de presión (Figura 5-11). La finalidad de colocar dos celdas es estudiar la variabilidad de las tensiones verticales a nivel de subrasante ante las mismas condiciones de carga y estructuración.



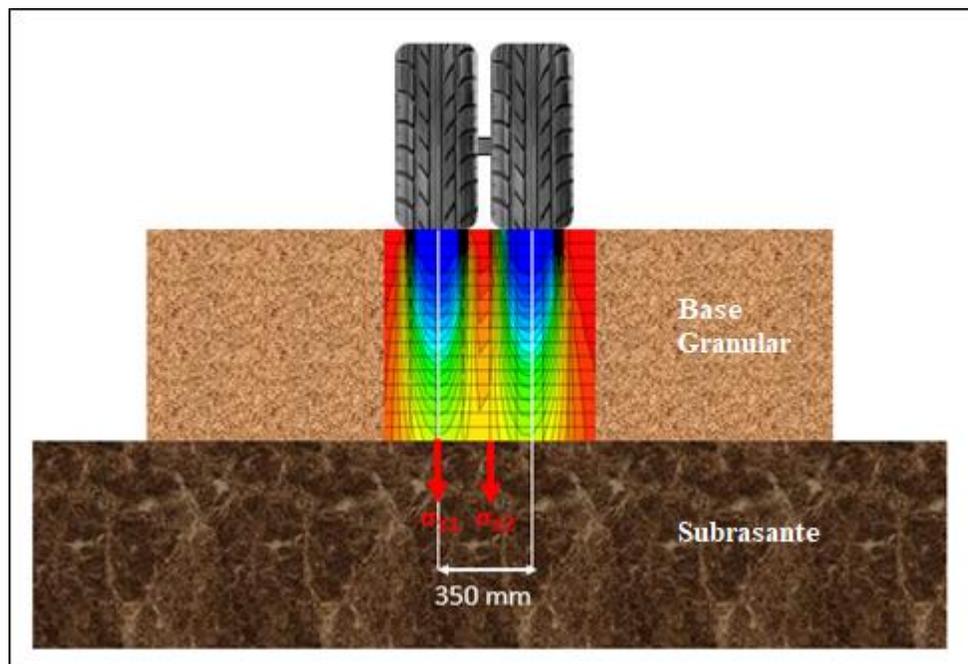


Figura 5-12: Diagrama de verificaciones de tensiones en estructura de pavimento

Durante la colocación de las celdas, se utilizaron cuerdas para asegurar que la ubicación de éstas sea la especificada. También se verificó su correcta nivelación utilizando un nivel y se empotraron a la subrasante utilizando clavos cuya finalidad es prevenir el movimiento de las celdas durante la compactación del suelo (Figura 5-13).



Figura 5-13: Colocación de Celdas en estructura de prueba

La compactación de la base granular se realizó con una placa compactadora (Figura 5-14). Se utilizó este equipo porque tiene mejor desempeño en suelos granulares a diferencia de los equipos de percusión (vibro pisones) cuyo desempeño es mejor sobre suelos finos (Weissig, 1995).



Figura 5-14: Compactación de la estructura de prueba

#### **5.4. Medición con el LWD in situ**

El experimento se divide en dos fases; la primera corresponde a la fase de medición directa; se realizarán 6 golpes sobre cada celda (12 golpes en total). La segunda fase corresponde la medición indirecta; 6 golpes entre medio de ambas celdas. Lo anteriormente descrito se ilustra en la Figura 5-15. Esto se repetirá para cada punto de la matriz experimental. Sin embargo, para el análisis de Módulo Elástico solamente se considerarán los últimos 3 golpes de cada configuración de carga.

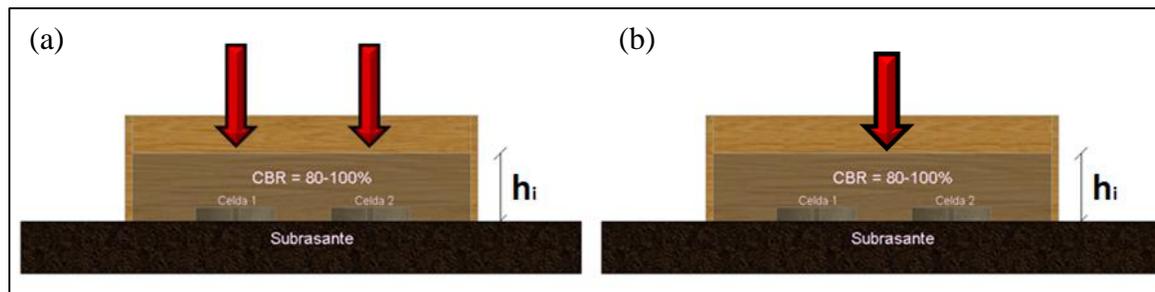


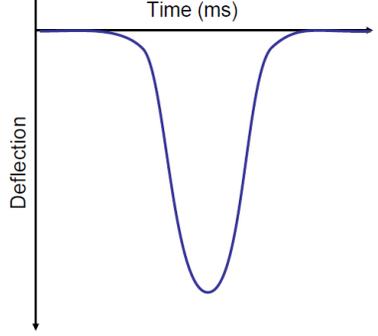
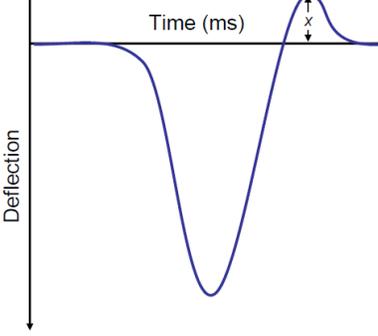
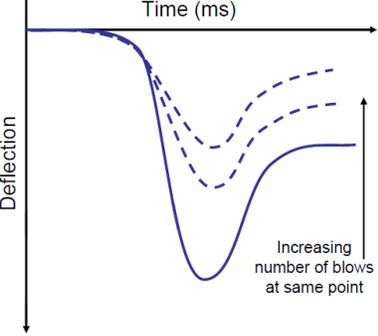
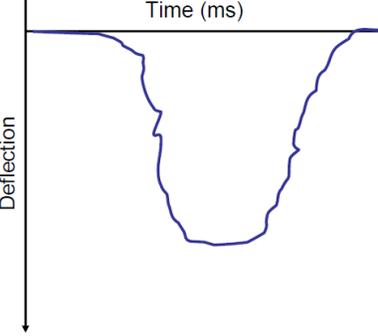
Figura 5-15: Ensayo con LWD y Celdas (a) medición directa y (b) medición indirecta

Para utilizar el LWD se debe tener en consideración lo siguiente:

- Se deben utilizar 2 amortiguadores para el peso de 10 kg, 3 amortiguadores para el peso de 15 kg y 3 o 4 amortiguadores para el peso de 20 kg (Bro, 2005).
- La superficie donde se aplicará el golpe debe ser homogénea y libre de áridos que puedan entorpecer las mediciones. Se puede utilizar arena o suelo fino para emparejar la superficie o cambiar la posición de medición.
- El geófono del LWD Keros Prima100 puede medir como máximo 2000  $\mu\text{m}$  de deflexión. Para las estructuras más débiles es posible que se sobrepase este valor y será necesario disminuir el peso o aumentar el diámetro del plato de carga.
- El equipo, mediante una Tablet, permite la revisión de las mediciones en terreno, por lo tanto, se debe verificar que el coeficiente de variación de las mediciones de deflexión de cada punto sea inferior a 5% (Osorio, 2008)

Además, Edward y Fleming (2009) sugieren observar la forma del pulso de deformación. La Tabla 5-4 muestra el detalle del significado de cada tipo de pulso.

Tabla 5-4: Interpretación de cuenco de deflexión del LWD, (Edward y Fleming, 2009)

Nombre	Pulso	Descripción
Normal		Aceptable, pero no necesariamente esperado.
Rebote		Función de la interacción entre el LWD y la estructura. En general se recomienda cambiar la configuración si el rebote es grande en comparación al valor máximo ( $x > 20\%$ ).
Variable		Es un indicador de compactación deficiente. Alternativamente, puede ser el resultado de un contacto pobre entre el LWD y la estructura.
Irregular		Verificar la base del geófono y plato. Puede tratarse de la existencia de un material no representativo (ejemplo: cañería bajo la estructura).

La norma ASTM E2583 indica las tolerancias y precisión para la toma de datos con el

LWD:

- La precisión del sensor de deflexión debe ser  $\pm 2\mu\text{m}$  o mejor
- La precisión del sensor de fuerza debe ser  $\pm 0,1 \text{ kN}$  o mejor
- Los resultados tanto de la deflexión como del sensor de fuerza deben ser menores a  $\pm 2\%$  con respecto al promedio.
- Las variaciones entre una ubicación a otra sobre un mismo suelo, LWD y operador son las siguientes:
  - 10-20% para suelos GM, GC y GP
  - 15-35% para suelos SW, SM y SP
  - 40-60% para suelos ML y Cl

## 6. RESULTADOS

El presente capítulo entrega un resumen de los resultados de las mediciones realizadas en las estructuras de prueba en terreno utilizando el LWD y las Celdas de presión.

Las Tablas 6-1, 6-2, 6-3 y 6-4 presentan las mediciones obtenidas utilizando el LWD y las celdas de presión al golpear de manera indirecta sobre la estructura. Se puede observar que en las estructuras de subrasante débil ( $\text{CBR} < 10\%$ ) no fue posible realizar mediciones con los pesos más altos debido a que la deflexión superficial ante la carga del LWD era mayor a  $2000\ \mu\text{m}$ .

Luego, las Tablas 6-5, 6-6, 6-7 y 6-8 presentan las mediciones obtenidas utilizando el LWD y las celdas de presión al golpear de manera directa sobre la estructura. Al igual que el caso anterior, se puede observar que en las estructuras de subrasante débil ( $\text{CBR} < 10\%$ ) no fue posible realizar mediciones con los pesos más altos.

Tabla 6-1: Resultados Estructura 1, medición indirecta

	Deflectómetro			Celdas		
	Configuración	Fuerza (kN)	Presión aplicada, $\sigma_{LWD}$ (kPa)	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	$\sigma_{\text{Celda1}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{Celda2}}$ (kPa)
h = 15 cm, CBRsubrasante = 25%	$\phi 300\text{P}10$	10,9	154	257,2	48	57
		10,7	151	245,7	49	51
		10,8	153	240,4	52	48
		10,6	150	235,8	53	42
		10,9	154	252,2	52	49
	$\phi 300\text{P}15$	13,3	188	608,7	49	46
		14,1	200	304,2	54	53
		13,9	197	297,2	55	49
		13,6	192	274,2	55	44
		13,4	190	266,0	54	45
	$\phi 300\text{P}20$	13,7	193	275,5	57	52
		15,9	224	394,3	67	74
		17,2	244	392,4	80	71
		16,8	237	380,7	76	69
		17,5	247	400,7	75	75
	$\phi 200\text{P}10$	17,2	243	389,3	74	78
		17,6	249	397,4	81	72
		10,5	333	288,1	50	21
		10,4	331	254,8	53	22
		10,3	328	234,8	52	23
	$\phi 200\text{P}15$	10,5	335	267,1	54	21
		13,7	437	615,8	94	104
		13,8	438	593,6	96	99
		13,7	435	574,5	100	101
		13,8	440	579,3	98	97
		13,8	439	566,5	102	100
		13,7	436	561,2	102	110
	$\phi 200\text{P}20$	13,5	430	553,1	100	103
15,9		506	712,5	122	107	
15,2		482	600,2	120	93	
16,2		516	624,1	126	106	
16,4		523	612,1	134	103	
17,8		568	652,1	151	115	
	17,2	547	641,2	141	104	

Tabla 6-2: Resultados Estructura 2, medición indirecta

	Deflectómetro			Celdas		
	Configuración	Fuerza (kN)	Presión aplicada, $\sigma_{LWD}$ (kPa)	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	$\sigma_{\text{Celda1}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{Celda2}}$ (kPa)
h = 20 cm, CBRsubrasante = 25%	$\phi 300\text{P}10$	10,7	151	175	78	40
		10,9	154	172	65	38
		11,0	156	169	63	39
	$\phi 300\text{P}15$	13,7	194	233	86	48
		13,8	195	233	91	46
		14,1	199	238	94	44
		13,7	194	235	89	49
		13,5	191	237	85	45
		14,2	200	243	92	47
	$\phi 300\text{P}20$	17,9	253	384	117	95
		17,8	251	370	110	95
		18,0	254	371	113	98
		17,5	248	369	112	96
		17,4	246	366	114	92
	$\phi 200\text{P}10$	11,1	355	257	56	32
		10,9	349	243	60	34
		11,1	354	242	58	36
		11,1	354	236	57	37
		11,1	354	235	58	35
	$\phi 200\text{P}15$	13,9	442	388	96	65
		14,4	460	350	92	67
		14,5	461	348	90	68
		14,7	469	362	95	67
		14,7	469	358	95	69
		14,7	469	354	93	64
	$\phi 200\text{P}20$	17,3	551	462	99	70
		18,0	573	440	105	80
17,7		564	428	103	80	
17,4		554	419	109	75	
18,1		575	431	109	82	
18,3		582	435	113	82	

Tabla 6-3: Resultados Estructura 3, medición indirecta

	Deflectómetro				Celdas	
	Configuración	Fuerza (kN)	Presión aplicada, $\sigma_{LWD}$ (kPa)	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	$\sigma_{\text{Celda1}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{Celda2}}$ (kPa)
h = 15 cm, CBRsubrasante = 2%	$\phi 300\text{P}10$	10,2	144	789,1	72	52
		10,2	144	799,2	74	66
		10,2	144	793,9	75	59
		10,3	145	794,8	76	61
		10,3	146	794,9	75	65
		10,2	144	790,8	70	60
	$\phi 300\text{P}15$	13,4	190	1036,6	108	77
		14,3	202	1088,9	105	83
		14,0	198	1091,8	104	80
		14,0	198	1114,8	104	82
		13,9	197	1108,9	98	79
		13,8	196	1092,7	104	77
	$\phi 200\text{P}10$	10,1	320	899,2	87	64
		9,9	316	902,9	82	65
		9,8	312	902,1	79	65
		10,1	322	915,1	82	64
		9,7	308	902,5	78	60
		9,8	311	907,5	81	62

Tabla 6-4: Resultados Estructura 4, medición indirecta

	Deflectómetro			Celdas		
	Configuración	Fuerza (kN)	Presión aplicada, $\sigma_{LWD}$ (kPa)	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	$\sigma_{\text{Celda1}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{Celda2}}$ (kPa)
h = 20 cm, CBRsubrasante = 2%	$\phi 300\text{P}10$	10,2	145	798	84	71
		10,3	145	782	86	64
		10,3	146	792	84	68
		10,0	142	783	83	76
		10,0	142	779	73	65
		10,1	143	788	80	73
	$\phi 300\text{P}15$	12,9	182	966	112	96
		14,1	199	1025	109	90
		14,1	199	1063	106	87
		14,0	197	1075	104	90
		13,9	196	1059	111	90
		14,2	200	1083	103	94
	$\phi 200\text{P}10$	10,3	326	861	96	70
		9,9	316	851	95	67
		10,1	322	866	95	65
		10,2	326	879	99	73
		10,0	318	867	100	72
		10,1	321	883	101	76
	$\phi 200\text{P}15$	13,2	420	1334	132	80
		13,7	437	1268	137	89
		13,8	441	1283	138	90
13,9		444	1310	137	89	
13,9		443	1316	145	90	
13,3		424	1300	137	86	

Tabla 6-5: Resultados Estructura 1, medición directa

	Deflectómetro			Celda		
	Configuración	Fuerza (kN)	Presión $\sigma_{LWD}$ (kPa)	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	Posición Celda	Presión $\sigma_{Celda}$ (kPa)
h = 15 cm, CBRsubrasante = 25%	$\phi 300P10$	10,6	150	216	1	60
		10,7	151	217		61
		10,8	152	216		59
		10,8	153	709	2	53
		10,7	152	685		51
		10,6	150	665		49
	$\phi 300P15$	12,7	180	264	1	67
		13,0	184	269		69
		13,2	187	272		74
		13,5	191	311	2	65
		13,5	191	309		65
		13,5	191	313		61
	$\phi 300P20$	16,9	238	360	1	102
		16,8	237	357		100
		17,0	241	365		100
		17,0	240	1224	2	78
		17,0	240	1163		86
		16,8	238	1206		78
	$\phi 200P10$	10,9	346	278	1	94
		10,8	344	284		92
		10,6	338	280		89
		10,6	336	282	2	62
		10,5	334	276		57
		10,5	333	283		62
$\phi 200P15$	13,6	432	488	1	175	
	13,6	433	483		178	
	13,6	433	494		183	
	14,1	449	517	2	148	
	13,9	443	512		137	
	14,0	446	513		141	
$\phi 200P20$	17,1	545	560	1	195	
	16,9	538	556		198	
	17,0	542	558		198	
	17,8	566	606	2	182	
	17,5	557	607		185	
	17,7	563	611		188	

Tabla 6-6: Resultados Estructura 2, medición directa

	Deflectómetro			Celda de Presión		
	Configuración	Fuerza (kN)	Presión $\sigma_{LWD}$ (kPa)	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	Posición Celda	Presión $\sigma_{Celda}$ (kPa)
h = 20 cm, CBRsubrasante = 25%	$\phi 300P10$	10,9	155	197	1	87
		10,9	155	197		85
		11,0	156	200		89
		11,1	157	182	2	56
		11,0	156	179		59
		11,1	157	181		61
	$\phi 300P15$	14,7	209	182	1	121
		14,5	205	183		115
		14,4	204	188		126
		14,8	210	253	2	94
		14,3	203	243		91
		14,4	203	247		85
	$\phi 300P20$	17,1	242	307	1	142
		16,7	236	316		152
		17,0	241	294		148
		18,2	257	354	2	123
		18,0	254	349		129
		17,9	253	348		121
	$\phi 200P10$	11,1	353	194	1	83
		11,0	350	194		87
		10,9	346	192		84
		11,0	350	227	2	69
		11,0	350	224		69
		11,0	351	225		63
	$\phi 200P15$	14,7	467	298	1	163
		14,5	462	296		159
		14,8	471	299		161
		14,3	456	299	2	105
14,5		463	303	117		
14,4		459	300	110		
$\phi 200P20$	18,1	576	374	1	207	
	17,9	571	360		193	
	17,7	565	359		208	
	18,0	572	396	2	144	
	17,3	551	390		141	
	17,6	561	395		153	

Tabla 6-7: Resultados Estructura 3, medición directa

	Deflectómetro				Celda de Presión	
	Configuración	Fuerza (kN)	Presión $\sigma_{LWD}$ (kPa)	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	Posición Celda	Presión $\sigma_{Celda}$ (kPa)
h = 15 cm, CBR <sub>subrasante</sub> = 2%	$\phi 300\text{P}10$	10,0	142	665	1	57
		9,9	140	667		59
		10,0	141	680		59
		10,2	144	791	2	99
		10,2	145	789		95
		10,1	143	783		98
	$\phi 300\text{P}15$	14,1	200	990	1	99
		13,8	196	967		87
		14,1	200	991		92
		14,2	201	1072	2	108
		14,3	202	1078		115
		13,8	196	1062		108
	$\phi 200\text{P}10$	10,0	320	1012	1	91
		10,0	317	1007		89
		10,3	328	1019		92
		10,3	327	998	2	127
		10,3	327	1006		128
		10,4	330	1008		130

Tabla 6-8: Resultados Estructura 4, medición directa

	Deflectómetro			Celda de Presión		
	Configuración	Fuerza (kN)	Presión $\sigma_{LWD}$ (kPa)	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	Posición Celda	Presión $\sigma_{Celda}$ (kPa)
h = 20 cm, CBRsubrasante = 2%	$\phi 300\text{P}10$	10,3	145	663	1	71
		10,3	145	662		69
		10,3	145	663		75
		2	10,0	142	641	84
			10,1	143	645	82
			10,1	143	641	76
	$\phi 300\text{P}15$	14,0	198	894	1	106
		14,1	200	896		110
		14,0	198	893		103
		2	13,8	195	871	103
			13,7	194	876	117
			13,9	197	884	114
	$\phi 200\text{P}10$	10,1	321	831	1	82
		10,2	325	838		87
		10,2	324	838		85
		2	10,3	329	839	110
			10,4	330	843	112
			10,2	323	843	113
	$\phi 200\text{P}15$	14,1	449	1228	1	105
		13,8	440	1214		105
		13,9	443	1219		113
		2	14,0	444	1124	130
			14,2	453	1130	129
			14,2	453	1127	132

## 7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

El Análisis de los resultados del ensayo utilizando el LWD y las Celdas de Presión se divide en las siguientes etapas:

- Comparación Medición Indirecta y Directa para determinar la variabilidad de las mediciones producto del ensayo y las variables asociados a las capas de suelo.
- Estudio de variabilidad de mediciones directas.

Luego, una vez conocida la variabilidad del ensayo e identificando las causas, se procederá a estudiar el Módulo Elástico mediante los siguientes análisis:

- Comparación de los Módulos Elásticos entregados por el LWD y las celdas de presión mediante el retro cálculo utilizando los modelos teóricos. Obtención de valores de ajuste (valor f).
- Estudio de la influencia de las propiedades mecánicas de la subrasante en los resultados del LWD (Efecto Shell).

### 7.1. Coeficiente de variación del deflectómetro y de las celdas

Con el objetivo de estudiar la variabilidad de las mediciones con el LWD y las celdas de presión, se calculará el coeficiente de variación de cada configuración de carga. La Tabla 7-1 presenta los coeficientes de variación de las mediciones con el LWD (deformación superficial) y la Tabla 7-2 para las celdas de presión (valor de presión) para cada configuración de carga, espesor de estructura y CBR de subrasante (el detalle del cálculo se encuentra en el Anexo C). Se puede observar que los valores de todas las mediciones son inferiores al 15%, por lo tanto, se puede afirmar que estadísticamente las mediciones no tienen grandes diferencias en un mismo punto.

Tabla 7-1: Coeficiente de Variación, LWD

Subrasante	Espesor	Configuración de Carga	Medición Indirecta	Medición Directa	
			C.V. $\delta_{LWD}$	C.V. $\delta_{LWD,1}$	C.V. $\delta_{LWD,2}$
CBR Subrasante = 25%	h1 = 15 cm	$\phi 300P10$	9%	3%	4%
		$\phi 300P15$	5%	5%	4%
		$\phi 300P20$	4%	1%	6%
		$\phi 200P10$	4%	2%	5%
		$\phi 200P15$	6%	2%	4%
		$\phi 200P20$	2%	1%	1%
	h2 = 20 cm	$\phi 300P10$	2%	2%	4%
		$\phi 300P15$	2%	4%	5%
		$\phi 300P20$	2%	4%	3%
		$\phi 200P10$	4%	2%	6%
		$\phi 200P15$	4%	1%	6%
		$\phi 200P20$	3%	4%	4%
CBR Subrasante = 2%	h1 = 15 cm	$\phi 300P10$	1%	1%	2%
		$\phi 300P15$	0%	7%	4%
		$\phi 200P10$	3%	2%	1%
	h2 = 20 cm	$\phi 300P10$	1%	4%	5%
		$\phi 300P15$	4%	3%	7%
		$\phi 200P10$	1%	3%	1%
		$\phi 200P15$	2%	4%	1%
		<b>Promedio</b>		<b>3,0%</b>	<b>3,0%</b>

Tabla 7-2: Coeficiente de Variación, Celdas de Presión

Subrasante	Espesor	Configuración de Carga	Medición Indirecta		Medición Directa	
			C.V. $\sigma_{\text{Celda1}}$	C.V. $\sigma_{\text{Celda2}}$	C.V. $\sigma_{\text{Celda1}}$	C.V. $\sigma_{\text{Celda2}}$
CBR Subrasante = 25%	h1 = 15 cm	$\phi 300\text{P}10$	4%	11%	0%	3%
		$\phi 300\text{P}15$	5%	8%	1%	1%
		$\phi 300\text{P}20$	6%	4%	1%	3%
		$\phi 200\text{P}10$	3%	5%	1%	1%
		$\phi 200\text{P}15$	3%	4%	1%	1%
		$\phi 200\text{P}20$	9%	7%	0%	0%
	h2 = 20 cm	$\phi 300\text{P}10$	12%	2%	1%	1%
		$\phi 300\text{P}15$	4%	4%	2%	2%
		$\phi 300\text{P}20$	2%	2%	4%	1%
		$\phi 200\text{P}10$	2%	5%	1%	1%
		$\phi 200\text{P}15$	3%	3%	1%	1%
		$\phi 200\text{P}20$	5%	6%	2%	1%
CBR Subrasante = 2%	h1 = 15 cm	$\phi 300\text{P}10$	3%	8%	1%	0%
		$\phi 300\text{P}15$	3%	3%	1%	1%
		$\phi 200\text{P}10$	4%	3%	1%	1%
	h2 = 20 cm	$\phi 300\text{P}10$	6%	7%	0%	0%
		$\phi 300\text{P}15$	3%	4%	0%	1%
		$\phi 200\text{P}10$	3%	5%	1%	0%
		$\phi 200\text{P}15$	3%	4%	1%	0%
		<b>Promedio</b>	<b>4%</b>	<b>5%</b>	<b>1%</b>	<b>1%</b>

El coeficiente de variación del LWD no varía si la medición es Indirecto o Directa. Sin embargo, no ocurre lo mismo con las celdas de presión, las cuales presentan mayor variación en las mediciones indirectas. Por lo tanto, para los siguientes análisis se utilizará la información del golpe directo.

## 7.2. Verificación de Reproducibilidad de Celdas

Se compararon las medias de los golpes directos sobre la celda 1 y celda 2 ante la misma carga mediante el análisis estadístico de comparación de medias (Detalle del procedimiento y resultados se encuentran en Anexo C). La Tabla 7-3 presenta los resultados obtenidos de la prueba de comparación de medias.

Tabla 7-3: Prueba t de medias para golpe directo

Subrasante	Espesor	Configuración de Carga	Diferencia entre celdas ( $\sigma_{C1} - \sigma_{C2}$ ) (Intervalo de 90% de confianza)	Cumple hipótesis nula $\alpha = 0,10$	Valor p (Prob. Error Tipo I*)
CBR Subrasante = 25%	h1 = 15 cm	$\phi 300P10$	6 a 12 kPa	No	0,3%
		$\phi 300P15$	0 a 12 kPa	Si	12,0%
		$\phi 300P20$	14 a 26 kPa	No	1,9%
		$\phi 200P10$	27 a 36 kPa	No	0,5%
		$\phi 200P15$	28 a 44 kPa	No	1,0%
		$\phi 200P20$	8 16 kPa	No	2,3%
	h2 = 20 cm	$\phi 300P10$	24 a 32 kPa	No	0,0%
		$\phi 300P15$	22 a 40 kPa	No	0,2%
		$\phi 300P20$	14 a 31 kPa	No	0,4%
		$\phi 200P10$	12 a 23 kPa	No	0,2%
		$\phi 200P15$	42 a 59 kPa	No	0,0%
		$\phi 200P20$	44 70 kPa	No	0,1%
CBR Subrasante = 2%	h1 = 15 cm	$\phi 300P10$	-42 a -37 kPa	No	0,0%
		$\phi 300P15$	-27 a -9 kPa	No	1,5%
		$\phi 200P10$	-40 a -35 kPa	No	0,0%
	h2 = 20 cm	$\phi 300P10$	-15 a -2 kPa	No	4,2%
		$\phi 300P15$	-15 a 5 kPa	Si	38,1%
		$\phi 200P10$	-30 a -24 kPa	No	0,0%
		$\phi 200P15$	-28 a -17 kPa	No	0,1%

\*Rechazar la Hipótesis nula ( $\sigma_{Celda1}$  es igual a  $\sigma_{Celda2}$ ) cuando es verdadera

Se puede observar que la reproducibilidad de mediciones se produce solamente en dos casos. Si bien se tenían ciertas variables controladas (carga aplicada, diámetro de plato, grado de compactación) la varianza de los resultados de un punto a otro se atribuye a los siguientes factores:

- a) Poca homogeneidad en el traspaso de cargas desde el suelo granular a la superficie de las celdas.
- b) Variabilidad intrínseca del proceso constructivo (proceso artesanal) en relación a la preparación de subrasante, colocación de celdas y construcción y compactación de la estructura de prueba.
- c) Excentricidad del plato del LWD con respecto a la celda, inclinación del LWD y altura de caída del peso (variabilidad asociada a la manipulación y aplomo durante medición).

### 7.3. Retro Cálculo de Modulo Elástico

Para el cálculo de Módulo Elástico a partir de los resultados del LWD se aplica directamente la fórmula 4.2. Para calcular el Módulo Elástico a partir de los resultados de las celdas de presión se utiliza la siguiente formula que viene del desarrollo de las fórmulas 2.6 y 2.7:

$$E_1 = E_{\text{Celda}} = \frac{1 - \nu_1^2}{1 - \nu_2^2} \cdot \left( \frac{a}{f \cdot h} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left( \frac{\sigma_{\text{LWD}}}{\sigma_{\text{Celda}}} \right)^{\frac{2}{3}} - 1}} \right)^3 \cdot E_2 \quad (7.1)$$

Para obtener el valor de  $E_2$ , se utilizarán los resultados obtenidos del ensayo CDP mediante la Fórmula 4.1, los cuales se presentan en la Tabla 7-4. El valor de  $f$  será 0,9 (sistema bicapa). Sin embargo, cuando el radio del plato de carga es igual al espesor de la base granular, se utilizará la fórmula 2.8, la cual entrega un valor de 1,1. Finalmente, se utilizará el valor 0,35 para la Razón de Poisson para ambos casos.

Tabla 7-4: Módulo Elástico subrasante 1 a partir de resultados de CDP

Subrasante	Localización	D (mm/golpe)	CBR Manual de Carreteras	CBR Promedio	$E_{01}$ promedio (MPa)
1	1	10,9	20%	25%	130
	2	5,8	43%		
	3	17,2	11%		
	4	8,6	27%		
2	1	61,0	2%	2%	27
	2	65,5	2%		
	3	70,0	2%		
	4	71,8	2%		

Los módulos se presentan en la Figura 7-1. Se descartaron los Módulos mayores a 500 (considerando los resultados de Módulo Resiliente de laboratorio disponibles en el Anexo B). Se puede observar que algunos Módulos retro calculado que están contruidos sobre la subrasante de CBR = 25 % tienen incluso Módulo Elástico menor a 100 MPa. También los Módulos de base granular de espesor 15 cm sobre la subrasante de CBR = 25% poseen valores de Módulo Elástico, obtenido a partir de las celdas, mayores a los obtenidos con el LWD, lo contrario ocurre con la estructura de espesor 20 cm y sobre la misma subrasante.

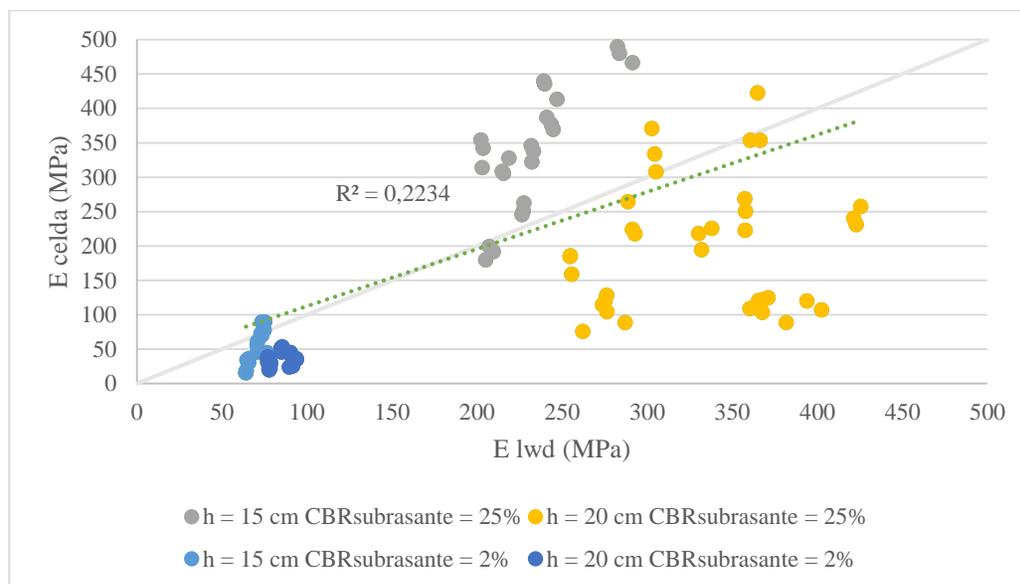


Figura 7-1: Módulo LWD vs Módulo Celda, f recomendados por literatura

Luego, se realizó un análisis de sensibilidad el valor  $f$ . En este caso se asumió que el Módulo del LWD es el que efectivamente representa la capacidad de soporte de la estructura y se despejó el valor  $f$  de la Fórmula 7-1 para cada medición. La siguiente Tabla 7-5 presenta los resultados para cada una de las celdas.

Tabla 7-5: Retro cálculo de valor f

Estructura		LWD		Referencia	Celda 1	Celda 2
CBR Subrasante (%)	Espesor (mm)	Diámetro Plato (mm)	Pesos (kg)	Valor $f_{literatura}$	Valor $f_{promedio}$	Valor $f_{promedio}$
25	150	300	10	1,1	1,28	-
			15-20	1,1	1,28	1,52
		200	10	0,9	1,07	1,38
			15-20	0,9	0,90	1,04
	200	300	10	0,9	0,68	0,93
			15-20	0,9	0,60	0,82
		200	10	0,9	0,75	0,91
			15-20	0,9	0,61	0,79
2	150	300	10	1,1	1,10	0,71
			15	1,1	1,01	0,88
		200	10	0,9	0,96	0,75
	200	300	10	0,9	0,70	0,61
			15	0,9	0,65	0,61
		200	10	0,9	0,71	0,59
			15	0,9	0,76	0,65

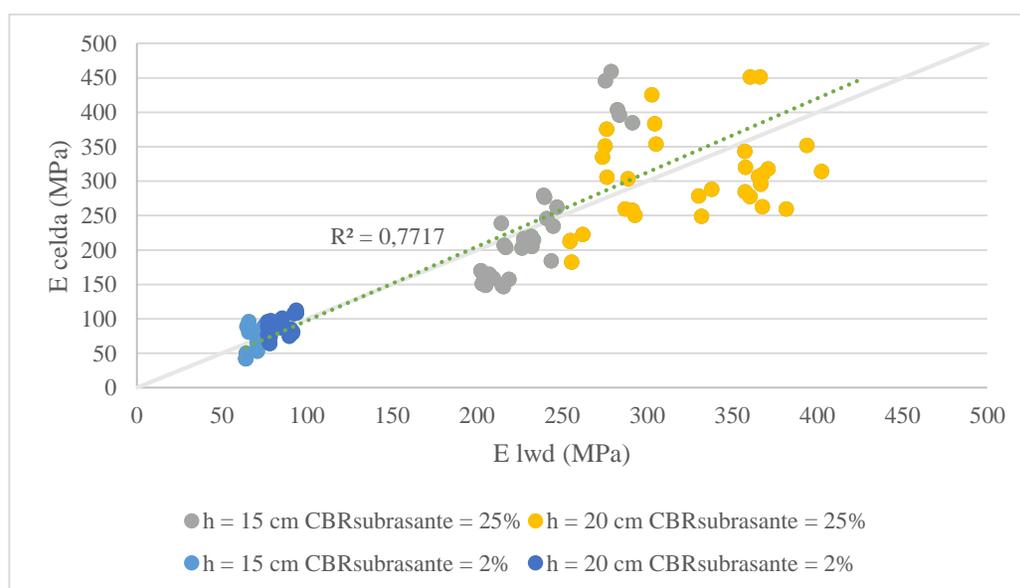


Figura 7-2: Módulo LWD vs Módulo Celda, f por celda

De la Tabla 7-6 se puede observar que los módulos del plato de diámetro 200 mm son mayores que los calculados con el plato de 300 mm, lo cual corrobora la teoría y la experiencia de laboratorio.

Tabla 7-6: Módulo Elástico retro calculado para distintos valores de f

Estructura		LWD		Valor f literatura		Valor f por celda	
CBR Subrasante (%)	Espesor (mm)	Diámetro Plato (mm)	$E_{lwd}$ (MPa)	$E_{celda}$ (MPa)	C.V. (%)	$E_{celda}$ (MPa)	C.V. (%)
25	150	200	237	429	65%	259	11%
		300	233	428	22%	235	52%
	200	200	369	219	43%	379	35%
		300	299	178	51%	297	23%
2	150	200	75	67	36%	75	3%
		300	69	45	50%	70	28%
	200	200	90	39	26%	91	15%
		300	78	29	21%	79	15%

#### 7.4. Efecto Shell

Con el objetivo de verificar si el Módulo del LWD es influenciado por las propiedades de la subrasante y del espesor de la base granular, se realizará una comparación de medias entre el Módulo Elástico obtenido por el LWD y el Módulo obtenido por la formula Shell (Tabla 7-7 y Figura 7-3).

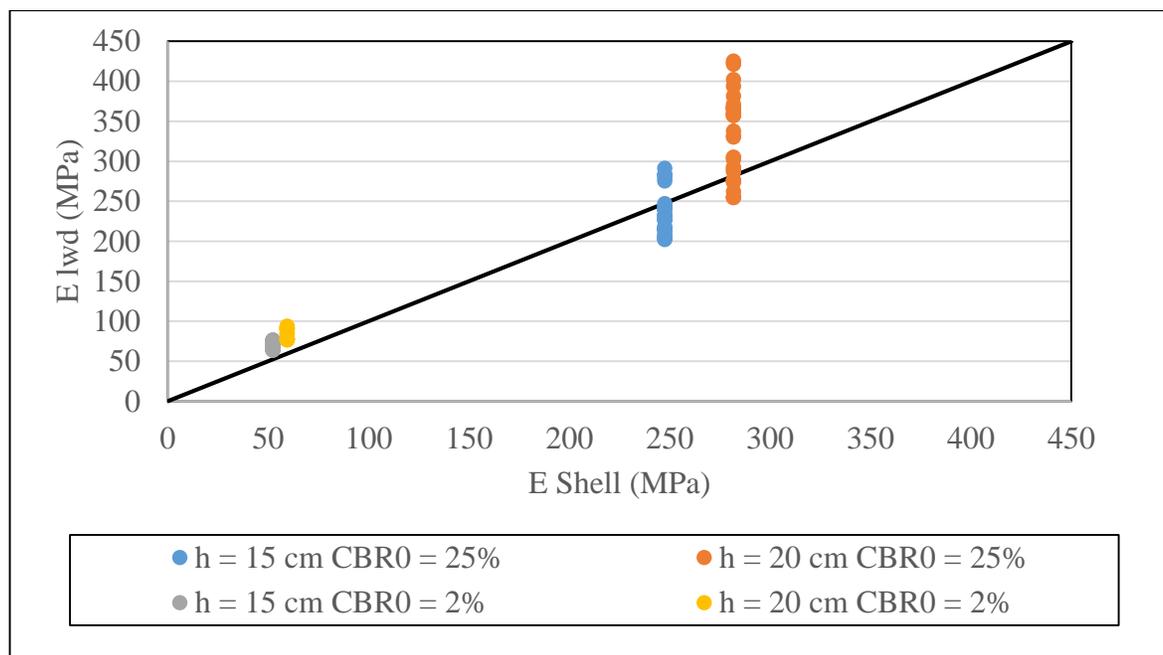


Figura 7-3: Resultados Módulo Shell vs Módulo LWD

Tabla 7-7: Módulo Elástico Shell vs LWD

Estructura		Módulo Elástico (MPa)		
CBR <sub>subrasante</sub>	Espesor (cm)	SHELL	LWD (φ300)	LWD (φ200)
25	15	247	233	237
	20	303	299	369
2	15	52	69	75
	20	60	78	90

Se realizó un análisis estadístico de comparación de medias, se concluye que los módulos no son iguales (Tabla 7-8).

Tabla 7-8: Análisis de medias Módulo LWD y Shell

Estructura del Experimento		Módulo Elástico		Análisis Estadístico		
CBR Subrasante (%)	Espesor (cm)	Promedio $E_{LWD}$ (MPa)	$E_{Shell}$ (MPa)	Intervalo de Confianza (90%)	Cumple hipótesis nula $\alpha=0,1$	Valor p (Prob. Error Tipo I*)
25%	h1 = 15 cm	235	247	227 a 244 MPa	No	22%
	h2 = 20 cm	334	303	310 a 348 MPa	No	84%
2%	h1 = 15 cm	71	52	69 a 73 MPa	No	11%
	h2 = 20 cm	84	60	82 a 86 MPa	No	3%

\* Rechazar la Hipótesis nula ( $E_{LWD}$  es igual a  $E_{Shell}$ ) cuando es verdadera

Luego, se consideraron los valores promedios de Módulo para cada estructura (Figura 7-4) se puede observar que existe una alta correlación ( $R^2=0,93$ ). Las Tablas 7-9 y 7-10 presentan la disminución porcentual que produce el CBR de la subrasante y el espesor de la base granular respectivamente.

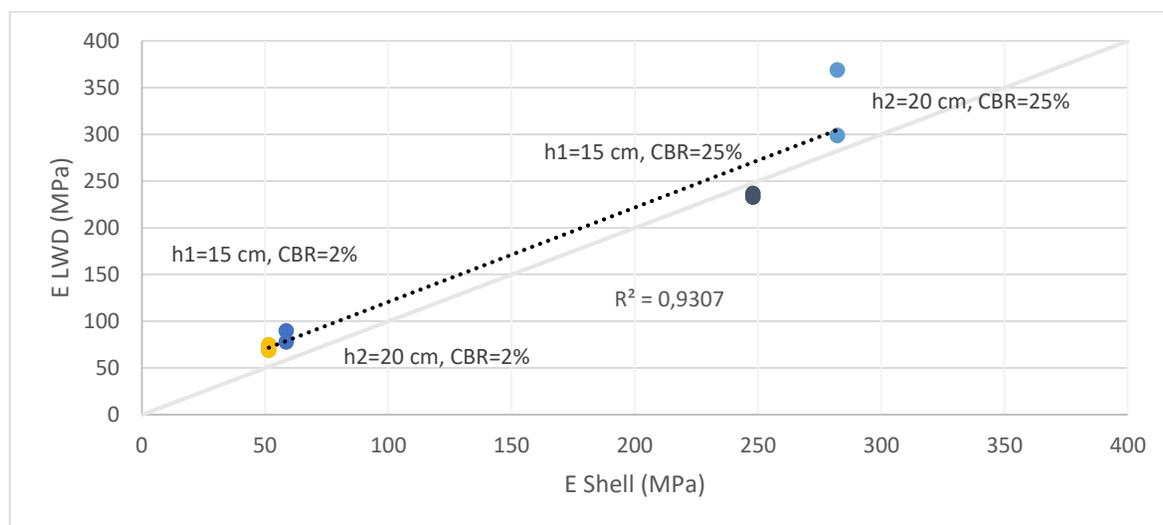


Figura 7-4: Correlación Promedio Módulo LWD y Promedio Módulo Elástico Combinado

Tabla 7-9: Disminución de Módulo LWD, espesor base granular constante

Módulo Elástico LWD (MPa)		CBR = 25%	CBR = 2%	$\Delta$ (MPa)	Disminución porcentual
$\phi 300$	h1=15cm	233	69	-164	-70%
	h2=20cm	299	78	-221	-74%
$\phi 200$	h1=15cm	237	75	-162	-68%
	h2=20cm	369	90	-279	-76%
<b>Promedio</b>				<b>-207</b>	<b>-72%</b>

Tabla 7-10: Disminución de Módulo LWD, CBR subrasante constante

Módulo Elástico (MPa)		h2 = 20cm	h1 = 15cm	$\Delta$ (MPa)	Disminución porcentual
$\phi 300$	CBR = 25%	299	233	-66	-22%
	CBR = 2%	78	69	-9	-12%
$\phi 200$	CBR = 25%	369	237	-132	-36%
	CBR = 2%	90	75	-15	-17%
<b>Promedio</b>				<b>-56</b>	<b>-22%</b>

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El deflectómetro de impacto liviano tiene una alta repetitividad ante la misma configuración de carga lo cual corrobora el estado de la práctica del equipo. Las Celdas de Presión también presentan alta repetitividad, sin embargo, ésta es mayor se aplica una carga directamente sobre las celdas a diferencia de una carga que se aplica a 175 cm de distancia. El estudio demostró que las tensiones verticales no se propagan horizontalmente de igual manera a una distancia equivalente.

Al colocar una segunda celda de presión ante condiciones similares de carga (aplicación de carga directamente sobre la celda), humedad y de estructuración, se rechaza la hipótesis que dice relación con que ambas celdas miden lo mismo. La diferencia de medición de cada celda varía entre los 10 y 50 kPa. Esta diferencia se atribuye a principalmente a la naturaleza heterogéneas de la base granular. Por lo tanto, las tensiones a nivel de subrasante están sujeto a variables que el modelo de Boussinesq no considera y que durante el análisis estructural pueden ser pasadas por alto.

Con respecto al Módulo del LWD y el Módulo obtenido de las celdas de presión. Los módulos del LWD son mayores cuando se utilizan cargas mayores (plato de 200 mm) en comparación a los módulos obtenidos con el plato de mayor diámetro (plato de 300 mm) la diferencia de módulo oscila entre 10 a 70 MPa. Luego, los valores  $f$  recomendados por la literatura no se ajustaban a los obtenidos por el LWD, entregando módulos muy bajos para las estructuras de espesor 20 cm y valores muy altos para las estructuras de 15 cm. No se encontró correlación evidente entre el módulo del LWD y el módulo de las celdas utilizando los valores  $f$  recomendados por la literatura. Por lo tanto, se retro calcularon nuevos parámetros  $f$ . Se determinaron valores  $f$  en función del espesor de la estructura, CBR

subrasante y radio de la carga aplicada y se calculó nuevamente los módulos y se obtuvo correlación de 0,77 con respecto al módulo obtenido por el LWD. Luego, con los nuevos valores  $f$  ajustados es posible obtener una mejor aproximación de los valores de tensiones para las estructuras utilizadas en este experimento. No se recomienda extrapolar los resultados del valor  $f$  a otras condiciones de estructuración y de carga.

En relación al módulo combinado, el Módulo Elástico del LWD logró captar el efecto de la subrasante lo cual se vio reflejado en el descenso del Módulo Elástico del LWD que estaba colocado sobre subrasante de menor Módulo, el espesor de la base granular igualmente tuvo un efecto proporcional en el Módulo del LWD. El módulo de la base granular se ve mayormente afectado al estar sobre una subrasante mala (disminución del 72% en valor de Módulo) que disminuyendo el espesor de ésta (disminución de 22%). En este caso la correlación fue alta  $R^2 = 0,93$  entre módulo de LWD y módulo Shell.

Luego, las recomendaciones son las siguientes:

- Los suelos granulares presentan una gran variabilidad dada su naturaleza heterogénea y los modelos de Boussinesq son una muy buena primera aproximación, sin embargo, no es posible llegar a un valor definitivo de tensión, para ello se recomienda un análisis de mayor complejidad utilizando, por ejemplo, elementos finitos.
- El valor de tensión vertical a nivel de subrasante no es absoluto ante una misma carga y espesor de estructura definido, la variabilidad propia de las bases granulares y en especial la variabilidad de la subrasante (más aún en proyecto de gran extensión como carreteras) el cálculo de tensiones no puede ser un valor único, los factores constructivos, humedad, más la variabilidad en las cargas aplicadas, entre otros, hacen que los módulos efectivos y por ende las tensiones a nivel de subrasante tengan una

alta variabilidad a lo largo de la estructura de pavimento. Finalmente, para futuras experiencias, se sugiere que las celdas de presión no estén en contacto directo con la base granular, lo ideal sería colocar alguna capa de suelo homogéneo sobre la celdas para evitar el efecto de cargas puntuales que puede producir los granos gruesos del suelo.

- El efecto Shell se logró validar con las estructuras utilizadas dejando en evidencia que el efecto de la subrasante, por lo tanto, es de suma importancia identificar los tramos de subrasante baja, verificar con el módulo Shell y validar el diseño o cambiarlo en caso de que no se cumpla con las especificaciones necesarias.
- El LWD es un equipo útil y versátil, de gran repetitividad y reproducibilidad con un módulo que toma en cuenta el efecto Shell. Los módulos en las bases granulares dependen directamente de la presión aplicada. Su uso es totalmente recomendado para el estudio de las bases granular para determinar homogeneidad, si existe algún problema de compactación o la existencia de una subrasante de mala calidad, sin embargo, para realizar un análisis de tensiones se recomienda utilizar los valores  $f$  obtenidos de esta investigación o realizando una calibración in situ utilizando la metodología de la presente investigación, ya que los factores  $f$  que se utilizan en la literatura y en el software mePads, en la mayoría de los casos son de origen desconocido o para materiales y condiciones distintas a las de las estructuras de pavimentos utilizados en Chile. Lo anterior, sin extrapolar a otro tipo de estructuras.

**BIBLIOGRAFIA**

AASHTO. (2007). AASHTO 307-99 - Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials.

Ahmed, A. y Khalid, H. (2011). Backcalculation Models to Evaluate Light Falling Weight Deflectometer Moduli of Road Foundation Layer Made with Bottom Ash Waste Abdelkader. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2227, 63-70

Al-amoudi, O. S. B., Asi, I. M., and Wahhab, H. I. A. (2002). Clegg Hammer - California-Bearing Ratio Correlations. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14 (6), 512–523.

ASTM. (2008). Standard Guide for Calculating In Situ Equivalent Elastic Moduli of Pavement Materials Using Layered Elastic Theory. (Reapproved), 1–7.

ASTM (2015). Standard Test Method for Measuring Deflections using a Portable Impulse Plate Load.

Angelone, S. y Martinez, F. (2015). Analysis of non-linear models describing the resilient behaviour for soils and unbound materials Analysis of non-linear models describing the resilient behaviour for soils and unbound materials. Road Laboratory, Institute of Applied Mechanics and Structures, University of Rosario, Argentina.

Asli, C., Feng, Z. Q., Porsher, G. y Rincent, J.-J. Back-Calculation of Elastic Modulus of Soil and Subgrade from Portable Falling Weight Deflectometer Measurement. *Engineering Structures ELSEVIER*, 34 (1), 1-7

Barrios, I. (2017). Análisis de Deformaciones Evaluadas con Sensores en Caminos de Bajo Volumen de Tránsito Sellados. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Bilodeau, J., and Dore, G. (2014). Stress distribution experienced under a portable light-weight deflectometer loading plate. *International Journal of Pavement Engineering*, 15(6), 564–575.

Bro, C. (2005). Prima 100 Portable Falling Weight Deflectometer. 1-35

De Solminihac, H. (2001). Gestión de Infraestructura Vial. Ediciones Universidad Católica de Chile.

Edwards, P., and Fleming, P. (2009). LWD Good Practice Guide. 1–22.

Fleming, P. R., Frost, M. W. Y Rogers, C.D.F. (2000). A Comparison of Devices for Measuring Stiffness In-situ. Proceedings of the Fifth International Conference on Unbound Aggregate In Roads, Nottingham, Reino Unido.

Fleming, P. R., Lambert J.P. Y Frost, M.W. (2006). In-Situ Assessment of Stiffness Modulus for Highway Foundations during Construction. Loughborough University, Department of Civil and Building Engineering & Nottingham Trent University, Division of Civil Engineering, The School of Property and Construction, Newton Building. Loughborough & Nottingham, Inglaterra.

Fleming, P. R., Frost, M. W., & Lambert, J. P. (2007). Review of Lightweight Deflectometer for Routine in Situ Assessment of Pavement Material Stiffness. *Transportation Research Board*, 2004(09). 80–87.

Garnica, P., Gómez, J. A., & Sesma, J. A. (2002). Mecánica de Materiales para Pavimentos, Publicación Técnica N°197, 1–234.

Geokon Inc. (2013). Earth Pressure Cells.

González, A., Cubrinovski M., Alabaster A., Thenoux G. (2012). Interpretation of Laboratory and Full-Scale Testing of New Zealand Foamed Bitumen Pavements using Finite Element Modeling. *Journal of Road Materials and Pavement Design*, 13(4). 578-598.

Gul, Y. y Ceylanoglu, A. (2013). Evaluation of Plate Loading Tests on some rocks formations for assessing the ground bearing capacity. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 131-136

Hayward, B. J. (2006). Investigation of Road Base Shear Strains Using In-Situ Instrumentation. University of Canterbury.

Halles, F., Thenoux, G. Sandoval, G., Mancila S., Apablaza C. (2011). Implementación de un programa de deterioro acelerado de pavimentos, primera parte: Instrumentalización de tramos de prueba. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Halles F y Thenoux G., (2012). Uso de sensores para la validación del estado de tensiones en la estructura de pavimentos. *Provia* 2012.

Hunt, A., Jenkins, R., Thompson, G., Baker, M., and Hopkins, M. (2013). Guide to the Measurement of Force.

Instituto Nacional de Normalización de Chile. (1999). Mecánica de suelos - Determinación de la razón de soporte de suelos compactados en laboratorio. 1- 15.

- Kamiura M., Sekine E., Abe N. y Maruyam T. (2000). Stiffness evaluation of the subgrade and granular aggregates using the portable FWD, Unbound Aggregates in Road Construction, Dawson Balkema, Rotterdam, Netherland,
- Lin, D., Liau, C., & Lin, J. (2006). Factors Affecting Portable Falling Weight Deflectometer Measurements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(6). 804–808.
- Livneh, M., and Goldberg, Y. (2001). Formation and Foundation Construction Use of Falling-Weight Deflectometer and Light Drop Weight. *Transportation Research Board, 80<sup>th</sup> Annual Meeting*. 69–77.
- Ministerio de Obras Públicas de Chile. (2016). Manual de Carreteras.
- Ministerio de Obras Públicas de Chile (2016). Red vial nacional - Dimensionamiento y características.
- Montgomery, D. C., and Runger, G. C. (2002). Applied Statistics and Probability for Engineers Third Edition.
- Mooney, M. A., and Miller, P. K. (2009). Analysis of Lightweight Deflectometer Test Based on In Situ Stress and Strain Response. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 135(2). 199–209.
- Nazzal, M. D., Abu-farsakh, M. Y., and Alshibli, K. (2016). Evaluating the Light Falling Weight Deflectometer Device for In Situ Measurement of Elastic Modulus of Pavement Layers. *Transportation Research Board, 2016*. 13–22.
- Osorio, A. (2008). Metodología de Evaluación In-Situ de la Capacidad de Soporte de Bases y Subbases Granulares de Pavimentos Flexibles con el Deflectómetro de Impacto Liviano. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Papagiannakis, A. T., and Masad, E. (2008). Pavement Design and Materials. John Wiley.
- Peters-Davis, K. y Timm, D. (2009). Recalibration of the Asphalt Layer Coefficient. National Center of Asphalt Technology (NCAT) at Auburn University.
- Petersen, M., Wahr, C., Palma, G., Castro, L., and Albornoz, J. (2011). Relación entre Módulo Resiliente Determinado Mediante Deflectómetro De Impacto y el de Laboratorio.
- Shell International Petroleum Company Ltd. (1978). Shell Pavement Design Manual. London.

- Stamp, D. H., and Mooney, M. A. (2013). Influence of Lightweight Deflectometer Characteristics on Deflection Measurement. *Geotechnical Testing Journal*. 36(2). 216–226.
- Tehrani, F. S. (2010). The Effect of Water Content on Light Weight Deflectometer Measurements. (GSP 199), 930–939.
- TEKSCAN. (2017). Force Sensors for Design.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.
- Thenoux, G. (1991). Aplicación de una nueva metodología para el control de compactación de suelos: Clegg Hammer. *Revista de Ingeniería de Construcción*, 10.
- Thenoux G. (2016). Apuntes de Diseño Estructural de Pavimentos. Pontificia Universidad Católica de Chile
- Tirado, C., Mazari, M., Carrasco, C., & Nazarian, S. (2015). Evaluating Influence Depth of Light Weight Deflectometer through Finite Element Modeling. *Airfield and Highway Pavement 2015*. 789–800.
- Ullidtz, P. (1998). Modelling Flexible Pavement Response and Performance. Technical University of Denmark.
- Viscarra, F. (2006). El cono dinámico de penetración y su aplicación en la evaluación de suelos.
- Von Quintus, H. y Killingsworth, B. (1997). Design Pamphelt for the Determination of Design Subgrade in Support of the AASHTO Guide for the Design of Pavements Structures.
- Yoder, E., J., and Witczak, M. W. (1975). Principles of Pavement Design.
- Weissig, D., R. (1995). Fundamentos sobre la Compactación

**ANEXOS**

## A. ANÁLISIS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

El anexo A corresponde a un extracto del capítulo 7 del libro de Papagiannakis y Masad (2008) el cual explica el modelamiento y análisis de pavimentos flexibles utilizando la solución propuesta por Boussinesq.

La condición más simple de carga corresponde a una carga puntual,  $P$ , aplicada sobre un espacio elástico semi infinito (Figura A-1). Las tensiones y deformaciones se definen a continuación

- $\sigma_z$ : Esfuerzo vertical normal
- $\sigma_r$ : Esfuerzo radial normal
- $\sigma_\theta$ : Esfuerzo tangencial Normal
- $\tau_{zr}$ : Esfuerzo de corte horizontal en dirección radial
- $\varepsilon_z$ : Deformación vertical normal
- $\varepsilon_r$ : Deformación radial normal
- $\varepsilon_\theta$ : Deformación tangencial normal
- $\gamma_{zr}$ : Deformación de corte horizontal en dirección radial

Considerando lo anterior, los desplazamientos pueden ser en dos direcciones, verticales y horizontales, las cuales se definen mediante las letras  $w$  y  $u$  respectivamente. (Figura A-1).

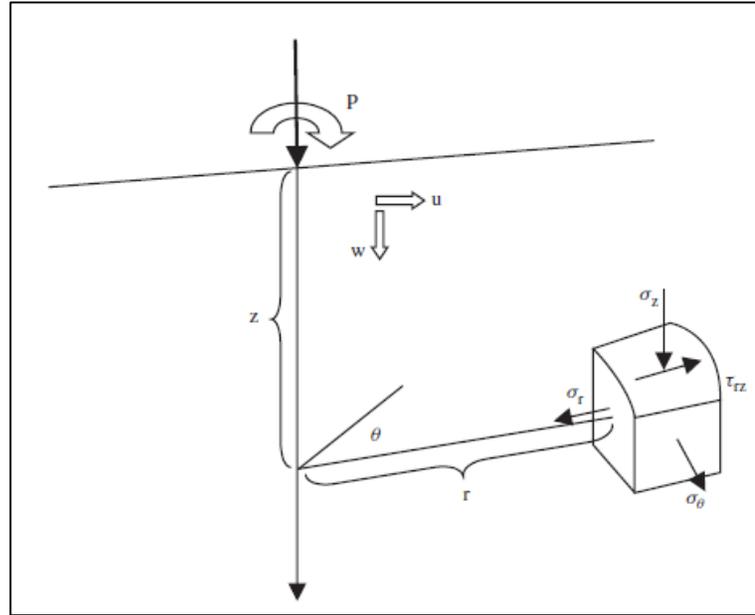


Figura A-1: Simetría Axial de esfuerzos en espacio elástico semi infinito (Papagiannakis, 2008)

$$\varepsilon_z = \frac{dw}{dz} \quad (\text{A. 1a})$$

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \quad (\text{A. 1b})$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad (\text{A. 1c})$$

$$\gamma_{zr} = \frac{du}{dz} + \frac{dw}{dr} \quad (\text{A. 1d})$$

$$\sigma_z = -\frac{P}{2\pi} \cdot \frac{3z^2}{(r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad (\text{A. 2a})$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2\pi} \cdot \left[ \frac{3r^2 \cdot z}{(r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} - \frac{1 - 2\nu}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right] \quad (\text{A. 2b})$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} \cdot (1 - 2\nu) \cdot \left[ \frac{z}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} - \frac{1 - 2\nu}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right] \quad (\text{A. 2c})$$

$$\tau_{zr} = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{3r \cdot z^2}{(r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad (\text{A. 2d})$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_z - \nu \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta)) \quad (\text{A. 3a})$$

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_r - \nu \cdot (\sigma_z + \sigma_\theta)) \quad (\text{A. 3b})$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_\theta - \nu \cdot (\sigma_r + \sigma_z)) \quad (\text{A. 3c})$$

$$\gamma_{zr} = \frac{2\tau_{zr}(1 + \nu)}{E} = \frac{\tau_{zr}}{G} \quad (\text{A. 3d})$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_z \\ \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \tau_{zr} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} (1 - \nu) & \nu & \nu & 0 \\ \nu & (1 - \nu) & \nu & 0 \\ \nu & \nu & (1 - \nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{zr} \end{Bmatrix} \quad (\text{A. 4})$$

Las deflexión vertical y horizontal,  $w$  y  $u$ , corresponden a la integral (asumiendo distribución uniforme) de los esfuerzos verticales y horizontales respectivamente:

$$w = \frac{P}{2\pi E} \left[ (1 + \nu)z^2(r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} + 2(1 - \nu^2)(r^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} \right] \quad (\text{A. 5a})$$

$$u = P \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{2\pi r E} \cdot \left[ z(r^2 + z^2)^{-1/2} - 1 + \frac{1}{1 - 2\nu} r^2 z (r^2 + z^2)^{-3/2} \right] \quad (\text{A. 5b})$$

Luego, en la superficie ( $z=0$ ), la deflexión horizontal superficial es:

$$u = \frac{P(1 - \nu^2)}{\pi E r} \quad (\text{A. 6})$$

Cuando  $r = 0$ , las expresiones son:

$$\sigma_z = p \cdot \left[ -1 \frac{z^2}{(a^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (\text{A. 7a})$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \frac{p}{2} \cdot \left[ \frac{2(1+\nu)z}{\sqrt{a^2+z^2}} - (1+2\nu) - \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (\text{A.7b})$$

$$\tau_{zr} = 0 \quad (\text{A.7c})$$

Finalmente, la deflexión debajo de una carga de radio  $a$  es:

$$w = \frac{2 \cdot (1-\nu^2)}{E} p \cdot a \quad (\text{A.8})$$

Despejando el Módulo Elástico, se obtiene la fórmula que utiliza el LWD para determinar este valor:

$$E = E_{\text{LWD}} = \frac{2 \cdot p \cdot a}{w} \cdot (1-\nu^2) \quad (\text{A.9})$$

## **B. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE SUELOS**

### **B.1 Descripción de Ensayos**

Los ensayos de caracterización de suelos en laboratorio son los siguientes:

- Granulometría, según el procedimiento del M.C. 8.102.1 (2016).
- Límites de Atterberg, según los procedimientos 8.102.3 y 8.102.4 del M.C. (2016).
- Ensayo de Proctor Modificado, según el procedimiento 8.102.7 del M.C. (2016).
- Ensayo de Módulo Resiliente, según el procedimiento T307-99 de AASHTO (2007).

Los suelos de subrasante serán sometidos a los siguientes ensayos:

- Granulometría, según el procedimiento del M.C. 8.102.1 (2016).
- Límites de Atterberg, según los procedimientos 8.102.3 y 8.102.4 del M.C. (2016).

Con el objetivo de obtener un valor de Módulo Elástico de referencia el cual se utilizará para los posteriores cálculos de Módulo Elástico Compuesto de la base granular. El ensayo realizado es el siguiente:

- Ensayo Cono de Penetración Dinámico (CDP), según el procedimiento 8.102.12 del M.C. (2016). Cada ensayo se realizará en los cuartos de la caja sobre ambos suelos de subrasante (Figura 5-2).

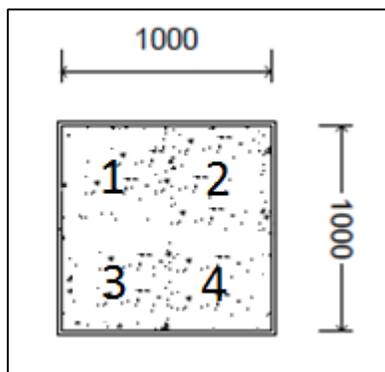


Figura B-1: Esquema de Ensayo CDP

Finalmente, las bases granulares en Chile deben cumplir el 95% de la DMSC del ensayo Proctor modificado, la estructura a escala real deberá cumplir con el mismo requerimiento. La verificación se realizará mediante el siguiente ensayo, el cual se ejecutará después de realizar las mediciones con el LWD y las Celdas de Presión:

- Ensayo de Cono de Arena para determinar Densidad”, según el procedimiento 8.102.9 del Manual de Carreteras de Chile (Ministerio de Obras Públicas de Chile, 2016).

## **B.2 Análisis de Resultados**

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio. La Tabla B-1 presenta en los ensayos de granulometría y de plasticidad (Figura B-2) de la base granular, la subrasante 1 y la subrasante 2. Según los ensayos de granulometría y los ensayos índices, la base granular tiene clasificación AASHTO A-1a-0 y clasificación USCS GW. Las subrasantes 1 y 2 tienen clasificación CL-ML y ML (Tabla B-2).

Tabla B-1: Resultados Granulometría

Tamiz		Porcentaje que pasa		
ASTM	(mm)	Base Granular	Subrasante 1	Subrasante 2
( 2" )	50	100%	100%	100%
( 1" )	25	83%	98%	100%
( 3/4" )	20	68%	93%	100%
( 3/8" )	10	48%	82%	95%
( N° 4 )	5	37%	74%	90%
( N° 10 )	2	25%	68%	87%
( N° 40 )	0,5	11%	55%	76%
( N° 200 )	0,08	2%	37%	56%
LL		-	-	34
IP		NP	NP	3

Tabla B-2: Clasificación de Subrasante 1

Clasificación	Base Granular	Subrasante 1	Subrasante 2
AASHTO	A-1a	A-4	A-4
UCSC	GW	CL-ML	ML

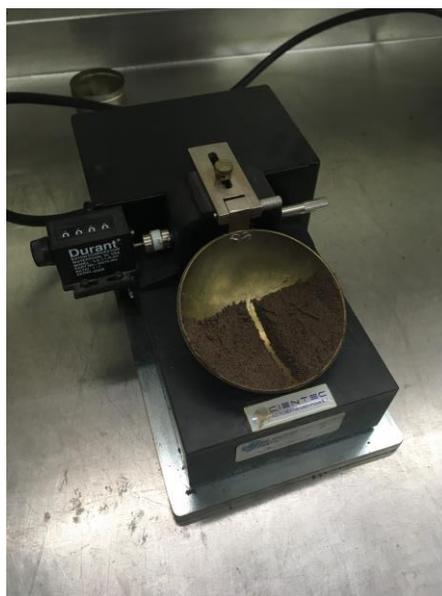


Figura B-2: Ensayo Límite Líquido con Instrumento de Casagrande

La Figura B-3 presenta los resultados obtenidos del ensayo Proctor modificado de la base granular. La humedad que maximiza la densidad seca corresponde a 7,7%. Luego, se elaboraron las probetas del ensayo de Módulo Resiliente y se construyeron las estructuras de prueba utilizando este valor de humedad.

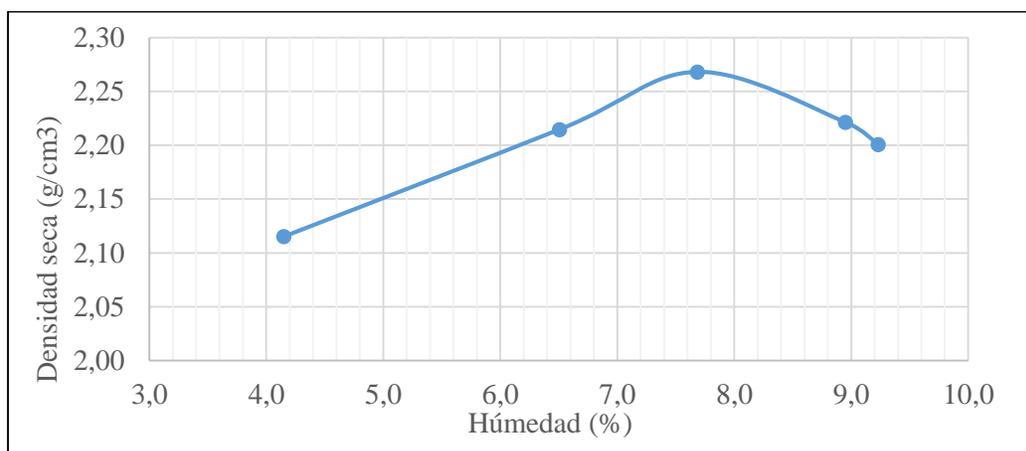


Figura B-3: Resultado Ensayo Proctor Modificado B.G.

La Tabla B-3 presenta los resultados obtenidos al someter dos probetas diferentes al mismo procedimiento.

Tabla B-3: Resultados Ensayo Módulo Resiliente

n	Probeta 1			Probeta 2		
	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	Mr (Mpa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	Mr (Mpa)
1	18	20	337	18	20	376
2	37	20	342	37	20	434
3	55	20	340	55	20	441
4	31	34	370	31	34	468
5	62	34	371	62	34	484
6	93	34	373	93	34	501
7	62	68	453	62	68	587
8	124	68	454	124	68	611
9	186	68	463	186	68	609
10	62	103	515	62	103	646
11	93	103	507	93	103	654
12	186	103	528	186	103	663
13	93	137	570	93	137	712
14	124	137	574	124	137	730
15	248	137	575	248	137	708

La Figura B-4 muestra una probeta del ensayo de Módulo Resiliente elaborada con el material que se utilizó como base granular en la estructura de prueba.



Figura B-4: Probeta ensayo Módulo Resiliente

Se puede observar en las Figuras B-5 y B-6 que el Módulo Resiliente de la base granular depende del confinamiento.

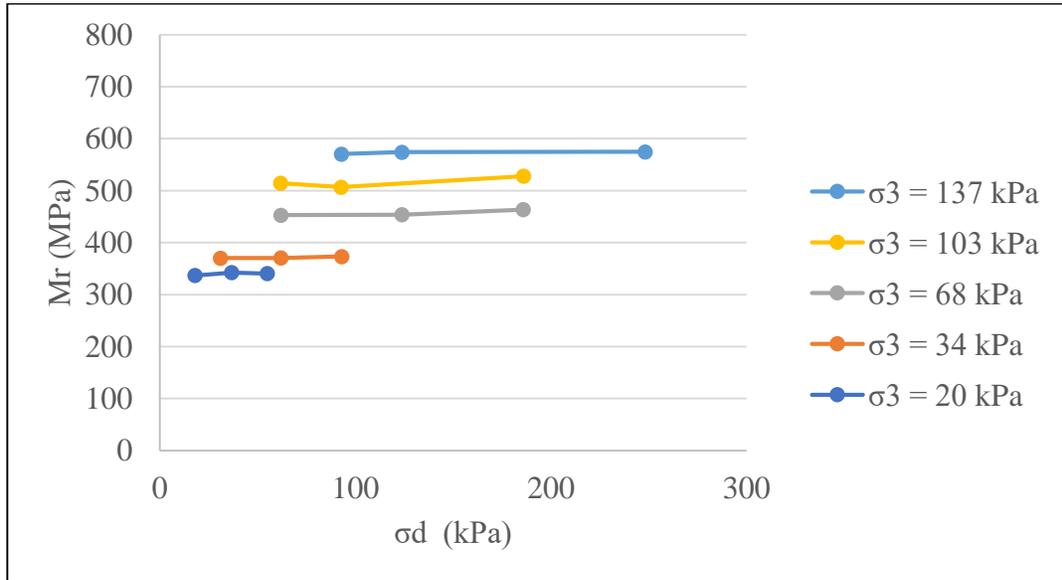


Figura B-5: Probeta N°1 Ensayo Módulo Resiliente

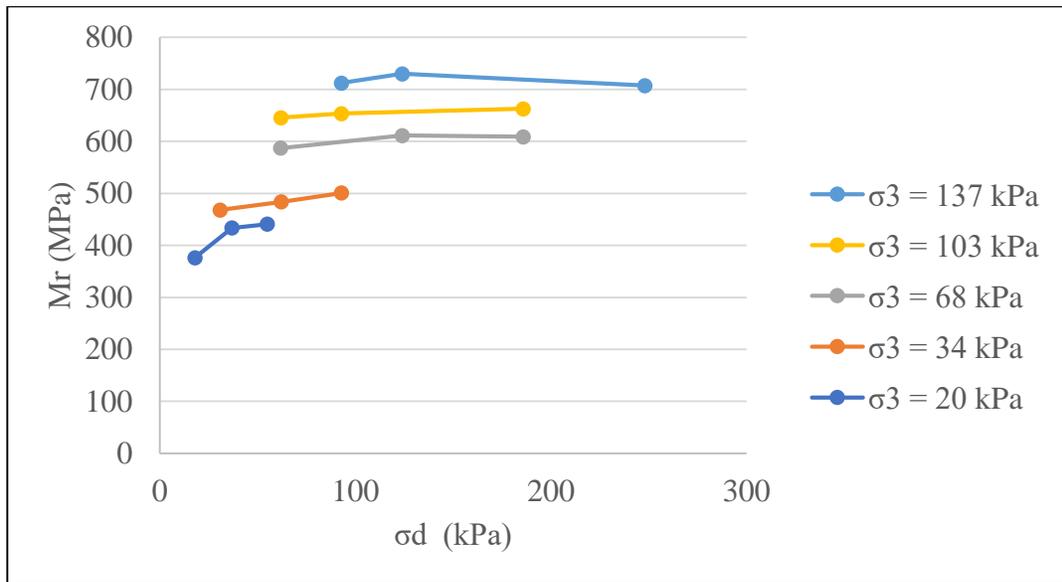


Figura B-6: Probeta N°2 Ensayo Módulo Resiliente

Existen ecuaciones que permiten predecir el Módulo Resiliente en función del estado de tensión (Fórmula B.1). Luego, con los resultados obtenidos en el ensayo, se determinaron los factores de ajuste  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  los cuales se presentan en la Tabla B-4

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot (1 + \sigma_3)^{k_3} \quad (\text{B. 1})$$

Tabla B-4: Factores de ajuste en fórmula de Módulo Resiliente

	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
<b>Probeta 1</b>	120	0,01	0,30	0,99
<b>Probeta 2</b>	171	0,04	0,25	0,98

Las Tablas B-5 y B-6 presentan los resultados del ensayo CDP sobre ambas subrasantes.

Tabla B-5: Resultados Ensayo Cono de Penetración sobre Subrasante 1, CBR>10%

<b>Localización</b>	<b>Estrato</b>	<b>Profundidad (cm)</b>	<b>D (mm/golpe)</b>
1	1	0-60	10,9
	2	61-72	7,9
2	1	0-19	5,8
	2	20-21	1,5
3	1	0-65	17,2
4	1	0-34	8,6
	2	35-66	11,2

Tabla B-6: Resultados Ensayo Cono de Penetración sobre Subrasante 2. CBR&lt;10%

Localización	Estrato	Profundidad (cm)	D (mm/golpe)
1	1	0-37	61,0
	2	38-52	19,3
	3	53-69	11,1
2	1	0-26	65,5
	2	27-56	20,1
	3	57-61	6,6
3	1	0-49	70,0
	2	50-55	12,2
4	1	0-29	71,8
	2	30-54	31,6
	3	55-62	11,9

Se puede observar en la Tabla B-7 que las cuatro estructuras construidas cumplen con el requisito del Manual de Carreteras (Ministerio de Obras Públicas de Chile, 2016), es decir, su porcentaje de compactación con respecto a la DMCS es igual o mayor a 95% (Figura B-7).

Tabla B-7: Resultados Ensayo de Cono de Arena en Base Granular

Espesor Base Granular (cm)	15	20	15	20
<b>CBR subrasante</b>	<b>15%</b>	<b>15%</b>	<b>3%</b>	<b>3%</b>
Densidad Húmeda (g/cm <sup>3</sup> )	2,31	2,46	2,33	2,32
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	2,19	2,18	2,17	2,18
DMCS	2,27	2,27	2,27	2,27
<b>Porcentaje de Compactación</b>	<b>96%</b>	<b>96%</b>	<b>95%</b>	<b>96%</b>



Figura B-7: Verificación de Densidad: Cono de Arena

**C. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE RESULTADOS DE CELDAS**

El coeficiente de variación se calcula según la siguiente fórmula:

$$C. V. = \frac{Sd_i}{\bar{x}_i} \cdot 100\% \quad (C. 1)$$

Donde:

$Sd_i$  : Desviación estándar de la muestra  $i$  (lectura de celda o medición de deflexión del LWD)

$\bar{x}_i$  : Promedio de la muestra  $i$  (lectura de celda o medición de deflexión del LWD)

### C.1 Coeficiente de Variación LWD y Celda, Medición Indirecta

Tabla C-1: C.V. Estructura 1, medición indirecta

	Deflectómetro			Celdas			
	Configuración	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	C.V. $\delta$	$\sigma_{\text{Celda1}}$ (kPa)	C.V. Celda1	$\sigma_{\text{Celda2}}$ (kPa)	C.V. Celda2
h = 15 cm, CBRsubrasante = 25%	$\phi 300\text{P10}$	257,2	4%	48	4%	57	11%
		245,7		49		51	
		240,4		52		48	
		235,8		53		42	
		252,2		52		49	
	$\phi 300\text{P15}$	304,2	5%	54	2%	53	8%
		297,2		55		49	
		274,2		55		44	
		266,0		54		45	
		275,5		57		52	
	$\phi 300\text{P20}$	394,3	2%	67	6%	74	4%
		392,4		80		71	
		380,7		76		69	
		400,7		75		75	
		389,3		74		78	
		397,4		81		72	
	$\phi 200\text{P10}$	288,1	9%	50	3%	21	5%
		254,8		53		22	
		234,8		52		23	
		267,1		54		21	
	$\phi 200\text{P15}$	615,8	4%	94	3%	104	4%
		593,6		96		99	
		574,5		100		101	
		579,3		98		97	
566,5		102		100			
561,2		102		110			
553,1		100		103			
$\phi 200\text{P20}$	712,5	6%	122	9%	107	7%	
	600,2		120		93		
	624,1		126		106		
	612,1		134		103		
	652,1		151		115		
	641,2		141		104		

Tabla C-2: C.V. Estructura 2, medición indirecta

	Deflectómetro			Celdas			
	Configuración	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	C.V. $\delta$	$\sigma_{\text{Celda1}}$ (kPa)	C.V. Celda1	$\sigma_{\text{Celda2}}$ (kPa)	C.V. Celda2
h = 20 cm, CBRsubrasante = 25%	$\phi 300\text{P}10$	175	2%	78	12%	40	2%
		172		65		38	
		169		63		39	
	$\phi 300\text{P}15$	233	2%	86	4%	48	4%
		233		91		46	
		238		94		44	
		235		89		49	
		237		85		45	
		243		92		47	
	$\phi 300\text{P}20$	384	2%	117	2%	95	2%
		370		110		95	
		371		113		98	
		369		112		96	
		366		114		92	
	$\phi 200\text{P}10$	257	4%	56	2%	32	5%
		243		60		34	
		242		58		36	
		236		57		37	
		235		58		35	
	$\phi 200\text{P}15$	388	4%	96	3%	65	3%
		350		92		67	
		348		90		68	
		362		95		67	
		358		95		69	
354		93		64			
$\phi 200\text{P}20$	462	3%	99	5%	70	6%	
	440		105		80		
	428		103		80		
	419		109		75		
	431		109		82		
	435		113		82		

Tabla C-3: C.V. Estructura 3, medición indirecta

	Deflectómetro			Celdas			
	Configuración	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	C.V. $\delta$	$\sigma_{\text{Celda1}}$ (kPa)	C.V. Celda1	$\sigma_{\text{Celda2}}$ (kPa)	C.V. Celda2
h = 15 cm, CBRsubrasante = 2%	$\phi 300\text{P10}$	789,1	0%	72	3%	52	8%
		799,2		74		66	
		793,9		75		59	
		794,8		76		61	
		794,9		75		65	
		790,8		70		60	
	$\phi 300\text{P15}$	1036,6	3%	108	3%	77	3%
		1088,9		105		83	
		1091,8		104		80	
		1114,8		104		82	
		1108,9		98		79	
		1092,7		104		77	
	$\phi 200\text{P10}$	899,2	1%	87	4%	64	3%
		902,9		82		65	
		902,1		79		65	
		915,1		82		64	
		902,5		78		60	
		907,5		81		62	

Tabla C-4: C.V. Estructura 4, medición indirecta

	Deflectómetro			Celdas			
	Configuración	Deflexión $\delta_{LWD}$ ( $\mu\text{m}$ )	C.V. $\delta$	$\sigma_{\text{Celda1}}$ (kPa)	C.V. Celda1	$\sigma_{\text{Celda2}}$ (kPa)	C.V. Celda2
$h = 20 \text{ cm}$ , CBRsubrasante = 2%	$\phi 300\text{P}10$	798	1%	84	6%	71	7%
		782		86		64	
		792		84		68	
		783		83		76	
		779		73		65	
		788		80		73	
	$\phi 300\text{P}15$	966	4%	112	3%	96	4%
		1025		109		90	
		1063		106		87	
		1075		104		90	
		1059		111		90	
		1083		103		94	
	$\phi 200\text{P}10$	861	1%	96	3%	70	5%
		851		95		67	
		866		95		65	
		879		99		73	
		867		100		72	
		883		101		76	
	$\phi 200\text{P}15$	1334	2%	132	3%	80	4%
		1268		137		89	
1283		138		90			
1310		137		89			
1316		145		90			
1300		137		86			

## C.2 Coeficiente de Variación LWD y Celda, Medición Directa

Tabla C-5: C.V. Estructura 1, medición directa

	Deflectómetro			Celda		
	Configuración	Deflexión $\delta$ LWD ( $\mu\text{m}$ )	C.V. $\delta$	Posición Celda	$\sigma_{\text{Celda}}$ (kPa)	C.V. Celda
h = 15 cm, CBRsubrasante = 25%	$\phi 300\text{P}10$	216	0%	1	60	2%
		217				
		216				
		709	3%	2	53	
		685				
		665				
	$\phi 300\text{P}15$	264	1%	1	67	5%
		269				
		272				
		311	1%	2	65	
		309				
		313				
	$\phi 300\text{P}20$	360	1%	1	102	1%
		357				
		365				
		1224	3%	2	78	
		1163				
		1206				
	$\phi 200\text{P}10$	278	1%	1	94	2%
		284				
		280				
		282	1%	2	62	
		276				
		283				
$\phi 200\text{P}15$	488	1%	1	175	2%	
	483					
	494					
	517	1%	2	148		
	512					
	513					
$\phi 200\text{P}20$	560	0%	1	195	1%	
	556					
	558					
	606	0%	2	182		
	607					
	611					

Tabla C-6: C.V. Estructura 2, medición directa

	Deflectómetro			Celda de presión			
	Configuración	Deflexión $\delta$ LWD ( $\mu\text{m}$ )	C.V. $\delta$	Posición Celda	$\sigma_{\text{Celda}}$ (kPa)	C.V. Celda	
h = 20 cm, CBRsubrasante = 25%	$\phi 300\text{P}10$	197	1%	1	87	2%	
		197			85		
		200			89		
			182	1%	2	56	4%
			179			59	
			181			61	
	$\phi 300\text{P}15$	182	2%	1	121	4%	
		183			115		
		188			126		
			253	2%	2	94	5%
			243			91	
			247			85	
	$\phi 300\text{P}20$	307	4%	1	142	4%	
		316			152		
		294			148		
			354	1%	2	123	3%
			349			129	
			348			121	
	$\phi 200\text{P}10$	194	1%	1	83	2%	
		194			87		
		192			84		
			227	1%	2	69	6%
			224			69	
			225			63	
$\phi 200\text{P}15$	298	1%	1	163	1%		
	296			159			
	299			161			
		299	1%	2	105	6%	
		303			117		
		300			110		
$\phi 200\text{P}20$	374	2%	1	207	4%		
	360			193			
	359			208			
		396	1%	2	144	4%	
		390			141		
		395			153		

Tabla C-7: Estructura 3, medición directa

	Deflectómetro			Celda		
	Configuración	Deflexión $\delta$ LWD ( $\mu\text{m}$ )	C.V. $\delta$	Posición Celda	$\sigma_{\text{Celda}}$ (kPa)	C.V. Celda
h = 15 cm, CBR <sub>subrasante</sub> = 2%	$\phi$ 300P10	665	1%	1	57	1%
		667			59	
		680			59	
		791	0%	2	99	2%
		789			95	
		783			98	
	$\phi$ 300P15	990	1%	1	99	7%
		967			87	
		991			92	
		1072	1%	2	108	4%
		1078			115	
		1062			108	
$\phi$ 200P10	1012	1%	1	91	2%	
	1007			89		
	1019			92		
	998	1%	2	127	1%	
	1006			128		
	1008			130		

Tabla C-8: Estructura 4, medición directa

	Deflectómetro			Celda		
	Configuración	Deflexión $\delta$ LWD ( $\mu\text{m}$ )	C.V. $\delta$	Posición Celda	$\sigma_{\text{Celda}}$ (kPa)	C.V. Celda
h = 20 cm, CBR <sub>subrasante</sub> = 2%	$\phi$ 300P10	663	0%	1	71	4%
		662			69	
		663			75	
		641	0%	2	84	
		645			82	
		641			76	
	$\phi$ 300P15	894	0%	1	106	3%
		896			110	
		893			103	
		871	1%	2	103	
		876			117	
		884			114	
	$\phi$ 200P10	831	1%	1	82	3%
		838			87	
		838			85	
		839	0%	2	110	
		843			112	
		843			113	
$\phi$ 200P15	1228	1%	1	105	4%	
	1214			105		
	1219			113		
	1124	0%	2	130		
	1130			129		
	1127			132		

### C.3 Verificación de Celdas, Medición Directa

El análisis estadístico de comparación de medias se presenta a continuación.

Hipótesis nula:  $\mu_1 - \mu_2 = 0$

Hipótesis alternativa:  $\mu_1 - \mu_2 \neq 0$

$$Z_0 = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}}} \quad (\text{C. 2})$$

Zona de rechazo:  $Z_0 > \frac{z_\alpha}{2}$  ó  $Z_0 < -\frac{z_\alpha}{2}$

Donde:

$\bar{X}_i$ : Promedio de las mediciones de la celda i, con i = 1 y 2

$\sigma_i$ : Desviación estándar de las mediciones de la celda i, con i = 1 y 2

$n_i$ : Número de mediciones de la celda i, con i = 1 y 2.

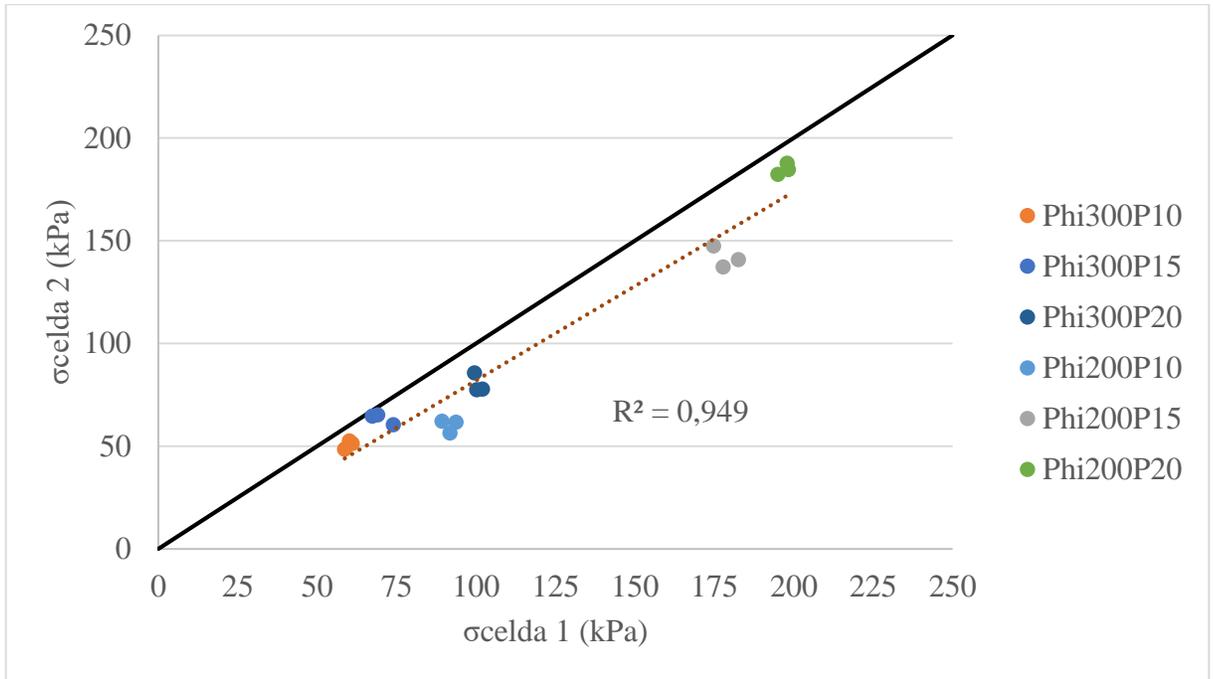


Figura C-1: Celda 1 vs Celda 2, Estructura 1, golpe directo

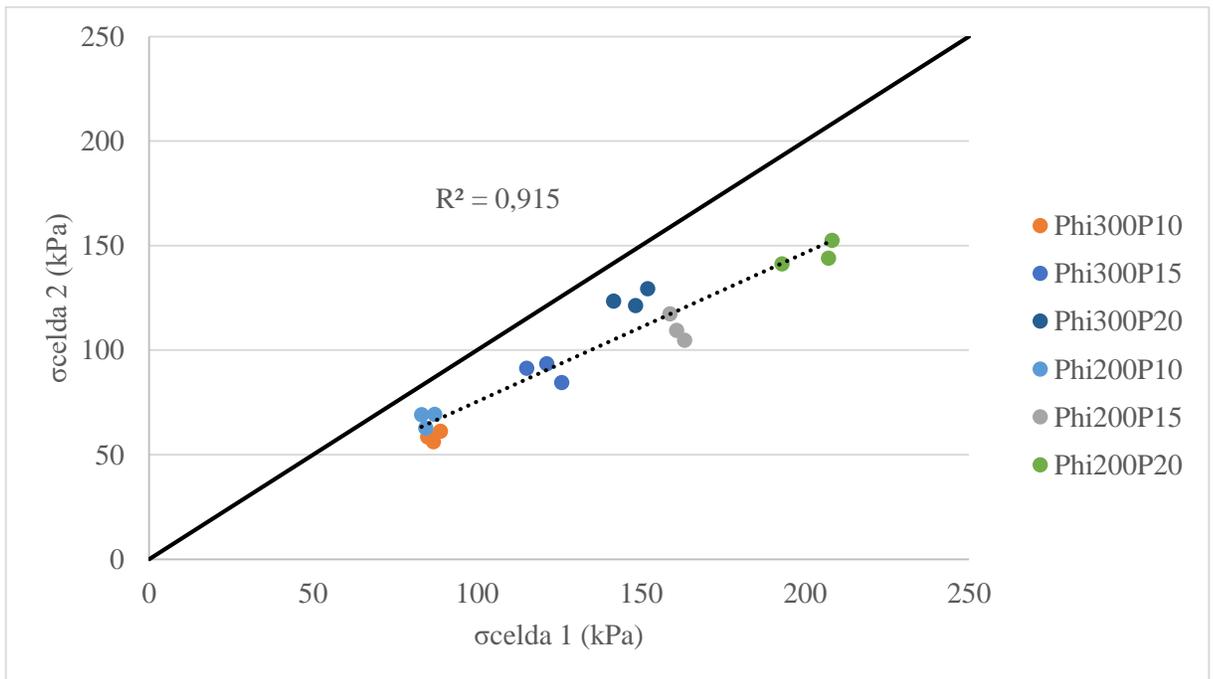


Figura C-2: Celda 1 vs Celda 2, Estructura 2, golpe directo

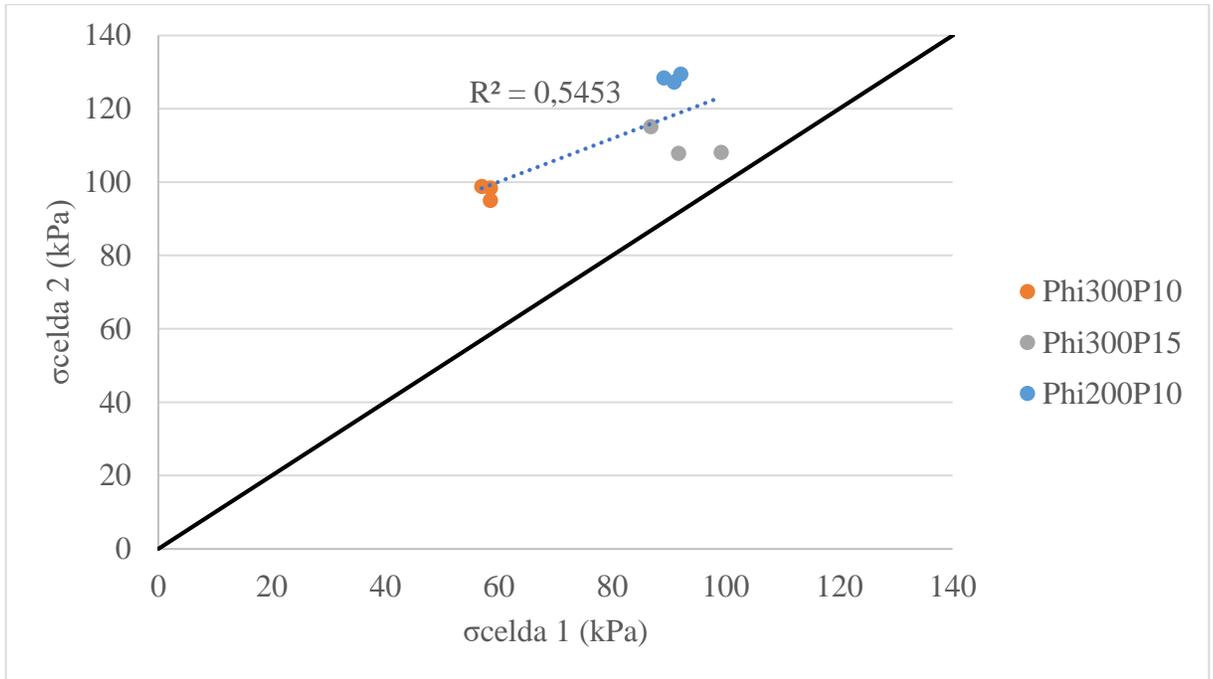


Figura C-3: Celda 1 vs Celda 2, Estructura 3, golpe directo

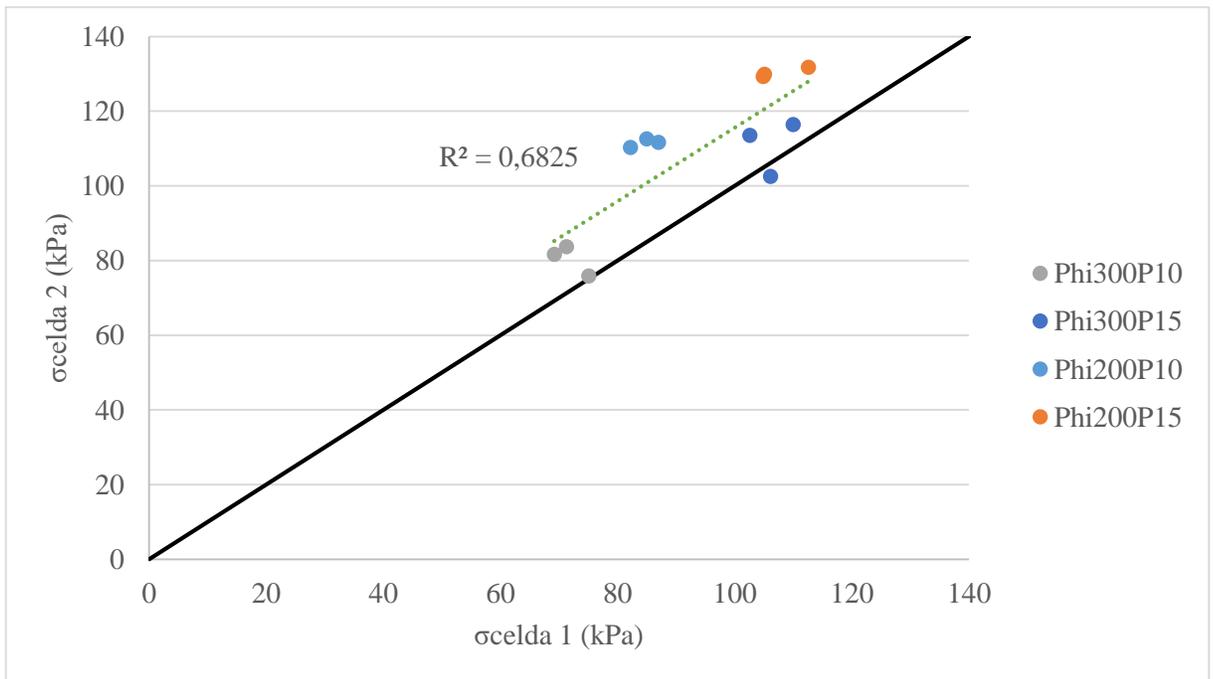


Figura C-4: Celda 1 vs Celda 2, Estructura 4, golpe directo

## D. RETROCÁLCULO DE F

### D1 Valor f literatura

Tabla D-1: Cálculo de Módulo, valor f literatura Estructura 1

	Deflectómetro			Celda		CDP	Análisis			
	Código	Presión (kPa)	$\delta$ ( $\mu\text{m}$ )	ELWD (MPa)	Id	$\sigma_{\text{Celda}}$ (kPa)	$E_{01}$ (MPa)	heq (mm)	Valor f	Ecelda (MPa)
h = 15 cm CBRsubrasante = 25%	$\phi 300\text{P}10$	150	216,2	244	1	60	130	235	1,1	377
		151	216,5	245		61	130	234	1,1	370
		152	216,4	247		59	130	243	1,1	413
	$\phi 300\text{P}15$	180	264,0	239	1	67	130	248	1,1	440
		184	269,0	240		69	130	247	1,1	436
		187	271,8	241		74	130	237	1,1	387
		191	310,9	216	2	65	130	266	1,1	546
		191	309,3	217		65	130	265	1,1	537
		191	313,0	214		61	130	279	1,1	629
	$\phi 300\text{P}20$	238	360,1	232	1	102	130	223	1,1	323
		237	357,2	233		100	130	227	1,1	338
		241	365,1	232		100	130	229	1,1	346
	$\phi 200\text{P}10$	346	278,0	291	1	94	130	207	0,9	467
		344	283,9	284		92	130	209	0,9	480
		338	280,1	283		89	130	210	0,9	490
		336	282,3	279	2	62	130	263	0,9	958
		334	276,1	283		57	130	276	0,9	1109
		333	282,8	276		62	130	260	0,9	929
	$\phi 200\text{P}15$	432	488,2	207	1	175	130	156	0,9	200
		433	483,2	210		178	130	154	0,9	192
		433	493,7	205		183	130	151	0,9	180
		449	517,0	203	2	148	130	181	0,9	314
		443	512,0	202		137	130	189	0,9	355
		446	512,9	204		141	130	186	0,9	343
$\phi 200\text{P}20$	545	560,5	228	1	195	130	171	0,9	263	
	538	555,9	226		198	130	167	0,9	246	
	542	557,9	227		198	130	168	0,9	251	
	566	605,6	219	2	182	130	184	0,9	328	
	557	606,6	215		185	130	180	0,9	309	
	563	611,2	216		188	130	180	0,9	306	

Tabla D-2: Cálculo de Módulo, valor f literatura Estructura 2

	Deflectómetro			Celda		CDP	Análisis			
	Código	Presión (kPa)	$\delta$ ( $\mu\text{m}$ )	ELWD (MPa)	Id	$\sigma_{\text{Celda}}$ (kPa)	$E_{01}$ (MPa)	heq (mm)	Valor f	Ecelda (MPa)
h = 20 cm CBRsubrasante = 25%	$\phi 300\text{P}10$	155	197,2	275	1	87	130	175	0,9	120
		155	196,8	276		85	130	179	0,9	129
		156	200,0	274		89	130	173	0,9	115
		157	181,8	303	2	56	130	255	0,9	371
		156	179,4	305		59	130	247	0,9	334
		157	180,8	305		61	130	240	0,9	308
	$\phi 300\text{P}15$	209	181,8	403	1	121	130	169	0,9	108
		205	183,0	394		115	130	176	0,9	121
		204	187,7	382		126	130	159	0,9	89
		210	252,7	291	2	94	130	216	0,9	225
		203	242,7	293		91	130	214	0,9	218
		203	246,8	289		85	130	228	0,9	265
	$\phi 300\text{P}20$	242	306,7	276	1	142	130	168	0,9	105
		236	315,9	262		152	130	151	0,9	76
		241	294,3	287		148	130	159	0,9	89
		257	353,8	255	2	123	130	203	0,9	185
		254	349,0	256		129	130	193	0,9	159
		253	348,3	255		121	130	203	0,9	186
	$\phi 200\text{P}10$	353	194,3	426	1	83	130	226	0,9	258
		350	193,6	423		87	130	218	0,9	232
		346	192,0	422		84	130	221	0,9	240
		350	227,0	361	2	69	130	251	0,9	354
		350	223,6	367		69	130	251	0,9	354
		351	224,8	365		63	130	267	0,9	423
$\phi 200\text{P}15$	467	298,2	367	1	163	130	174	0,9	117	
	462	296,0	366		159	130	176	0,9	121	
	471	299,2	368		161	130	176	0,9	122	
	456	298,7	357	2	105	130	229	0,9	269	
	463	303,0	358		117	130	216	0,9	223	
	459	300,5	358		110	130	224	0,9	251	
$\phi 200\text{P}20$	576	373,6	360	1	207	130	170	0,9	109	
	571	360,0	371		193	130	178	0,9	125	
	565	359,2	368		208	130	167	0,9	104	
	572	396,1	338	2	144	130	216	0,9	226	
	551	390,2	330		141	130	214	0,9	218	
	561	395,4	332		153	130	206	0,9	195	

Tabla D-3: Cálculo de Módulo, valor f literatura Estructura 3

	Deflectómetro				Celda		CDP	Análisis		
	Código	Presión (kPa)	$\delta$ ( $\mu\text{m}$ )	ELWD (MPa)	Id	$\sigma_{\text{Celda}}$ (kPa)	E01 (MPa)	heq (mm)	Valor f	Ecelda (MPa)
h = 15 cm CBRsubrasante = 2%	$\phi 300\text{P}10$	142	665,3	75	1	57	27	235	1,1	78
		140	666,6	74		59	27	227	1,1	71
		141	680,5	73		59	27	230	1,1	73
		144	790,7	64	2	99	27	139	1,1	16
		145	789,2	64		95	27	147	1,1	19
		143	783,4	64		98	27	139	1,1	16
	$\phi 300\text{P}15$	200	989,6	71	1	99	27	197	1,1	46
		196	966,9	71		87	27	217	1,1	61
		200	990,6	71		92	27	211	1,1	56
		201	1072,1	66	2	108	27	183	1,1	37
		202	1078,5	66		115	27	173	1,1	31
		196	1062,4	65		108	27	179	1,1	34
	$\phi 200\text{P}10$	320	1011,6	74	1	91	27	200	0,9	88
		317	1007,2	74		89	27	202	0,9	90
		328	1018,7	75		92	27	202	0,9	90
		327	997,8	77	2	127	27	160	0,9	45
		327	1005,8	76		128	27	159	0,9	44
		330	1007,6	77		130	27	159	0,9	44

Tabla D-4: Cálculo de Módulo, valor f literatura Estructura 4

	Deflectómetro				Celda		CDP	Análisis		
	Código	Presión (kPa)	$\delta$ ( $\mu\text{m}$ )	ELWD (MPa)	Id	$\sigma_{\text{Celda}}$ (kPa)	$E_{01}$ (MPa)	heq (mm)	Valor f	Ecelda (MPa)
h = 20 cm CBRsubrasante = 2%	$\phi 300\text{P}10$	145	662,8	77	1	71	27	199	0,9	37
		145	662,4	77		69	27	204	0,9	39
		145	662,7	77		75	27	190	0,9	32
		2	142	641,3	78	84	27	167	0,9	21
			143	644,6	78	82	27	172	0,9	24
			143	640,9	78	76	27	185	0,9	29
	$\phi 300\text{P}15$	198	894,3	78	1	106	27	184	0,9	29
		200	896,0	78		110	27	179	0,9	26
		198	893,3	78		103	27	190	0,9	32
		2	195	870,8	79	103	27	187	0,9	30
			194	875,7	78	117	27	164	0,9	20
			197	883,7	78	114	27	171	0,9	23
	$\phi 200\text{P}10$	321	830,9	90	1	82	27	214	0,9	45
		325	838,3	91		87	27	208	0,9	42
		324	838,4	90		85	27	211	0,9	43
		2	329	838,9	92	110	27	179	0,9	26
			330	843,5	91	112	27	177	0,9	26
			323	842,8	90	113	27	174	0,9	24
	$\phi 200\text{P}15$	449	1227,6	85	1	105	27	227	0,9	54
		440	1213,6	85		105	27	224	0,9	52
		443	1218,9	85		113	27	215	0,9	46
		2	444	1124,4	92	130	27	196	0,9	35
			453	1129,8	94	129	27	199	0,9	37
			453	1127,3	94	132	27	197	0,9	35

**D2 Valor f retro calculado y cálculo de Módulo**

Tabla D-5: Valor f retro calculado, Estructura 1

	Deflectómetro		Celda		Análisis					
	Carga	ELWD (MPa)	Id	$\sigma$ Celda (kPa)	heq (mm)	Valor f retro calculado	Valor f Promedio	Ecelda (MPa)	Ecelda promedio (MPa)	C.V.
h = 15 cm CBR <sub>subrasante</sub> = 25%	φ300P10	244	1	60	235	1,27	1,28	239	234	11%
		245		61	234	1,26		235		
		247		59	243	1,31		262		
	φ300P15	239		67	248	1,35	1,28	276		
		240		69	247	1,34		274		
		241		74	237	1,29		243		
	φ300P20	232		102	223	1,23	1,28	203		
		233		100	227	1,25		213		
		232		100	229	1,26		217		
	φ300P15	216	2	65	266	1,50	1,52	207	237	17%
		217		65	265	1,49		203		
		214		61	279	1,58		239		
	φ200P10	291	1	94	207	1,05	1,07	279		
		284		92	209	1,07		287		
		283		89	210	1,08		292		
	φ200P15	207		175	156	0,89	0,90	197		
		210		178	154	0,87		190		
		205		183	151	0,86		178		
φ200P20	228	195		171	0,94	0,90	259			
	226	198		167	0,92		242			
	227	198		168	0,93		248			
φ200P10	279	2	62	263	1,36	1,38	268			
	283		57	276	1,42		311			
	276		62	260	1,35		260			
φ200P15	203		148	181	1,04	1,04	202			
	202		137	189	1,09		228			
	204		141	186	1,07		221			
φ200P20	219		182	184	1,03	1,04	211			
	215		185	180	1,02		199			
	216		188	180	1,01		197			

Tabla D-6: Valor f retro calculado, Estructura 2

	Deflectómetro		Celda		Análisis					
	Carga	ELWD (MPa)	Id	Celda (kPa)	heq (mm)	Valor f retro calculado	Valor f Promedio	Ecelda (MPa)	Ecelda promedio (MPa)	C.V.
h = 20 cm CBRsubrasante = 25%	φ300P10	275	1	87	175	0,68	0,68	273	312,59	16%
		276		85	179	0,70		292		
		274		89	173	0,67		261		
	φ300P15	403		121	169	0,58	0,60	364		
		394		115	176	0,61		408		
		382		126	159	0,55		301		
	φ300P20	276		142	168	0,65	0,93	355		
		262		152	151	0,60		258		
		287		148	159	0,61		301		
	φ300P10	303	56	255	0,96	0,82	335	285,31		
		305	59	247	0,93		302			
		305	61	240	0,90		278			
	φ300P15	291	94	216	0,83	0,81	300			
		293	91	214	0,82		291			
		289	85	228	0,87		353			
	φ300P20	255	123	203	0,81	0,75	248			
		256	129	193	0,77		212			
		255	121	203	0,81		249			
	φ200P10	426	83	226	0,76	0,61	449	386,02		
		423	87	218	0,74		403			
		422	84	221	0,75		419			
	φ200P15	367	163	174	0,61	0,91	368			
		366	159	176	0,62		382			
		368	161	176	0,62		386			
φ200P20	360	207	170	0,60	0,79	345				
	371	193	178	0,63		395				
	368	208	167	0,59		327				
φ200P10	361	69	251	0,89	0,91	343	352,86			
	367	69	251	0,89		343				
	365	63	267	0,95		409				
φ200P15	357	105	229	0,82	0,79	405				
	358	117	216	0,77		336				
	358	110	224	0,80		378				
φ200P20	338	144	216	0,79	0,75	340				
	330	141	214	0,78		329				
	332	153	206	0,75		293				

Tabla D-7: Valor f retro calculado, Estructura 3

	Deflectómetro		Celda		Análisis					
	Carga	ELWD (MPa)	Id	Celda (kPa)	heq (mm)	Valor f retro calculado	Valor f Promedio	Ecelda (MPa)	Ecelda promedio (MPa)	C.V.
h = 15 cm CBR <sub>subrasante</sub> = 2%	φ300P10	75	1	57	235	1,1	1,10	78	73	10%
		74		59	227	1,1		71		
		73		59	230	1,1		73		
	φ300P15	71		99	197	1,0	1,01	60		
		71		87	217	1,0		80		
		71		92	211	1,0		74		
	φ300P10	64	2	99	139	0,7	0,71	61	65	8%
		64		95	147	0,7		72		
		64		98	139	0,7		61		
	φ300P15	66		108	183	0,9	0,88	71		
		66		115	173	0,9		60		
		65		108	179	0,9		66		
φ200P10	74	1	91	200	1,0	0,96	73	74	1%	
	74		89	202	1,0		75			
	75		92	202	1,0		75			
φ200P10	77	2	127	160	0,8	0,75	77	77	1%	
	76		128	159	0,8		76			
	77		130	159	0,8		76			

Tabla D-8: Valor f retro calculado, Estructura 4

	Deflectómetro		Celda		Análisis				
	Carga	ELWD (MPa)	Id	Celda (kPa)	Valor f retro calculado	Valor f Promedio	Ecelda (MPa)	Ecelda promedio (MPa)	C.V.
h = 20 cm CBR <sub>subrasante</sub> = 2%	φ300P10	77	1	71	0,70	0,70	79	78	9%
		77		69	0,72		85		
		77		75	0,67		68		
	φ300P15	78		106	0,65	0,65	78		
		78		110	0,62		72		
		78		103	0,67		86		
	φ300P10	78	2	84	0,59	0,61	68	79	17%
		78		82	0,60		75		
		78		76	0,65		92		
	φ300P15	79		103	0,65	0,61	98		
		78		117	0,57		66		
		78		114	0,60		75		
	φ200P10	90	1	82	0,72	0,71	94	88	6%
		91		87	0,69		86		
		90		85	0,70		90		
	φ200P15	85		105	0,77	0,76	90		
		85		105	0,77		87		
		85		113	0,74		77		
	φ200P10	92	2	110	0,59	0,59	95	92	3%
		91		112	0,59		93		
		90		113	0,58		87		
	φ200P15	92		130	0,65	0,65	92		
		94		129	0,66		96		
		94		132	0,65		92		