

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA DE  
CONFINAMIENTO CELULAR COMO ALTERNATIVA DE MEJORAMIENTO DE  
SUELOS**

**Por:**

**LAURA MERCEDES MARTÍN GARZÓN**

**INGENIERA CIVIL**



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN GEOTÉCNIA**

**BOGOTÁ, 2017**

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA DE  
CONFINAMIENTO CELULAR COMO ALTERNATIVA DE MEJORAMIENTO DE  
SUELOS**

**Por:**

**LAURA MERCEDES MARTÍN GARZÓN  
INGENIERA CIVIL**

**DIRECTOR:**

**HERMES ARIEL VACCA GÁMEZ  
MIC, INGENIERO CIVIL**

**CODIRECTOR:**

**LUIS FELIPE PRADA SARMIENTO  
DOCTOR, MIC, INGENIERO CIVIL**

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN GEOTÉCNIA**

**BOGOTA, 2017**

## **AGRADECIMIENTO**

A todas las personas que colaboraron en la realización de este trabajo de grado, especialmente a los Ingenieros Alexis Pérez y Daniel Silva.

Al Ingeniero Hermes Vacca, por su dirección y guía en el desarrollo del proyecto.

A los profesores de la Pontificia Universidad Javeriana, por darme lo mejor de sus enseñanzas.

A mi familia, por la paciencia, impulso y apoyo que me brindaron.

## CONTENIDO

RESUMEN.....	10
DESARROLLO DEL DOCUMENTO .....	11
1. GENERALIDADES .....	12
1.1. INTRODUCCIÓN.....	12
1.2. JUSTIFICACIÓN .....	14
1.3. OBJETIVOS .....	15
1.3.1. Objetivo General.....	15
1.3.2. Objetivos Específicos .....	15
2. MARCOS DE REFERENCIA .....	16
2.1. MARCO CONCEPTUAL.....	16
2.1.1. Estabilización de Suelos.....	16
2.1.2. Sistema de Confinamiento Celular.....	17
2.1.3. Procesos de Carga.....	21
2.2. MARCO DE ANTECEDENTES.....	24
3. METODOLOGÍA.....	32
3.1. FASE I: DOCUMENTACIÓN .....	32
3.2. FASE II: PREPARACIÓN DE MATERIALES, INSTRUMENTOS Y EQUIPOS... 33	
3.2.1. Caracterización del material de subrasante .....	34
3.2.2. Instrumentos y Equipos .....	34
3.3. FASE III: FASE EXPERIMENTAL.....	37
3.3.1. Modelo 1.....	38
3.3.2. Modelo 2.....	41
4. RESULTADOS .....	48
4.1. Materiales e Instrumentos.....	48
4.1.1. Clasificación de la Subrasante.....	48
4.1.2. Caracterización de Geoceldas.....	49
4.1.3. Calibración de Instrumentos .....	49
4.2. Diseño Caja Metálica .....	51
4.3. Resultados de Ensayos del Modelo1 .....	52
4.4. Repetitividad de pruebas del Modelo 2.....	53
4.5. Resultados de Ensayos del Modelo 2.....	56
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	59
5.1. Escenario 1 – Carga constante.....	59

5.2. Escenario 2 – Carga en rampa .....	62
5.3. Escenario 3 – Carga cíclica .....	65
6. CONCLUSIONES .....	74
7. RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES .....	76
8. BIBLIOGRAFIA.....	77
ANEXO 1 .....	84
ANEXO 2.....	94
ANEXO 3.....	106
ANEXO 4.....	130
ANEXO 5.....	134

## TABLAS

Tabla 1. Problemas asociados con la duración de aplicación de carga y repetitividad de ciclos de aplicación.....	22
Tabla 2. Resumen estudios previos de geoceldas como método de reforzamiento .....	24
Tabla 3. Marco de Referencia de Ensayos .....	34
Tabla 4. Resultados de los ensayos de caracterización del material de estudio. ....	48
Tabla 5. Propiedades de las geoceldas empleadas en el Modelo 2. ....	49
Tabla 6. Desplazamiento vertical para las profundidades analizadas, para SSR-C y SSR-C y modelo real. ....	72

## FIGURAS

Figura 1. Esquema de malla de Geoceldas. ....	17
Figura 2. Efecto de resistencia lateral del reforzamiento con geocelda. ....	19
Figura 3. Efecto dispersión del esfuerzo vertical del reforzamiento con geocelda. ....	19
Figura 4. Efecto de membrana del reforzamiento con geocelda. ....	20
Figura 5. Esquema de funcionamiento de geoceldas. ....	20
Figura 6. Clasificación de los procesos de carga dinámicos y estáticos. ....	21
Figura 7. Geometrías analizadas por Yuu y otros. ....	25
Figura 8. Efecto de la calidad del material de relleno y resistencia de la subrasante en el funcionamiento de la estructura de pavimento reforzada con geocelda. ....	26
Figura 9. Modelo experimental y malla modelada realizado por Han y otros. ....	26
Figura 10. Relación desplazamiento – carga, resultado del modelo numérico y del laboratorio, Han, 2008. ....	27
Figura 11. Efecto de Cohesión aparente. ....	28
Figura 12. Relación Deformaciones - Esfuerzos bajo carga monotónica. Estudio PUJ. ...	29
Figura 13. Modelo de muro con geoceldas. Estudio Universidad de los Andes. ....	30
Figura 14. Esquema de la Metodología desarrollada en la presente investigación. ....	32
Figura 15. Esquema de la fase de documentación para la presente investigación. ....	32
Figura 16. Esquema fase de calibración de instrumentos, caracterización de materiales	33
Figura 17. Curva calibración celdas de presión. ....	35
Figura 18. Esquema fase de experimentación. ....	37
Figura 19. Esquema Modelo 1 - Escenario 1. ....	38
Figura 20. Registro Esfuerzo-desplazamiento Modelo 1 - Celda de presión a Prof. 0.09m, con capa de arena. ....	40
Figura 21. Configuración de ensayos Modelo 1. ....	40
Figura 22. Esquema Modelo Experimental 2 con geocelda. ....	41
Figura 23. Ensayos Modelo 2 realizados. ....	42
Figura 24. Esquema escenarios desarrollados en ensayos Modelo 2. ....	43
Figura 25. Presión aplicada en el Escenario de carga 1 del Modelo 2. Carga constante de 5 kN, seguida de carga constante de 7.5 kN. Fuente: Propia. ....	45
Figura 26. Presión aplicada en el Escenario de carga 2 del Modelo 2. Carga en rampa de 0 a 15 kN. ....	45
Figura 27. Presión aplicada en el Escenario de carga 3 del Modelo 2. Carga de 0.5 kN a 4.0 kN, de 0.5 kN a 5.0 kN y de 0.5 kN a 6.0 kN a una frecuencia de 1 Hz, durante 10000 ciclos cada carga. ....	46
Figura 28. Curvas de calibración de celdas de presión del Modelos 1. ....	50
Figura 29. Curvas de calibración de celdas de presión para el Modelos 2. ....	50
Figura 30. Esquema diseño de caja metálica para ensayos del Modelo 2. ....	51
Figura 31. Esfuerzo aplicado, medido y calculado Modelo 1-Escenario 4, de celda con y sin capa de arena a 0.04 m de profundidad. ....	52
Figura 32. Esfuerzo aplicado, medido y calculado en el Modelo 1-Escenario 3, con celda a 0.09 m de profundidad, con y sin capa de arena. ....	52

Figura 33. Esquema de actividades – Montaje 2.....	54
Figura 34. Desplazamiento-Presión de las capas de subrasante. Escenario de carga en rampa de 0 a 15 kN. Comparación entre Ensayo 1 y 2 de subrasante no reforzada - SNR .....	55
Figura 35. Desplazamiento-Presión de las capas de subrasante. Escenario de carga en rampa de 0 a 15 kN. Comparación Ensayo 1 y 2 de subrasante reforzada - SR.....	55
Figura 36. Desplazamiento de capas de subrasante. Escenario de carga 1. Carga constante para subrasante reforzada y no reforzada. (a) Detalle (b) Desplazamiento Total. ....	56
Figura 37. Desplazamiento de capas de subrasante. Escenario de carga 2. Carga en rampa para subrasante reforzada y no reforzada. (a) Detalle (b) Desplazamiento Total..	57
Figura 38. Desplazamiento de capas de subrasante. Escenario de carga 3. Carga cíclica, para subrasante reforzada y no reforzada. (a) Detalle (b) Desplazamiento Total.....	58
Figura 39. (a) Desplazamiento de las capas de SSR y SR, bajo carga constante (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	59
Figura 40. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	60
Figura 41. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0.05 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	60
Figura 42. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0.2 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	60
Figura 43. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0.35 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	61
Figura 44. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0.5 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	61
Figura 45. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR - carga estática, bajo presión de 255 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. ....	61
Figura 46. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR- carga estática, bajo presión de 382 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. ....	62
Figura 47. (a) Desplazamiento de las capas de SSR y SR, bajo carga en rampa. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	62
Figura 48. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	63
Figura 49. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0.05 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	63
Figura 50. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0.2 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	64
Figura 51. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0.35 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	64
Figura 52. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0.5 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR.....	64



Figura 53. (a) Desplazamiento de las capas SSR y SR- carga en rampa, bajo presión de 300 kPa-Punto intermedio de carga. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. ....	65
Figura 54. (a) Desplazamiento total de las capas SSR y SR- carga en rampa, bajo presión de 700 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. ....	65
Figura 55. (a) Desplazamiento de las capas de SSR y SR, bajo carga cíclica. (b) Detalle. ....	66
Figura 56. Relación porcentual del mejoramiento en la SR – Carga cíclica. ....	66
Figura 57. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	67
Figura 58. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0.05 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	67
Figura 59. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0.2 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	68
Figura 60. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0.35 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	68
Figura 61. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0.5 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. ....	68
Figura 62. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR- carga cíclica, bajo presión de 0 kPa a 204 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. ....	69
Figura 63. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR- carga cíclica, bajo presión de 0 kPa a 255 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. ....	69
Figura 64. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR- carga cíclica, bajo presión de 0 kPa a 306 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. ....	70
Figura 65. Mejoramiento porcentual en la SR - carga estática. Presión aplicada de 255 kPa y 382 kPa. ....	70
Figura 66. Mejoramiento porcentual en la SR - carga en rampa. Presión aplicada de 300 kPa y 700 kPa. ....	71
Figura 67. Mejoramiento porcentual en la SR - carga cíclica. Presión aplicada de 204 kPa, 255 y 306 kPa. ....	71

## IMÁGENES

Imagen 1. Geoceldas.....	18
Imagen 2. (a) Refuerzo en vías Campo Petrolero Rancho Hermoso, Casanare, y (b) Estabilización de suelos Transmilenio Avenida Américas Bogotá D.C. ....	30
Imagen 3. Procedimiento calibración celdas de presión.....	35
Imagen 4. LVDT empleados en los ensayos del Montaje 2.....	36
Imagen 5. (a) Actuador dinámico empotrado en el marco metálico del Laboratorio de la PUJ (b) Montaje ensayo Modelo 2. (c) Actuador dinámico.....	37
Imagen 6. Montaje de ensayo Modelo 1. ....	39
Imagen 7. Montaje Modelo 2. (a) Colocación y compactación del material. (b) Instrumentación con celdas de presión (c) Colocación material y geocelda. (d) Verificación de nivel. (e) Colocación de disco para aplicar carga y nivelación (f) Instrumentación con LVDTs. ....	44
Imagen 8. Registro MTS de aplicación de carga de 0.5 kNa 4 kN, a 7 Hz. ....	47

## RESUMEN

El estudio experimental realizado, analizó el comportamiento mecánico de una subrasante blanda ante la incorporación de una geocelda en su estructura, sometida a carga estática y dinámica. El proceso comprendió la preparación de materiales, equipos e instrumentos; el desarrollo experimental, que se centró en la conformación de una estructura de subrasante que fue sometida a cargas estáticas y dinámicas; y el procesamiento de la información y análisis de resultados.

Los resultados experimentales obtenidos de los ensayos estáticos y cíclicos permitieron encontrar que los desplazamientos registrados del material de subrasante blanda, fueron menores en la estructura con la geocelda, para todos los casos de carga analizados, alcanzando reducciones máximas del orden del 80% bajo carga la estática constante de 5 kN, y mínimas del orden del 5 % al 2%, bajo la carga dinámica de 0.5 kN a 6 kN a 1 Hz. Los resultados permitieron concluir que hubo una mejora en el comportamiento mecánico, en términos de la disminución del desplazamiento del material, cuando fue incorporada la geocelda a la estructura de subrasante.

## **DESARROLLO DEL DOCUMENTO**

El desarrollo de esta investigación se reúne en cinco capítulos, así:

En capítulo uno, presenta las generalidades de la investigación, en las que se incluyen los objetivos y la justificación.

El capítulo dos desarrolla los marcos de referencia. El marco conceptual presenta la información principal que se maneja en el proyecto; y el marco de antecedentes, presenta una síntesis de las investigaciones previas y experiencias del uso e implementación de geoceldas.

El capítulo tres explica la metodología realizada para la investigación, la cual se desarrolló en cuatro fases, así:

Fase uno: Revisión de la literatura existente sobre las especificidades y características del material a utilizar en la investigación, el diseño de cajas metálicas, los instrumentos y equipos a emplear, y las investigaciones previas y experiencias del uso e implementación de geoceldas.

Fase dos: Desarrollo de la caracterización del material de subrasante empleado; la calibración de las celdas de presión; la consecución de especificaciones técnicas de materiales, equipos e instrumentos; y el diseño y fabricación de la caja metálica utilizada para el Modelo experimental 2.

Fase tres: Desarrollo de las pruebas experimentales de los Modelo 1 y 2, que consistieron en la evaluación de la incidencia de la capa de arena bajo las celdas de presión en la medición de presiones; y la evaluación del comportamiento de subrasante blanda, con y sin geocelda, ante la aplicación de carga estática y dinámica, respectivamente.

Fase cuatro: Procesamiento de la información y análisis de resultados.

Los capítulos cuatro y cinco, presentan el procesamiento de la información, y análisis de resultados, respectivamente.

Finalmente, los capítulos seis y siete corresponden a las conclusiones y recomendaciones.

## 1. GENERALIDADES

### 1.1. INTRODUCCIÓN

Son varios los estudios que demuestran la relación que existe entre una infraestructura adecuada de transporte y el crecimiento y desarrollo de un país. La facilidad en el desplazamiento tiene un impacto directo no sólo en el mercado de productos y la economía, sino también en la oferta de trabajo y el acceso a servicios básicos, que en conjunto representan calidad de vida.

El desarrollo de la infraestructura de transporte toma más relevancia en un país como Colombia, en donde la red vial es limitada y con poca capacidad, y en donde a la vez, el 88.9% de la carga del país es movilizada por carretera, lo que provoca incrementos en los costos de los productos causados por el transporte. (MinTransporte, 2015).

Igualmente es importante tener en cuenta que la distribución productiva del territorio, está asociada a la densidad poblacional, y consecuentemente a la dinámica económica que se genera, creando la distinción entre territorios líderes y rezagados. Esto obedece a que la cantidad de inversión en infraestructura contribuye proporcionalmente a la productividad, a los ingresos per cápita y a los niveles de pobreza. (BRC, 2005)

Es así que toma relevancia el desarrollo de una mejor infraestructura de transporte que conecte las diferentes regiones del país con el Sistema de Ciudades, y a su vez, las áreas rurales y sus cabeceras urbanas, dinamizando las actividades agrícolas y mineras y el desarrollo de sectores asociados a servicios como el turismo, obteniendo un mejor desarrollo regional y una reducción de la pobreza. (Villar & Ramirez, 2014)

Las vías regionales (secundarias y terciarias) cumplen un papel fundamental en este propósito.

Los estudios encontraron que la relación entre aislamiento, falta de infraestructura y pobreza, puede obedecer a múltiples causas, consecuencia de la falta de recursos. Puesto en otras palabras, municipios más pobres tienen menor capacidad para construir y mantener caminos y carreteras. (Villar & Ramirez, 2014)

En la ejecución de obras civiles, cuando se tienen situaciones en las que las propiedades de los suelos son bajas, se ataca el problema desde el punto de vista del diseño, requiriendo la consecución de materiales granulares que cumplan las especificaciones nacionales.

En zonas que se encuentran aisladas geográficamente, el desarrollo de vías puede ser más complejo, ya que las fuentes de materiales son limitadas y pueden estar lejanas, lo que aumenta los costos debido al transporte, consumiendo mayor cantidad de recursos de intervención, y en consecuencia, afectando el medio ambiente y la inversión debido a los sobrecostos.

En el campo de la construcción de vías, se ha venido realizando la incorporación de geosintéticos como técnica para contrarrestar estas deficiencias mecánicas; sin embargo, su uso ha sido tímido debido a la falta de información de sus aplicaciones, y a que en algunos casos, no se cuenta con una guía técnica en la que se defina las especificaciones que rigen su uso.

Entre estos geosintéticos, la incorporación de geoceldas se posiciona como una buena alternativa para el mejoramiento de suelos, la cual puede emplearse en estas situaciones aprovechando materiales del sitio, ya que, de acuerdo con las investigaciones anteriores, generan tres efectos específicos:

(A) Efecto de resistencia lateral, confinando y reforzando una variedad de materiales de relleno dentro de la celda.

(B) Efecto de dispersión del esfuerzo vertical, que da un comportamiento como una plataforma de trabajo que redistribuye la carga por unidad de superficie sobre un área más amplia.

(C) Efecto de Membrana, al sostener el suelo horizontalmente, encapsulándolo dentro de él. (Zhang, Zhao, Shi, & Zhao, 2008)

Por lo tanto, la aplicación de este geosintético, puede tener efectos en:

- El aspecto económico, al verse modificado el costo de la estructura ante la incorporación de un nuevo elemento, además del efecto que puede tener en la determinación de los espesores de las capas estructurales.
- La resistencia del suelo, debido a que al realizar el confinamiento del material, se modifica el módulo de rigidez generando una redistribución de esfuerzos.
- La deformación de la estructura, ya que limita los desplazamientos horizontales y verticales del material.
- Los aspectos ambientales, permitiendo el uso del material local o reciclado.

Con base en lo anterior, y debido a que los proveedores de geoceldas venden esta tecnología afirmando que permite reducir significativamente la cantidad y/o la calidad de los agregados que se requieren para la estabilización de un terreno, este trabajo de investigación está direccionado hacia la realización del análisis del comportamiento mecánico de un suelo blando, ante la incorporación del sistema de confinamiento celular, conocido como geoceldas, como alternativa de mejoramiento de un suelo de baja capacidad portante.

## 1.2. JUSTIFICACIÓN

El empleo del Sistema de Confinamiento Celular, o geoceldas, viene siendo empleado como alternativa de solución de varios problemas con enfoques geotécnicos, para la construcción o rehabilitación de la malla vial, en el cual su incorporación se realiza con el propósito principal de aumentar la resistencia del suelo.

En este escenario, el Sistema de Confinamiento Celular actúa como una capa de reforzamiento de la estructura del suelo, la cual se comporta como una plataforma que redistribuye la carga por unidad de superficie sobre un área más amplia, beneficiando así el comportamiento de la subrasante al permitir la reducción de los asentamientos totales y diferenciales, incrementando la vida útil de la estructura de pavimento, puesto que las fisuras por fatiga en un pavimento son evidencia de una estructura de soporte deficiente y sus deformaciones se reflejan en la carpeta asfáltica.

En las investigaciones antecedentes<sup>1</sup>, se ha evaluado el mejoramiento de subrasantes con el Sistema de Confinamiento Celular, incorporando materiales de relleno granulares con características óptimas, arrojando resultados que demuestran que se mejora sustancialmente la capacidad portante de la capa de suelo.

Así mismo, comercialmente, los proveedores venden esta tecnología afirmando que permite reducir significativamente la cantidad y/o la calidad de los agregados que se requieren para la estabilización de un terreno, y que consecuentemente, su uso permite la reducción de los costos de los agregados de calidad utilizados en construcciones de carreteras, y el elevado costo del transporte desde la cantera a la obra, por la posibilidad del aprovechamiento del material de sitio.

Bajo la premisa anterior, esta investigación experimental tiene por objeto evaluar el comportamiento mecánico de un material de subrasante blando, ante la incorporación de un Sistema de Confinamiento Celular con el mismo material de subrasante blando.

Con base en lo anterior, el trabajo de investigación está direccionado hacia la evaluación experimental del comportamiento mecánico de un suelo blando, ante la incorporación de geoceldas, como alternativa de mejoramiento de un suelo de baja capacidad portante.

---

<sup>1</sup>-Bathurst, Richard y Karpurapu, Rajagopal. Geotechnical Testing Journal. Large-Scale Triaxial Compression Testing of Geocell- Reinforced Granular Soils. 296p.  
- Pokharel y otros. Experimental Evaluation of Influence Factors for Single Geocell-Reinforced Sand.  
- Han Y otros. Behavior of Geocell-Reinforced Sand under a Vertical Load.  
- Kief, Ofer y Toan,Truong. Neoweb® 3D Cellular Confinement System for Structural Pavement Reinforcement of Roads & Railways

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. Objetivo General**

Evaluar el comportamiento mecánico de un material de subrasante blando, ante la incorporación de un sistema de confinamiento celular con el mismo material de subrasante.

#### **1.3.2. Objetivos Específicos**

1. Medir propiedades mecánicas de la subrasante (estáticas y dinámicas) ante la incorporación de un sistema de confinamiento celular.
2. Evaluar la deformación permanente inducida por carga monotónica y cíclica, de la estructura conformada en laboratorio con sistema de confinamiento celular y sin sistema de confinamiento.



## 2. MARCOS DE REFERENCIA

### 2.1. MARCO CONCEPTUAL

#### 2.1.1. Estabilización de Suelos

El suelo es uno de los materiales de construcción más fácilmente disponibles en un lugar y cuando puede ser usado, probablemente sea el más económico. Sin embargo, al igual que cualquier otro material de construcción, debe usarse bajo un control de calidad. Si los suelos son simplemente vaciados o colocados al azar en un relleno, el producto será un relleno de bajo peso unitario, que resultará en una mala estabilidad y alta subsidencia.

Los suelos de un lugar pueden ser estabilizados cuando son sueltos, o altamente compresibles, y/o tienen índices de consistencia inapropiados, o muy alta permeabilidad, o cualquier otra propiedad indeseable para su utilización en un proyecto de construcción. (Bowles J. E., 1982)

La estabilización es un proceso mediante el cual se manipula un suelo para mejorar sus características y aprovechar sus cualidades. Como menciona (Frattelli, 1993), no todos los terrenos son naturalmente adecuados para resistir una determinada carga impuesta por cualquier tipo de estructura que se construya sobre éste.

Por lo tanto, el mejoramiento de los suelos atiende a diversos requerimientos, tales como la resistencia al esfuerzo cortante, la deformabilidad o compresibilidad, y la estabilidad volumétrica ante la presencia de agua, entre otros, buscando en todos los casos, un buen comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos y de la estructura que se coloque sobre ellos, a lo largo de su vida útil.

De acuerdo con el documento (CAF, 2010), las técnicas se pueden clasificar en:

- Mejoramiento de tipo Funcional. No contribuye al mejoramiento de la capacidad estructural de la vía.
- Mejoramiento de tipo Estructural. Tiene como objeto incrementar la capacidad de soportar cargas de tránsito, para aumentar la vida útil de la vía.

El mejoramiento de tipo estructural se clasifica en:

- Tecnologías Universales: Son aquellas que han sido aprobadas y normalizadas a nivel mundial. Algunas de estas son:
  - Estabilización con cal.
  - Estabilización con cemento.
  - Estabilización con emulsión asfáltica.
  - Adición de capa estructural de material granular.
  - Hormigones asfálticos y hormigones de cemento portland.
- Tecnologías Experimentales: Son tecnologías que no han sido aplicadas de forma extensa y la documentación sobre su desempeño y aplicación es muy limitada.

- Estabilizaciones químicas con aditivos especiales.
- Asfaltos naturales.
- Empleo de residuos sólidos o de residuos industriales.
- Tecnologías Innovadoras: Son tecnologías fundamentadas en estudios técnicos y experiencias exitosas. Estas no se han probado universalmente o su desempeño a muy largo plazo puede aún estar en proceso de evaluación.
  - Estabilización con asfalto espumado.
  - Estabilización con cenizas.
  - Material de reciclaje de pavimentos.
  - Refuerzos con geomallas, geotextiles y geoceldas.

### 2.1.2. Sistema de Confinamiento Celular

De acuerdo a lo anterior, el Sistema de Confinamiento Celular, conocido como geoceldas, es clasificada dentro de las tecnologías innovadoras.

El concepto de confinamiento celular inició con el desarrollo de celdas en tres dimensiones de aluminio, como una alternativa para mejorar la capacidad portante de una subrasante débil (Kief & Toan, 2011), el cual, puede ser descrito como una malla tridimensional de celdas que, al actuar en conjunto con el suelo de relleno, forma un sistema de soporte conectado espacialmente, que mejora la capacidad de carga y reduce las deformaciones. (Véase figura 1).

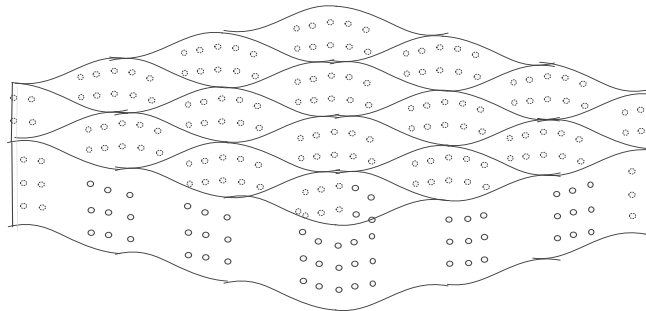


Figura 1. Esquema de malla de Geoceldas.  
Fuente: (Propia)

El sistema de confinamiento celular es un producto ligero. Su forma de estera flexible está hecha de tiras de polietileno de alta densidad (HDPE), que unidas, presentan una configuración de panal de abejas, como se aprecia en la Imagen 1. (Caltrans S. o., 2006)

Este producto se ha implementado en diferentes situaciones en las cuales se requiere una barrera o base estructural, incluyendo la estabilización de taludes y de suelos.



Imagen 1. Geoceldas (Sistema de Confinamiento Celular)  
Fuente: Caltrans (2006)

El sistema es usado como protección y construcción de taludes, soporte de construcciones, o como mejoramiento de la capacidad de carga en construcciones de vías.

El funcionamiento de los efectos de las geoceldas se pueden describir así: (Zhang, Zhao, Shi, & Zhao, 2008)

#### **(a) Efecto de resistencia lateral o confinamiento**

Al tener estructura tridimensional, éste geosintético confina y refuerza los materiales de relleno, logrando detener considerablemente la propagación lateral; y a su vez, aumenta la resistencia al corte de materiales de relleno, como se muestra en la figura 2. Las resistencias interfaciales, que resultan de la interacción entre la geocelda y los suelos de debajo y de encima del refuerzo, aumentan el confinamiento lateral y disminuyen la tensión lateral, resultando en un aumento en el módulo de la capa de refuerzo, una mejora en la distribución del esfuerzo vertical soportado llamado “efecto de dispersión del esfuerzo vertical”, y la reducción de la presión vertical sobre la parte superior de la capa de suelo correspondiente.

Las investigaciones realizadas por Han y otros (2008), mostraron que el confinamiento con las geoceldas podría aumentar la capacidad de carga y el módulo de elasticidad de la arena. (Han, Yang, Leshchinsky, & Parsons, 2007)

Así mismo, Mhaskar en 1992, concluyó que la resistencia a tensión generada en la pared de la geocelda, era el factor que más contribuía sobre el efecto de confinamiento.

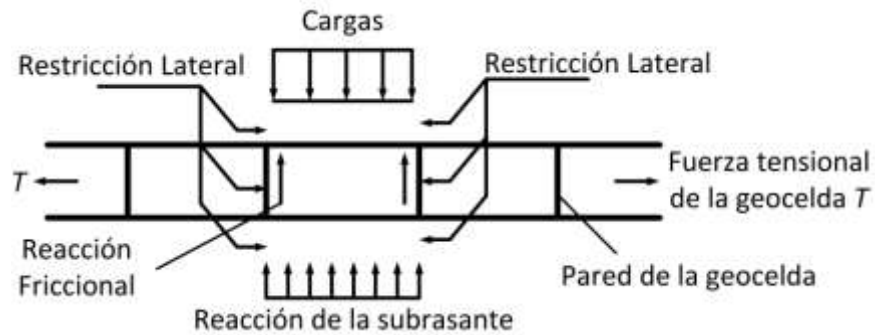


Figura 2. Efecto de resistencia lateral del reforzamiento con geocelda.  
Fuente: Zhang, Zhao, Shi, & Zhao (2008)

### (b) Efecto de dispersión del Esfuerzo Vertical

La capa horizontal reforzada con la geocelda se comporta como una plataforma de trabajo que redistribuye la carga por unidad de superficie sobre un área más amplia. Se refiere al efecto de dispersión del esfuerzo vertical, ilustrado en la figura 3. Como resultado, la presión sobre la superficie del suelo es menor que sobre el suelo en ausencia de geocelda.

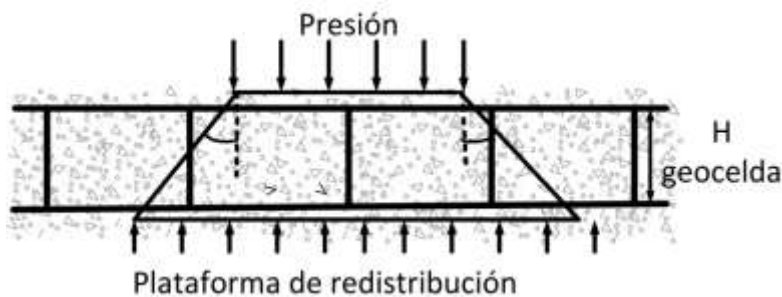


Figura 3. Efecto dispersión del esfuerzo vertical del reforzamiento con geocelda.  
Fuente: Zhang, Zhao, Shi, & Zhao (2008)

Mhaiskar (1992), encontró que las geoceldas con un relleno denso proporcionan una mayor capacidad de carga, logrando distribuir la carga sobre un área más amplia; efecto que también se logra con refuerzo de bases con geosintéticos planos, ya que logran distribuir la carga aplicada, a un área más amplia en comparación con la base no reforzada, de acuerdo con Wayne y otros (1998).

Con la distribución de la carga en la capa reforzada con la geocelda, se reduce la presión en la interfaz entre las capas subyacentes y suprayacentes.

### (c) Efecto de Membrana

El principal efecto del reforzamiento con geoceldas, consiste en el hecho de que estas sostienen el suelo horizontalmente, encapsulándolo dentro de él, y de este modo, se limitan las deformaciones laterales del suelo bajo presión; luego, el comportamiento de la fuerza de deformación del suelo es mejorado. Véase figura 4.

La estructura interconectada, absorbe las presiones a través de la fuerza de tracción de los anillos y las fuerzas de oposición.

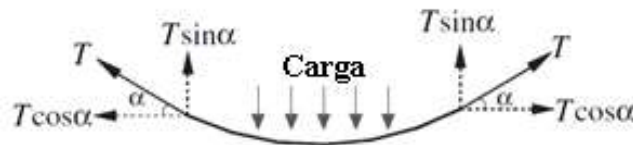


Figura 4. Efecto de membrana del reforzamiento con geocelda.  
Fuente: Zhang, Zhao, Shi, & Zhao (2008)

En otras palabras, cuando un suelo reforzado con geoceldas es sometido a presiones, cuanto mayor rigidez tiene el suelo reforzado que el suelo adyacente y circundante, se ejerce una reacción hacia arriba por el suelo encapsulado, que reduce la presión neta aplicada a las capas inferiores. Internamente, en el suelo reforzado, la dilatación lateral del material reforzado es limitada por la fuerza de tracción de los anillos y la resistencia de las celdas adyacentes (Meyer & Emersleben, 2005), como se ilustra en la figura 5.

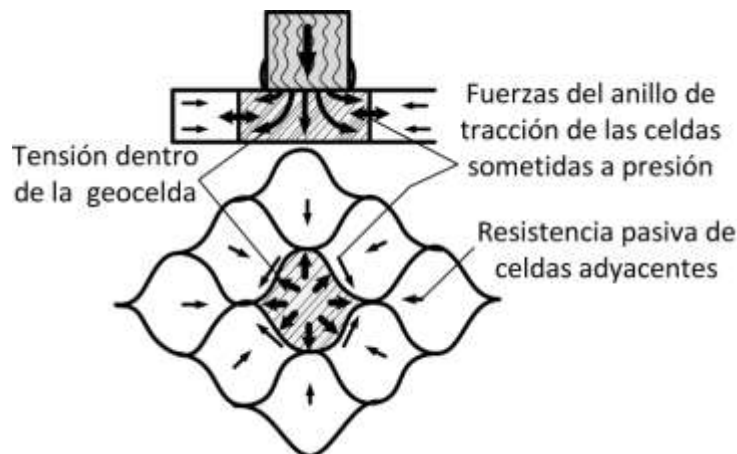


Figura 5. Esquema de funcionamiento de geoceldas.  
Fuente: Meyer & Emersleben (2005)

Meyer y Emersleben, 2005, concluyeron que las tres funciones de las geoceldas sobre el suelo tienen un efecto de adherencia entre partículas, actuando como si hubiera una cohesión sobre ellas, denominada “aparente”, efecto que genera un aumento de la capacidad de carga, y rigidez de suelo reforzado con geocelda.

### 2.1.3. Procesos de Carga

El comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos ante solicitaciones de carga estáticas y dinámicas, depende de la interrelación de las características propias o inherentes del suelo, y de los efectos que puede tener la naturaleza de la carga en su respuesta. (Dobry & Vucetic, 1991)

Las características que distinguen los procesos dinámicos de los estáticos, están concebidas en la naturaleza de la carga (impulsos, vibraciones y ondas), que se relaciona con la velocidad de aplicación y los efectos de su repetición.

Por otro lado, el tiempo de aplicación de la carga, es el tiempo bajo el cual el suelo resiste un nivel de esfuerzos o de deformaciones, y es característico de los procesos dinámicos y de varios problemas de ingeniería que se clasifican en la figura 6, (Ishihara, 1996). El tiempo de aplicación de la carga, también se expresa en términos de la velocidad de la carga o de la tasa de deformación, sintetizado en la misma figura 6.

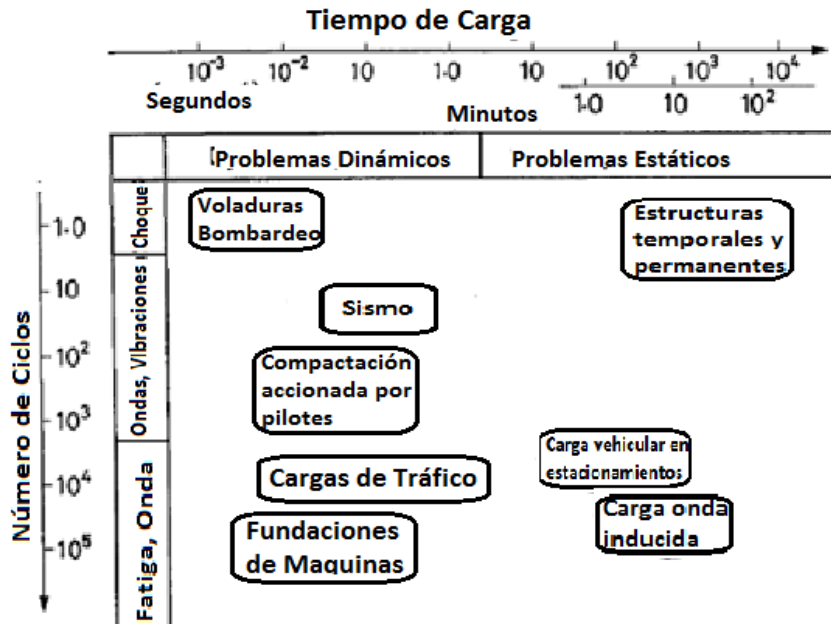


Figura 6. Clasificación de los procesos de carga dinámicos y estáticos.  
Fuente: (Ishihara, 1996)

En el campo de la dinámica de suelos, la carga cíclica se define por su amplitud, frecuencia y duración.

El rango de deformaciones generadas en el suelo es uno de los aspectos más importantes que diferencian los procesos de carga dinámicos respecto a los procesos de carga estáticos.

De acuerdo con la clasificación expresada en la figura 6, los procesos de carga dinámica se caracterizan por tener aplicación de carga en periodos de tiempo cortos; contrario a los

problemas de los procesos de carga estáticos, los cuales se definen por el largo tiempo de aplicación de la carga. Según Ishihara (op. cit.), los casos donde la aplicación de la carga tiene una duración mayor de 10.0 segundos son generalmente definidos como problemas estáticos, y aquellos con un periodo de tiempo menor corresponden a los dinámicos, pues la fuerza inicial gobierna el comportamiento del suelo.<sup>2</sup>

En los problemas dinámicos, la carga se aplica repetitivamente con diferentes frecuencias cíclicas. Esta repetitividad permite clasificar los diferentes escenarios en la práctica, y se representan en el eje vertical de la figura 6.

De acuerdo con la figura 6, es posible definir los problemas asociados con la duración de aplicación de cargas y la repetitividad de ciclos de aplicación, así:

Tabla 1. Problemas asociados con la duración de aplicación de carga y repetitividad de ciclos de aplicación.

PROBLEMAS DINÁMICOS	PROBLEMAS ESTÁTICOS
<ul style="list-style-type: none"> <li>• La caída de bombas o la voladura de explosivos generan un impulso o carga de choque, la cual tiene una duración de carga <math>1 \times 10^{-3}</math> s a <math>1 \times 10^{-2}</math> s.</li> <li>• En los sismos se generan vibraciones de 10 a 20 repeticiones de carga con diferentes amplitudes. La carga sísmica es irregular con el tiempo, y los tiempos de carga oscilan entre 0.02s a 1.0s.</li> <li>• En el hincado de pilotes, la vibro-compactación y la operación de rodillos vibratorios, la frecuencia de las cargas se aplican a una razón de 10 a 60 Hz, con una repetición de 100 a 1000 veces. Las cimentaciones sobre las cuales están montados generadores eléctricos son sometidas a movimientos con frecuencias similares, pero el número de ciclos de aplicación la carga es del orden de <math>1 \times 10^6</math>s.</li> <li>• El tráfico en vías genera cargas de una duración de 0.1s a varios segundos, soportando durante un número de ciclos del orden de <math>1 \times 10^6</math>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Las estructuras permanentes o temporales generan una carga de aplicación del orden de <math>1 \times 10^0</math> a <math>1 \times 10^2</math> min, en un ciclo de aplicación.</li> <li>• Los parqueadero de vehículos soportan cargas con una duración del orden de <math>1 \times 10^0</math> a <math>1 \times 10^1</math> min, con repeticiones del orden de <math>1 \times 10^3</math> a <math>1 \times 10^4</math>.</li> </ul>

Fuente: (Ishihara, 1996)

Según Ishihara (1996), los ensayos de carga monotónica se pueden realizar bajo diferentes velocidades de carga, siendo los ensayos monotónicos lentos o convencionales

<sup>2</sup> Información citada en el documento GENERACIÓN DE PRESIÓN DE POROS EN PROCESOS CÍCLICOS NO DRENADOS, 2011. Pg 11, por CHÁVES, Julián.

los que usualmente se emplean para el estudio del comportamiento del suelo bajo cargas estáticas, donde el tiempo de falla alcanza varios minutos de carga. Así mismo, los ensayos monotónicos rápidos, duran unos pocos minutos, y suelen realizarse para evaluar la resistencia de los suelos debido a la detonación de explosivos o a la caída de bombas. Ver Figura 7a.

Los ensayos de carga dinámicos del tipo cíclico-monotónico se realizan para evaluar el comportamiento esfuerzo-deformación y la resistencia del suelo durante sismos. Éstos corresponden a la aplicación de dos fases de carga:

1. Una etapa de aplicación de un estado de esfuerzos monotónico que representa el estado de esfuerzos antes del sismo.
2. Una etapa de carga cíclica en la que se realiza una secuencia de esfuerzos cíclicos hasta que ocurre la falla en el suelo. Esta etapa del ensayo simula los esfuerzos cortantes cíclicos producidos durante los sismos.<sup>3</sup> Ver Figura 7b.

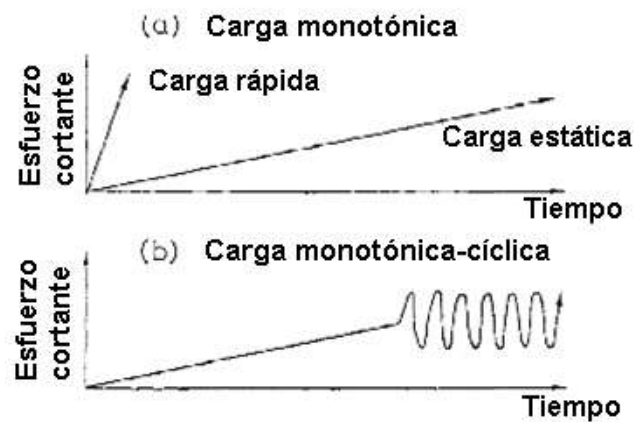


Figura 7. Tipos de carga. Tomado de Ishihara, 1996.

---

<sup>3</sup> Información citada en el documento GENERACIÓN DE PRESIÓN DE POROS EN PROCESOS CÍCLICOS NO DRENADOS, 2011. Pg 15-16, por CHÁVES, Julián.



## 2.2. MARCO DE ANTECEDENTES

El concepto de confinamiento celular mediante geoceldas en tres dimensiones, fue desarrollado originalmente por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU., a finales de 1970, como una alternativa para mejorar la capacidad portante de la subrasante débil. (Kief & Toan, 2011)

Los primeros estudios sobre el Sistema de Confinamiento Celular, o geoceldas, fueron desarrollados por Webster y Watkins en 1977, Webster y Alford en 1978, y Webster en 1979, quienes centraron sus investigaciones en la viabilidad de los Sistemas de Confinamiento Celular para carreteras con subrasantes débiles, y determinar los factores claves que influyen en el rendimiento de este sistema. (Yuu J. , Han, Rosen, Parsons, & Leshchinsky, 2008)

Algunas investigaciones han centrado su atención en analizar el efecto de las características de las geoceldas, tales como su altura, el ancho de la celda expandida, la relación altura y ancho, la rigidez y resistencia del geosintético, así como otras han concentrado sus esfuerzos en evaluar la incidencia de los materiales del suelo, la calidad de los materiales de relleno, las condiciones de los materiales de relleno, las condiciones de la subrasante sobre la que se apoya el material reforzado con la geocelda, variando en todos los casos los tipos de carga y la ubicación de aplicación de ésta. En la Tabla 2, se presentan algunos estudios realizados.

Tabla 2. Resumen estudios previos de geoceldas como método de reforzamiento

Estudio	Año	Autores
Relación geométrica de la geoceldas	1978 1990 1992, 1992, 1994, 1996 1994	Rea y Mitchell Shimizu y Inui Mhaiskar y Mandal Mandal y Gupta
Mecanismo de falla	1979	Mitchell y otros
Propiedades de las geoceldas	1990 2001a, 2001b	Shimizu y Inui Dash y otros
Efectividad de la geocelda	1988 2003 2004	Bathurst yJarrett Dash y otros Dash y otros
Área, posición y tipo de carga	1978 1990 1992, 1994, 1996 2007	Rea y Mitchell Shimizu y Inui Mhaiskar Mandal Chang y otros
Densidad del material de relleno	1992, 1992, 1994, 1996 2001a, 2001b	Mhaiskar y Mandal Dash y otros
Tipo y tamaño de geocelda	2001	Dash y otros

Fuente: (Pokharel S. , y otros, 2009)

Con relación a la geometría de las geoceldas, en el año 1978, Rea y Mitchell orientaron su investigación a la realización de pruebas con geoceldas de papel de forma cuadrada bajo cargas estáticas y repetidas, obteniendo parámetros geométricos de las geoceldas y las diferentes posiciones de carga que hace referencia como “O” y “X” en las pruebas, la

cual puede generar distintos valores de capacidad de carga. Véase figura 8. (Yuu J. , Han, Rosen, Parsons, & Leshchinsky, 2008)

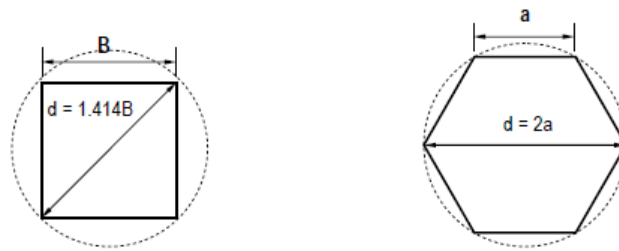


Figura 8. Geometrías analizadas por Yuu y otros.  
Fuente: (Yuu J. , Han, Rosen, Parsons, & Leshchinsky, 2008)

Rea y Mitchell, 1978, tras demostrar un aumento en la capacidad de carga de la arena seca bajo cargas estáticas y repetidas, y después de incorporar en su estructura las geoceldas, sugirieron valores óptimos del diámetro y profundidad. Así mismo, Shimizu e Inui en 1990, luego de realizar ensayos sobre una caja modelo, y con la ayuda de fotografías de rayos X, concluyeron que las bases reforzadas con geoceldas tenían mayor capacidad de carga cuando la altura de la geocelda era mayor y su apertura era menor. Por otra parte, Mhaiskar y Mandal entre los años de 1992 a 1996, desarrollaron una serie de trabajos experimentales, en los que concluyeron que la relación máxima de la altura y el diámetro de la geocelda no podía ser superior de 2,0, con el fin de no afectar la capacidad de carga<sup>4</sup>. Finalmente, en 1993, Mandal y Gupta estudiaron el comportamiento de la estabilidad del suelo reforzado con geocelda, encontrando que la capacidad de carga del suelo se incrementa cuando aumenta las aberturas de la geocelda y su espesor.

Kazerani y Jamnejad (1987), realizaron ensayos del efecto de la inclusión de Geoceldas, midiendo la disminución de la deformación de la estructura.(Véase figura 9)

Tabla 3. Resumen resultados de ensayos realizados por Kazerani y Jamnejad

Estructura	Aprox. Deformación permanente acumulativa (mm) a 10000 ciclos		Disminución de deformación permanente (mm)
	No reforzado	Reforzado con Geocelda	
Material de relleno pobre sobre una subrasante firme	65	30	35
Material de relleno pobre sobre una subrasante blanda	107	40	67
Material de relleno bien gradado sobre una subrasante blanda	30	9	21

Fuente: Kazerani y Jamnejad (1987),

<sup>4</sup> Información citada en el documento TECHNICAL REVIEW OF GEOCELL-REINFORCED BASE COURSES OVER WEAK SUBGRADE, 2008. Pg 1022-1030, por Yuu J., Han, Rosen, Parsons, & Leshchinsky.

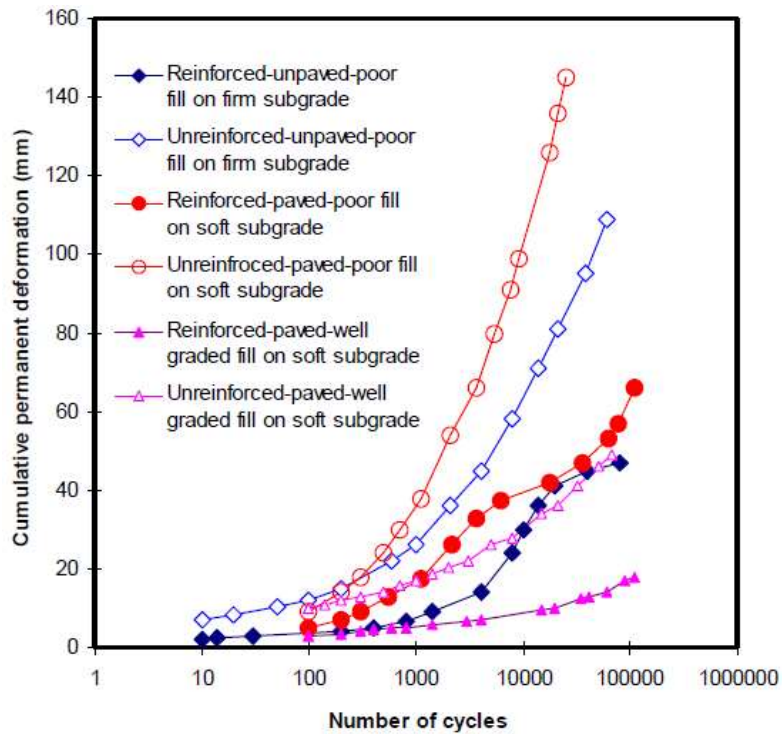


Figura 9. Efecto de la calidad del material de relleno y resistencia de la subrasante en el funcionamiento de la estructura de pavimento reforzada con geocelda.  
Fuente: Kazerani y Jamnejad (1987)

Analizando el funcionamiento de las geoceldas, Han, en el 2007, presentó un estudio experimental del comportamiento de arena reforzada con geocelda bajo una carga vertical, realizado en una caja de pruebas de 100 mm de altura, donde se introdujo una geocelda de tan solo 50 mm de altura con el material de relleno; así mismo, este modelo fue evaluado numéricamente mediante el software FLAC 3D, con el propósito de identificar e investigar los mecanismos de transferencia de carga entre el relleno y la geocelda, como se ilustra en la figura 10. (Han, Yang, Leshchinsky, & Parsons, 2007)

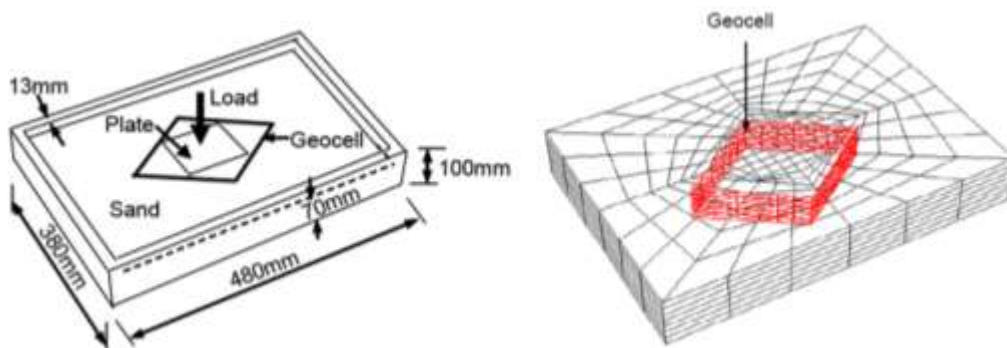


Figura 10. Modelo experimental y malla modelada realizado por Han y otros.  
Fuente: (Han, Yang, Leshchinsky, & Parsons, 2007)

Los resultados de las pruebas mostraron que la inclusión de geocelda aumentó las capacidades de soporte y la rigidez del suelo. Así mismo, la modelación mostró que los desplazamientos verticales se redujeron significativamente por la inclusión de la geocelda, y el módulo de la arena se aumentó de 3.2MPa a 6.0MPa. Véase figura 11.

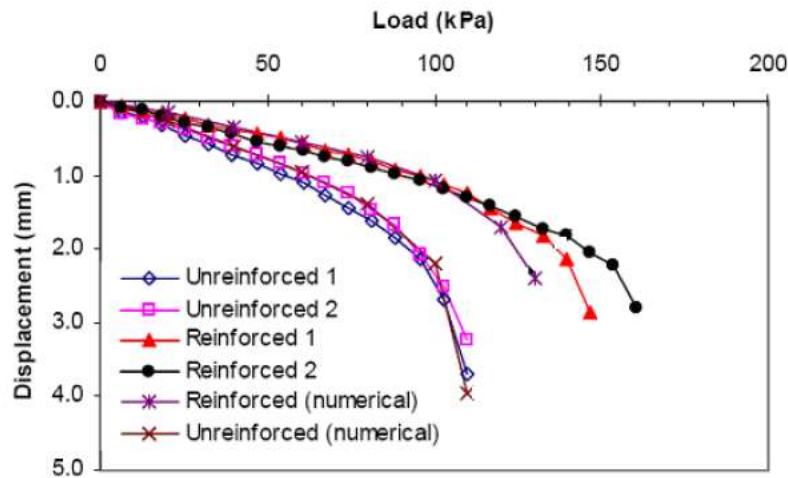


Figura 11. Relación desplazamiento – carga, resultado del modelo numérico y del laboratorio, Han, 2007.

En la práctica, la evaluación de la capacidad de carga y la rigidez de una estructura del pavimento, tan sólo es posible realizarla en campo mediante pruebas no destructivas utilizando el FWD (Falling Weight Deflectometer); sin embargo, en el laboratorio, es posible desarrollar un modelo de prueba a gran escala, donde se puede analizar la deflexión de los diferentes estratos de suelo conformados, mediante el uso de celdas de presión de tierra. (Emersleben & Meyer, 2005)

En algunas investigaciones prácticas, se han desarrollado estructuras de carreteras pavimentadas y sin pavimentar, en las cuales se han medido los efectos de la incorporación de geoceldas.

Por ejemplo, en la investigación adelantada por Pokharel y otros en 2009, en la cual se desarrolló y se analizó una estructura, se encontró que para geoceldas reforzadas con bases granulares, se redujo la deformación plástica y aumentó el porcentaje de la deformación elástica a 95% de la deformación total en el extremo de los 150 ciclos de carga; sin embargo, el confinamiento lateral en virtud de una carga estática, está regido por la cohesión aparente que le suministre el material de relleno, representado en la figura 12.

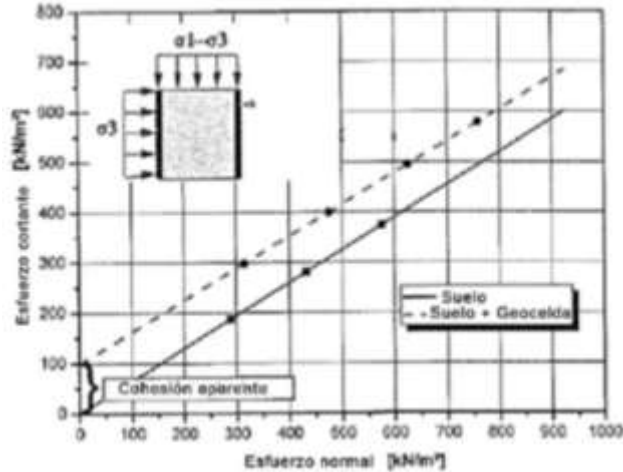


Figura 12. Efecto de Cohesión aparente.  
Fuente: (Meyer & Emersleben, 2005)

Así mismo, en 2006, el Departamento de Transporte del Estado de California adelantó una investigación en campo, con la cual logró identificar las ventajas y limitaciones que se tienen al utilizar el sistema de confinamiento celular en estructuras de carreteras. (Caltrans S. o., 2006)

Finalmente, Rea y Mitchell, en 1978, lograron identificar varios posibles modos de falla de las geoceldas, tales como son, i) la ruptura de la geocelda cuando el material de relleno ejercen tensiones que exceden la resistencia a tensión del geosintético; ii) el pandeo de la pared celular cuando no hay suficiente restricción lateral para la pared celular y las paredes celulares se cargan directamente; iii) la falla de corte por capacidad de carga de la subrasante blanda subyacente; iv) la falla por doblado, del material compuesto de suelo-geocelda que se comporta como una losa, provocada por la carga excesiva de la rueda; v) la falta de durabilidad causada por la exposición prolongada al medio ambiente; y vi) la formación excesiva de surcos causada por la gran cantidad de repeticiones de carga.<sup>5</sup>

En el mismo sentido, investigaciones adelantadas por Han y otros en 2011, y Leshchinsky en 2009, encontraron que las geoceldas fabricadas comúnmente con HDPE (Polietileno de Alta Densidad), deben usarse para protección de taludes, canales, estructuras de retención de tierras bajas y vías con bajo volumen de tráfico, porque la resistencia a la tracción y rigidez del material, no es el más adecuado para la aplicación de cargas pesadas.

<sup>5</sup> Información citada en el documento EXPERIMENTAL STUDY ON GEOCELL-REINFORCED BASES UNDER STATIC AND DYNAMIC LOADING, 2010. Pg 22, por Pokharel.

Con base en lo anterior, los nuevos desarrollos en materiales poliméricos para geoceldas han surgido debido a la preocupación relacionada con la durabilidad del sistema de confinamiento celular en la utilización de carreteras asfaltadas y vías férreas, razón por la cual se dio el desarrollo del Neoloy, material con mayor módulo elástico, que hace que aumente la capacidad de carga de la estructura del pavimento y mejore la resistencia a la fluencia, particularmente a elevadas temperaturas, condiciones verificadas por Ponkharel y otros, en 2011, mediante pruebas de placa de carga, modelación numérica y pruebas a escala de tráfico.<sup>6</sup>

Dentro de los antecedentes nacionales, la Pontificia Universidad Javeriana y la empresa Syntex S. A., adelantaron un proyecto investigativo en el año 2011, para evaluar el comportamiento mecánico de un suelo de subrasante local estabilizado con sistema de geoceldas, el cual presentó un porcentaje mayor de comportamiento elástico, evidenciando que la resistencia de la subrasante, frente a la aplicación de carga y descarga, era mayor, y registraba una menor deformación. Véase figura 13. (Vacca, León, Ruiz, & Quiroga, 2012)

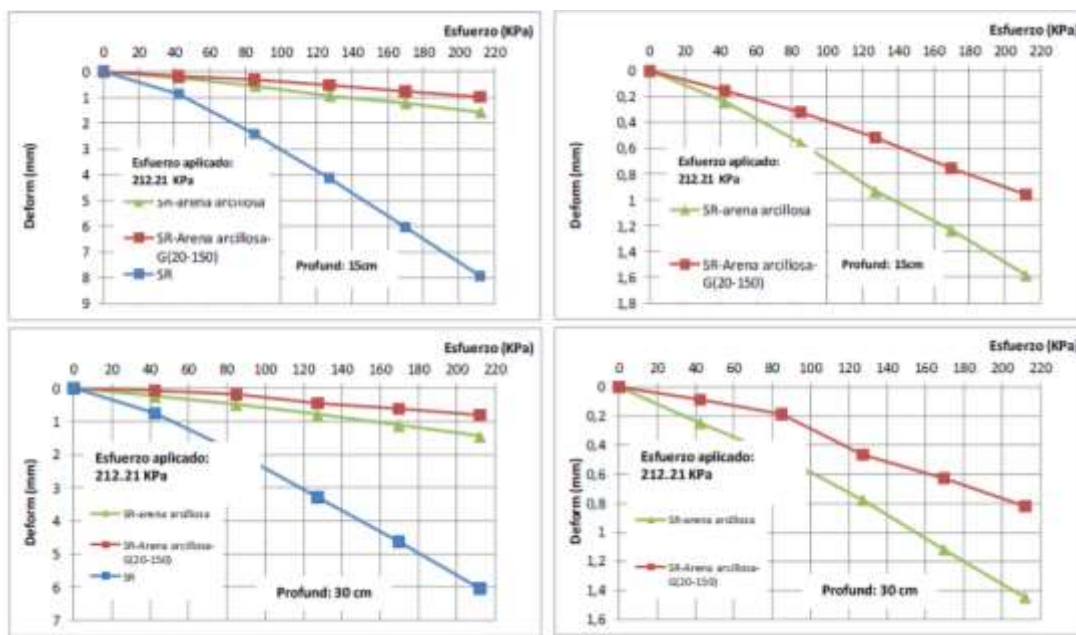


Figura 13. Relación Deformaciones - Esfuerzos bajo carga monotónica. Estudio PUJ.  
Fuente: (Vacca, León, Ruiz, & Quiroga, 2012)

Por otro lado, el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de los Andes de Colombia, presentó en el 2013 el “Modelo Físico del Efecto de la Saturación Parcial en Muros Estabilizados con Geoceldas”, donde realizaron un modelo a escala de centrífuga,

<sup>6</sup> Información citada en el documento Neoweb® 3D Cellular Confinement System for Structural Pavement Reinforcement of Roads & Railways, 2011, por KIEF, Ofer y TOAN,Truong.

que evaluó el comportamiento mecánico, y el modo de falla presentado bajo diferentes condiciones de saturación, esquematizado en la figura 14. (Gómez, 2013)

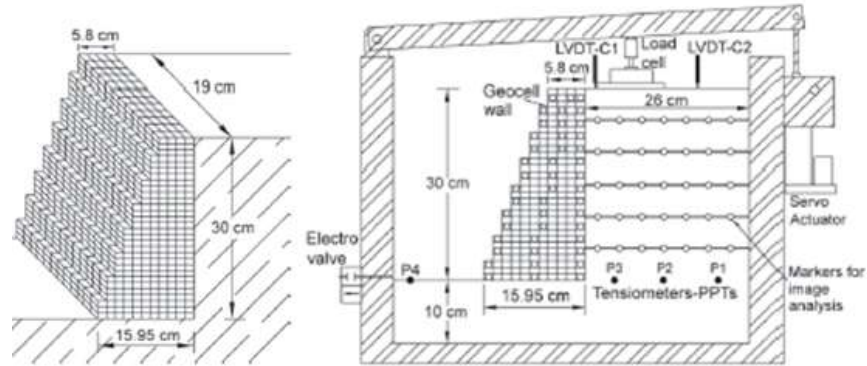


Figura 14. Modelo de muro con geoceldas. Estudio Universidad de los Andes.  
Fuente: (Gómez, 2013)

La aceptación de las geoceldas en el país todavía es limitada, debido a la falta de métodos de diseño que incorporen dicha alternativa; sin embargo, este sistema ha sido usado en vías de campos petroleros, donde la prioridad es contar con estructuras de alta capacidad, que faciliten el transporte principalmente de equipos, y permitan las maniobras que se deben realizar en las plataformas, donde se opera con equipos pesados. Se tiene registro del caso del Campo Petrolero Morichal 3, en el 2012, el cual se encuentra ubicado en Yopal – Casanare, donde se aplicó este sistema teniendo en cuenta las recomendaciones realizadas por el fabricante. Véase imagen 2a.

Así mismo, algunos de los proyectos de rehabilitación que viene adelantando el Instituto de Desarrollo Urbano - IDU en la malla vial de Bogotá, han implementado el sistema de geoceldas, motivados por las condiciones contractuales de incorporación de nuevas tecnologías en el desarrollo de proyectos, como se aprecia en la imagen 2b.



Imagen 2. (a) Refuerzo en vías Campo Petrolero Rancho Hermoso, Casanare, y (b) Estabilización de suelos Transmilenio Avenida Américas Bogotá D.C.  
Fuente: PAVCO, 2012.

A nivel nacional hay muy poca investigación respecto al tema, y por lo mismo, su uso ha sido tímido.

Por lo tanto, y dado que en la literatura consultada no se ha encontrado un estudio de la implementación de geoceldas con materiales blandos como material de relleno, en esta investigación se realizó la evaluación del comportamiento de un suelo de subrasante blanda, con la incorporación de geoceldas, bajo carga monotónica y cíclica.



### 3. METODOLOGÍA

Este capítulo desarrolla la descripción de todos los procesos y procedimientos llevados a cabo para el cumplimiento de los objetivos planteados, la cual se dividió en cinco fases. Véase figura 15.

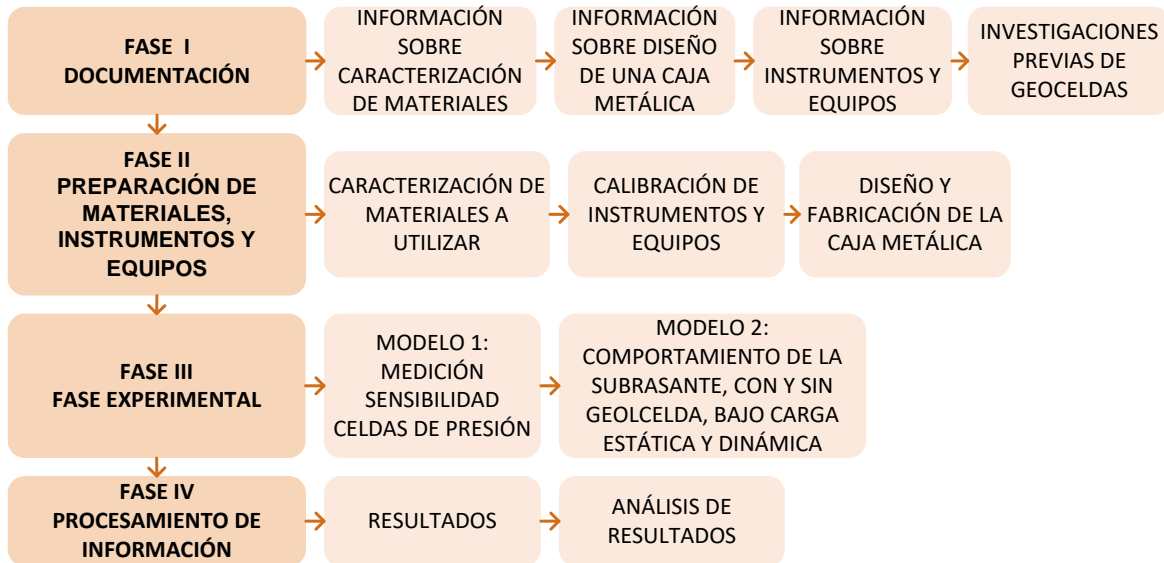


Figura 15. Esquema de la Metodología desarrollada en la presente investigación.  
Fuente: Propia

#### 3.1. FASE I: DOCUMENTACIÓN

Se realizó la revisión de la literatura existente, necesaria para el desarrollo del proyecto, esquematizada en la figura 16.

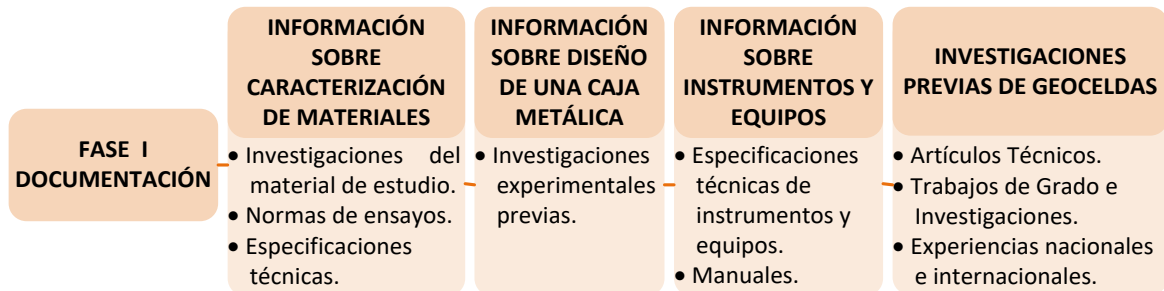


Figura 16. Esquema de la fase de documentación para la presente investigación.  
Fuente: Propia

Para la caracterización del material, se consultaron investigaciones sobre el material de estudio, normas de ensayos de materiales, y especificaciones entregadas por los proveedores. Con respecto a los instrumentos y equipos empleados, se revisaron las

especificaciones técnicas con las cuales cuenta el laboratorio, y que se ajustaron a la investigación.<sup>7</sup>

Para el diseño y fabricación de la caja metálica,<sup>8</sup> se revisaron investigaciones en las que se desarrollaron ensayos de suelos para una geocelda, y se tomaron las características que se podían emplear en los ensayos del presente proyecto.<sup>9</sup>

Finalmente, para el desarrollo de los ensayos, se consultó la literatura existente del funcionamiento del Sistema de Confinamiento Celular, o geoceldas, investigaciones experimentales sobre su empleo<sup>10</sup>, artículos de investigaciones científicas nacionales e internacionales, e informes de implementación de la tecnología nacional e internacional, en vías urbanas y rurales.

### 3.2. FASE II: PREPARACIÓN DE MATERIALES, INSTRUMENTOS Y EQUIPOS.

En la Fase II, se desarrollaron ensayos, procesos y procedimientos, para la caracterización de los materiales, calibración de instrumentos y equipo, conocimiento de las características y parámetros de funcionamiento de los mismos, diseño y fabricación de la Caja Metálica empleada en la investigación, todos insumos necesarios para el desarrollo de la investigación y la Fase Experimental. La Fase II se resume en la figura 17.

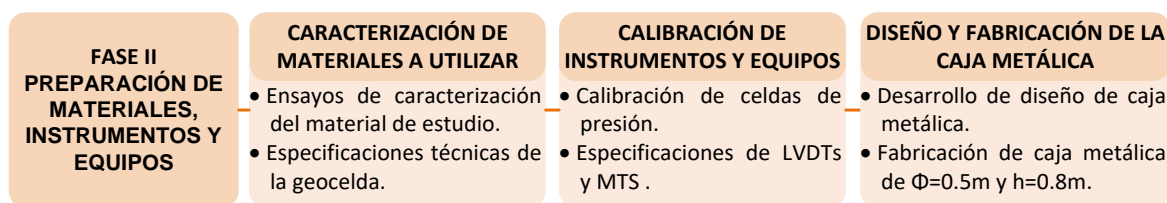


Figura 17. Esquema fase de calibración de instrumentos, caracterización de materiales  
Fuente: Propia

<sup>7</sup> Se consultaron documentos como:

- Castellón y otros. Instrumentación y automatización del equipo triaxial cíclico MTS.
- A&D Company. Limited. Manual de Instrucciones Celdas de Carga AD-4406.
- Tecnológico de Monterrey. Documento Máquina de Ensayos Universales (MTS Test system 810)

<sup>8</sup> El procedimiento de diseño y fabricación de la caja metálica se presenta en el Anexo 1.

<sup>9</sup> - Duarte y Sierra, 2011. Estudio del comportamiento de un material de subrasante típico de Bogotá estabilizado con un sistema de geoceldas ante la aplicación de ciclos de carga y descarga mediante pruebas de laboratorio.

<sup>10</sup> Pokharel, 2010. Experimental Study on Geocell-Reinforced Bases under Static and Dynamic Loading

- Han, Acharya, Thakur y Parsons, 2011. Onsite Use of Recycled Asphalt Pavement Materials and Geocells to Reconstruct Pavements Damaged by Heavy Trucks.

### 3.2.1. Caracterización del material de subrasante

Para el desarrollo del proyecto de investigación, se caracterizó el material de subrasante empleado, por medio de los ensayos físicos y mecánicos pertinentes, conforme las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, definidas por el Instituto Nacional de Vías -INVIAS.<sup>11</sup> Véase la tabla 4.

Tabla 4. Marco de Referencia de Ensayos

CÓDIGO	ENSAYO
E-122-13	Contenido de agua (humedad) del suelo
E-124-13	Análisis granulométrico por medio del hidrómetro
E-125-13	Determinación del límite líquido de los suelos
E-126-13	Límite plástico e índice de plasticidad Índice de plasticidad
E-127-13	Determinación de los factores de contracción de los suelos Límite de Contracción (LC) Relación de Contracción (R) Cambio Volumétrico (CV) Contracción Lineal (CL)
E-128-13	Determinación de la gravedad específica de los suelos y del llenante mineral
E-141-13	Relaciones de humedad-masa unitaria seca en los suelos (Ensayo normal de compactación) Humedad óptima Peso unitario seco máximo
E-146-13	Determinación de la masa unitaria seca (densidad seca) y la humedad de equilibrio
E-148-13	Relación de soporte del suelo en el laboratorio (CBR de laboratorio)
E-235-13	Valor de azul de metileno en agregados finos y en llenantes minerales

Fuente: Propia

### 3.2.2. Instrumentos y Equipos

#### 3.2.2.1. Celdas de Presión

Se utilizaron celdas de presión fabricadas por el departamento de Ingeniería Electrónica de la Pontificia Universidad Javeriana. Previo al uso de las celdas de presión en los ensayos, se realizó la calibración de los instrumentos, con el fin de garantizar el registro correcto de las presiones de cargas y descargas aplicadas en el material de estudio, y así asegurar su confiabilidad.<sup>12</sup>

---

<sup>11</sup> Los resultados se presentan en la tabla 5.

<sup>12</sup> En el Anexo 2 se detalla el procedimiento de calibración de celdas de presión y los resultados encontrados.

Este procedimiento consistió en establecer la relación entre los valores indicados por las celdas, y los valores correspondientes de la presión de aire medida en laboratorio. Para esto, se colocó un anillo de presión sobre la celda en la prensa de compresión, aprisionándolos. Se abrió la válvula, se aplicó incrementos de presión cada 50 kPa o 100 kPa aproximadamente, y se tomó registro de las celdas de presión, una vez la carga estuvo estabilizada, se aplicó una carga hasta de 400 kPa. Así mismo, se tomó registro de las celdas, en cada disminución de 100 kPa de la presión aplicada. El registro de la presión se realizó a través del programa INGEMODULER, que captura los valores registrados por las celdas de presión. En la imagen 3 se aprecia el proceso de calibración.



Imagen 3. Procedimiento calibración celdas de presión.  
Fuente: Propia

Con los datos digitales registrados por las celdas, una vez sometidas a las presiones aplicadas sobre cada una de ellas, se realizó la gráfica de la curva de calibración, y se determinó la ecuación correspondiente a la misma.

A cada celda se le realizó el procedimiento de calibración, aplicando incrementos de carga cada 50 kPa o 100 kPa, en un rango entre 0 y 400 kPa. En la figura 18 se puede ver un ejemplo de una curva de calibración de una celda de presión.

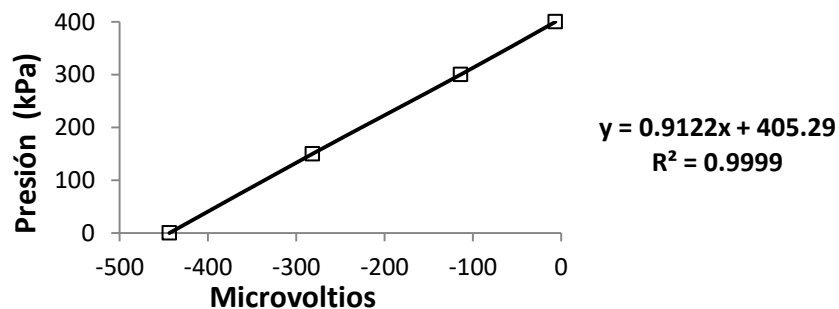


Figura 18. Curva calibración celdas de presión.  
Fuente: propia

### **3.2.2.2. Transductor de Desplazamiento Lineal Variable (Linear Variable Displacement Transducer – LVDT)**

Para el registro del desplazamiento del material, se utilizó transductores de desplazamiento lineal variable – LVDTs, de marca OMEGA, referencia LD320. Véase imagen 4.



Imagen 4. LVDT empleados en los ensayos del Montaje 2.  
Fuente: Propia

La calibración de los LVDTs, fue gestionada por el Laboratorio de la Universidad Pontificia Javeriana, propietaria de los instrumentos.

### **3.2.2.3. Actuador Dinámico MTS**

El Actuador Dinámico Serie 244 de MTS Systems Corporation, es un equipo que está en capacidad de aplicar cargas para pruebas dinámicas y estáticas, en rangos de fuerza de accionamiento de 0 kN a 1000 kN. La longitud estándar de desplazamiento del pistón, del actuador Serie 244, es de 0.1524 m y 0.254 m. Las especificaciones del equipo, pueden modificarse para adaptar el actuador a varias condiciones y configuraciones de pruebas, que, debido a su pivote, permite colocarlo casi en cualquier posición. (MTS Cop., 2016) Véase imagen 5c.

El sistema que emplea el Actuador Dinámico Serie 244, tiene una configuración simple, garantizando resultados coherentes en las pruebas.

El Actuador Dinámico del laboratorio utilizado en la ejecución de ensayos del Modelo 2, se encuentra empotrado en un marco metálico rígido, tal como se observa en las Imágenes 5a y 5b.



Imagen 5. (a) Actuador dinámico empotrado en el marco metálico del Laboratorio de la PUJ (b) Montaje ensayo Modelo 2. (c) Actuador dinámico. Fuente: Del autor.

### 3.3. FASE III: FASE EXPERIMENTAL

Durante la Fase Experimental se desarrollaron dos modelos, así: (Véase figura 19)

- El Modelo 1, se desarrolló en un molde de dimensiones 0.15 m de diámetro por 0.21 m de alto.
- El Modelo 2, se desarrolló en una caja metálica de dimensiones de 0.5 m de diámetro por 0.8 m de alto.

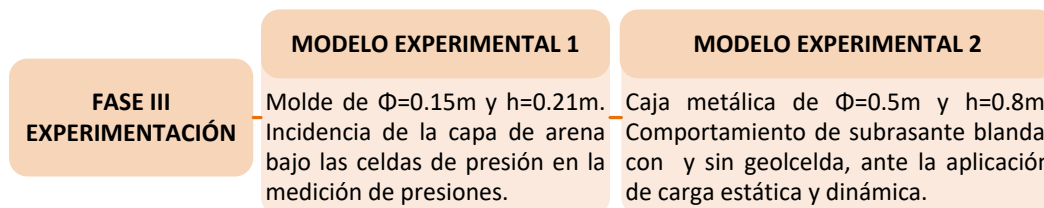


Figura 19. Esquema fase de experimentación  
Fuente: Propia

### 3.3.1. Modelo 1

Estos ensayos se realizaron con el fin de determinar la incidencia en la recepción de datos de las celdas, al colocar una capa de arena bajo las celdas de presión, en la recepción de cargas, de acuerdo a recomendaciones identificadas en la bibliografía revisada.

El procedimiento consistió en compactar el material utilizado, en un molde de dimensiones de 0.16m de diámetro por 0.21m de alto, a la humedad óptima determinada mediante el Ensayo normal de compactación, norma E 141-13.

Durante el proceso de compactación, se colocó el material por capas, con el fin de alcanzar una compactación homogénea y una densidad óptima, ubicando una o dos celdas (según el escenario medido), inmersas dentro del material de subrasante, a una profundidad específica. Para esto, por cada posición de celda de presión definida, se realizaron dos montajes; uno con una capa de arena bajo la celda de presión, y otro sin la capa de arena bajo la celda de presión; es decir, con la celda directamente sobre el material compactado. Véase figura 20.

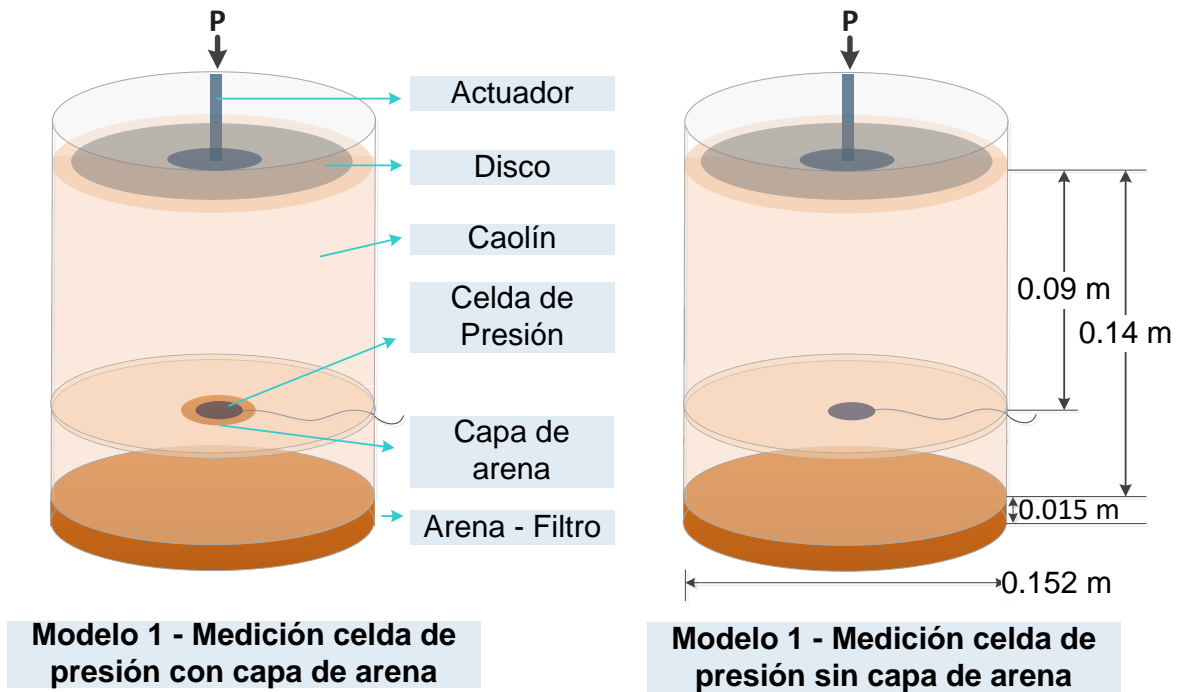


Figura 20. Esquema Modelo 1 - Escenario 1.  
Fuente: Propia

Una vez se compactó todo el material, se conectó la celda de presión al equipo de cómputo, y se colocó un disco de 0.13 m de diámetro y 0.006 m de espesor en la

superficie. En seguida, se puso el molde en la prensa de compresión, y se le aplicó carga a una velocidad constante; se tomó registro de las cargas aplicadas y de las lecturas arrojadas por las celdas de presión. Durante la aplicación de carga, el desplazamiento del plato de la prensa de compresión fue medido con un deformímetro tal como se muestra en la imagen 6.

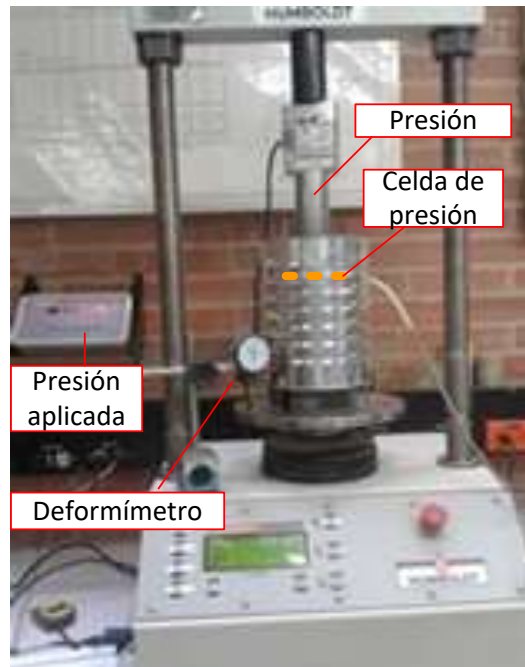


Imagen 6. Montaje de ensayo Modelo 1.  
Fuente: Propia

En la figura 21, se ilustra un ejemplo de los ensayos de carga realizada a cada celda de presión. Para el caso se relacionó la presión aplicada con el desplazamiento generado a una profundidad de 0.09m (profundidad de la celda de presión) y en la superficie, y se comparó con la presión estimada teóricamente empleando la ecuación de Boussinesq.



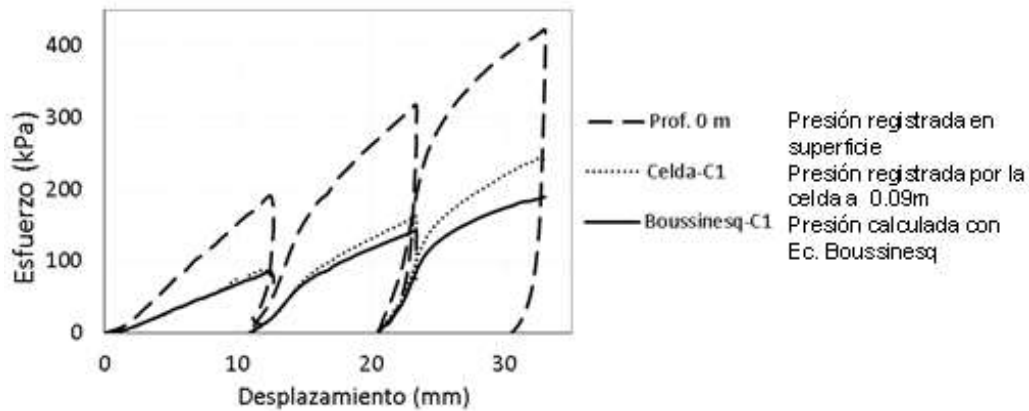


Figura 21. Registro Esfuerzo-desplazamiento Modelo 1 - Celda de presión a Prof. 0.09m, con capa de arena.  
Fuente: Propia

Realizados todos los ensayos, se procesó la información, y se evaluó si el registro de las celdas de presión, había mejorado o no con la capa de arena. En la figura 22, se muestra la configuración de los ensayos realizados del Modelo 1.

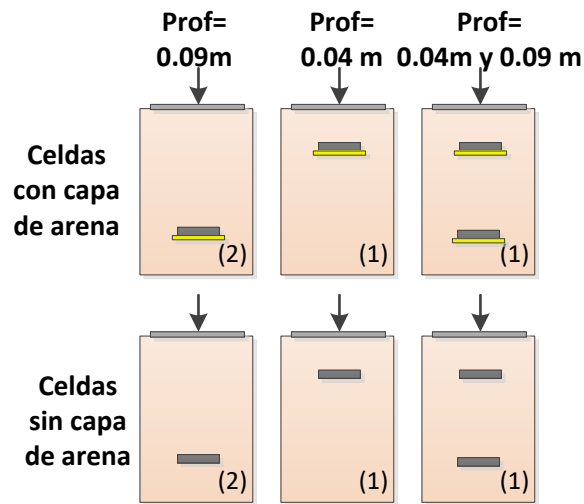


Figura 22. Configuración de ensayos Modelo 1.  
Fuente: Propia

De acuerdo con los análisis efectuados, se encontró que las celdas entregaban un mejor registro con la capa de arena bajo las celdas de presión; por lo que los ensayos del Modelo 2, se desarrollaron bajo esta condición.<sup>13</sup>

<sup>13</sup> En el Anexo 3 se detalla el procedimiento realizado para el Modelo 1 y los resultados encontrados.

### 3.3.2. Modelo 2

Estos ensayos se desarrollaron en la caja metálica de dimensiones de 0.5 m de diámetro por 0.8 m de alto, con el fin de evaluar el comportamiento de un material de subrasante blanda, con y sin geocelda, ante la aplicación de carga estática y dinámica. Esta configuración inicial se resume en la figura 23.

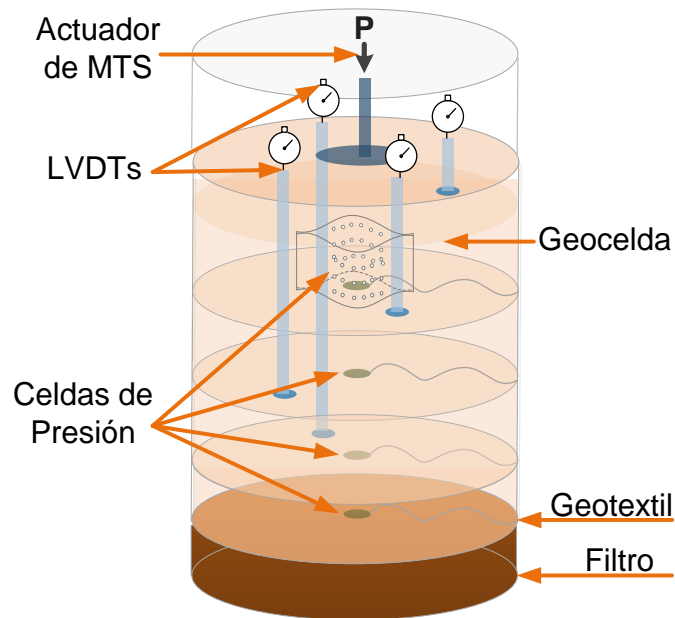


Figura 23. Esquema Modelo Experimental 2 con geocelda.  
Fuente: Propia

Es preciso aclarar que las celdas de presión, tras haber sido calibradas y verificadas varias veces, y haber obtenido en general, unas lecturas adecuadas al dar registros de curvas de calibración lineales con altos coeficiente de determinación, fueron utilizadas en los ensayos del Modelo 1, presentando un buen funcionamiento y registro coherente con las cargas aplicadas, lo que permitió definir que el registro de las celdas de presión era mejor con la utilización de la capa de arena como base. Ver Anexo 2.

Durante el primer ensayo del Modelo 2, esquematizado en la figura 23, las celdas iniciaron registrando de forma adecuada, sin embargo, durante el montaje y la ejecución del segundo ensayo, se detectó que algunas de ellas se habían alterado, arrojando lecturas erráticas o estáticas, situación que se repitió para algunas celdas en los montajes siguientes. Ante esta situación, se revisaron los instrumentos por parte del ingeniero electrónico de la PUJ, quien, tras haber verificado su estado y comportamiento, determinó que las celdas se deterioraron, y no estaban respondiendo a las sollicitaciones de carga, por lo tanto, se optó por no utilizar estos instrumentos.

Para los ensayos del Modelo 2, se conformó una estructura de subrasante blanda de un espesor de 0.65 m en la caja metálica, con una variación: (a) estructura de subrasante reforzada con una geocelda, y (b) estructura de subrasante no reforzada con geocelda.

En cada caso, la estructura reforzada y no reforzada, fue sometido a tres (3) escenarios de carga: carga constante, en rampa y cíclica<sup>14</sup>; y en cada uno de ellos, se tomó registro de los desplazamientos verticales que experimentó cada capa de la estructura de subrasante. En la figura 24, se muestra la configuración de los ensayos realizados del Modelo 2.

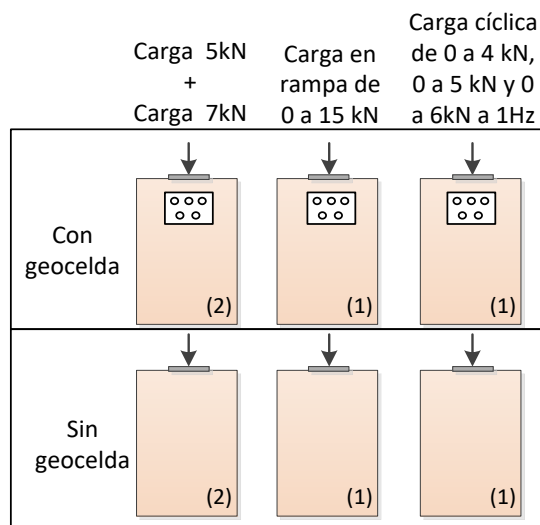


Figura 24. Ensayos Modelo 2 realizados.  
Fuente: Propia

<sup>14</sup> • Con la aplicación de la carga constante se pretendió ver la reacción del suelo ante una carga similar a la soportada por una capa de subrasante, de acuerdo con el diseño de pavimentos. Para ello se realizó el diseño de una estructura de pavimentos con el programa KENPAVE, y de acuerdo con los resultados obtenidos, se definieron dos cargas a aplicar que no superaran la capacidad del suelo. Ver Anexo 4.

• Con la carga en rampa se midió el suelo de subrasante ante incremento constante de carga. Debido a que la carga se aplicó con un disco con un espesor de 0.04m, la carga máxima correspondió a la que se estaba aplicando al momento que el disco se encontró embebido 0.03m aprox., en la estructura por punzonamiento, por ser un material muy blando.

• Con la carga cíclica simuló la reacción del suelo ante cargas repetidas como las del tránsito de vehículos, aplicando cargas similares a las definidas para la subrasante, de los diseños realizados con el programa KENPAVE.

Se consultaron documentos que explicaban algunos de los ensayos de simulación para evaluar las deformaciones plásticas en pavimentos, ya que permitían predecir muy bien lo que sucede realmente en un pavimento sometido a las cargas de tráfico.

Por lo tanto, para la evaluación con carga cíclica, se decidió trabajar a una frecuencia de 60 ciclos por minuto, al considerarse que la aplicación de carga se iba a realizar sobre un material muy blando. De acuerdo con la información consultada, se definió aplicar 10.000 de ciclos, especificados para el ensayo de pista Hamburgo. (Padilla, 2015)

Para el montaje de cada ensayo, la subrasante fue colocada por capas con un espesor de 0.075 m y una capa final de 0.05 m, a una densidad óptima verificada a través de ensayos con cono de arena. El proceso de compactación fue realizado utilizando un pisón de 8.5 kg, y donde hubo restricciones de espacio, se utilizó el martillo del ensayo normal de compactación.

Durante la conformación de la subrasante, en las subcapas correspondientes a los 0.5 m, 0.35 m, 0.2 m y 0.05 m de profundidad, se colocaron tubos de PVC con varillas roscadas y arandelas atornilladas inmersas en el material, lo que permitió medir los desplazamientos del material en las respectivas posiciones, a través de los registros de los LVTDs, conectados Software INGENMODULER. Véase figura 25.

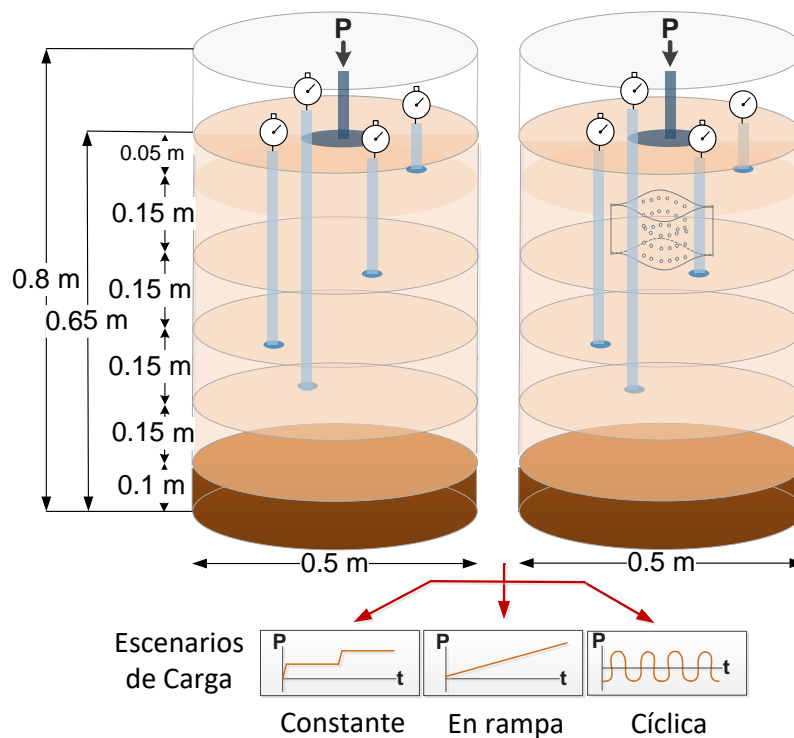


Figura 25. Esquema escenarios desarrollados en ensayos Modelo 2.  
Fuente: Propia

Para la estructura de subrasante reforzada, se colocó la geocelda inmersa en el material a 0.2 m de profundidad, garantizando la abertura del geosintético a las dimensiones establecida por el proveedor. Una vez se compactó la capa de la geocelda, se conformó la capa final de 0.05 m, propuesta según la configuración planteada en la figura 25, garantizando que la carga no fuera aplicada directamente sobre el estrato de la geocelda.

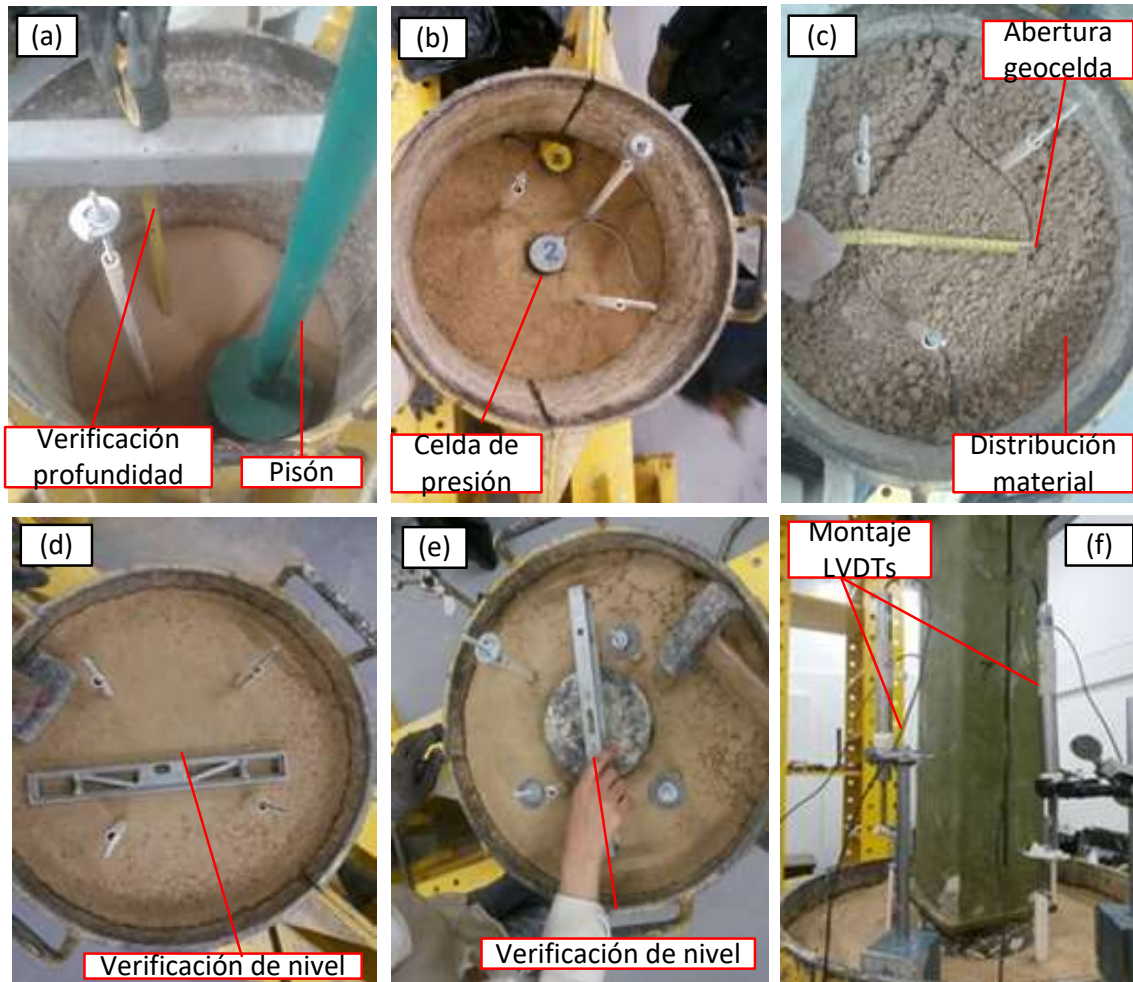


Imagen 7. Montaje Modelo 2. (a) Colocación y compactación del material. (b) Instrumentación con celdas de presión (c) Colocación material y geocelda. (d) Verificación de nivel. (e) Colocación de disco para aplicar carga y nivelación (f) Instrumentación con LVDTs. Fuente: Propia

En las imágenes 7a, 7b, 7c, 7d, 7e y 7f, se presentan actividades del proceso de conformación de la estructura de subrasante y el montaje del ensayo. En la Imagen 7a, se muestra la verificación del nivel de la subrasante, durante el proceso de compactación. La imagen 7b, muestra la ubicación de la celda de presión, y la disposición del cable en la estructura, para evitar la afectación del instrumento, por un desplazamiento. La imagen 7c, muestra el momento en que se vertió el material y se distribuyó homogéneamente, previo a la compactación del mismo. En la imagen 7d, se ve la verificación de nivel realizado al material, actividad que se hizo cada vez que se compactaba una capa. La Imagen 7e, muestra el proceso de localización del disco de aplicación de carga empleado en los ensayos (de 0.159 m de diámetro y 0.04 m de espesor), y la verificación del nivel del disco en cada montaje. Finalmente, en la Imagen 7f, se muestra la disposición de los LVDTs en los montajes.

### 3.3.2.1. Escenarios de carga aplicada en el Modelo 2

Los escenarios de carga aplicada fueron:<sup>15</sup>

- 1) Carga constante de 5 kN durante 10 minutos, seguida de otro período de carga constante de 7.5 kN, durante 10 minutos más. Debido a que el área del disco de aplicación de carga empleado es de  $0.019607 \text{ m}^2$ , las cargas aplicadas equivalían a un esfuerzo de 255,0 kPa y 382.5 kPa respectivamente. Véase figura 26.

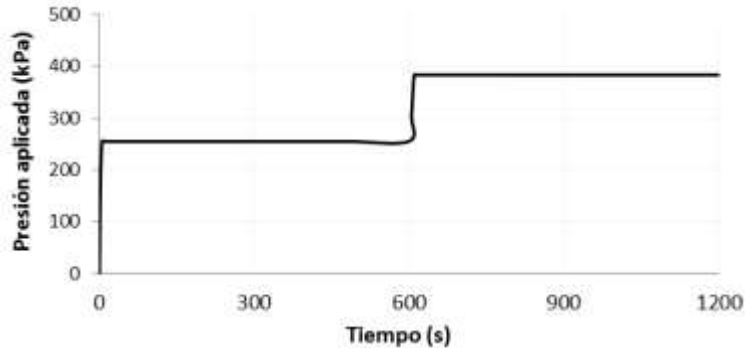


Figura 26. Presión aplicada en el Escenario de carga 1 del Modelo 2. Carga constante de 5 kN, seguida de carga constante de 7.5 kN. Fuente: Propia

- 2) Carga en rampa de 0 a 15 kN en un tiempo de 600 segundos, que correspondió a un esfuerzo de 0 kPa y 760 kPa, respectivamente. Véase figura 27.<sup>16</sup>

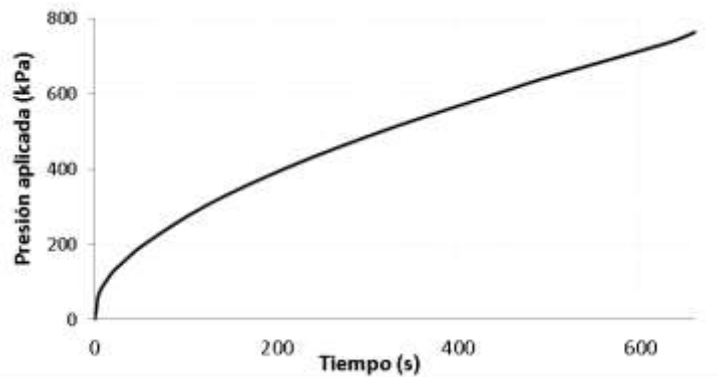


Figura 27. Presión aplicada en el Escenario de carga 2 del Modelo 2. Carga en rampa de 0 a 15 kN. Fuente: Propia

---

<sup>15</sup> De acuerdo con los diseños de pavimentos desarrollados con el programa KENPAVE, las cargas transmitidas hasta la subrasante eran muy bajas, por lo cual se decidió una carga lo suficientemente alta para generar desplazamiento en el material, sin llevarlo a la falla. Por lo anterior, se definieron las cargas arbitrariamente.

<sup>16</sup> La carga y el tiempo fueron definidos y programados en la MTS, de modo que correspondía a una carga lineal en el rango de tiempo específico, sin embargo la presión aplicada por la MTS no fue lineal de acuerdo a lo programado.

- 3) Cargas cíclicas con rangos de 0.5 kN a 4.0 kN, 0.5 kN a 5.0 kN y 0.5 kN a 6.0 kN, las cuales se realizaron con una frecuencia de 1 Hz, llevados hasta los 10000 ciclos. Las cargas aplicadas correspondieron a esfuerzos oscilantes entre 25 kPa y 204 kPa, 25 kPa y 255 kPa, y 25 kPa y 306 kPa respectivamente. Véase figura 28.

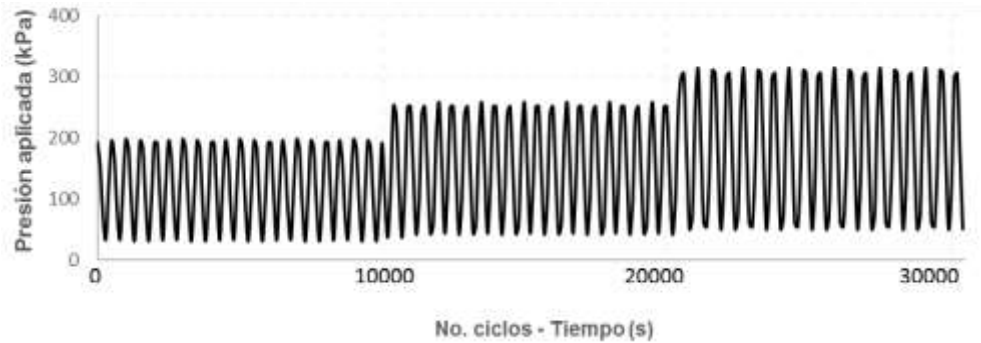


Figura 28. Presión aplicada en el Escenario de carga 3 del Modelo 2. Carga oscilante de 0.5 kN a 4.0 kN, de 0.5 kN a 5.0 kN y de 0.5 kN a 6.0 kN a una frecuencia de 1 Hz, durante 10.000 ciclos cada carga. Fuente: Propia

Para los tres escenarios de carga, se tomaron las lecturas de los desplazamientos de las capas a 0.5 m, 0.35 m, 0.2 m y 0.05 m de profundidad<sup>17</sup>, por medio de los LVDTs ubicados en la superficie del montaje, adosados a los tornillos inmersos en el material.

Una vez finalizada cada aplicación de carga definida previamente, se detuvo la máquina MTS, y se realizó el desmonte de la prueba.

Es importante mencionar que, para el escenario de carga en rampa, se realizaron cuatro montajes de subrasante: dos con refuerzo y dos sin refuerzo, para verificar la repetibilidad de los resultados o registros. Por otro lado, para los escenarios de carga estática y cíclica, se realizaron dos montajes de subrasante; uno con refuerzo y otro sin refuerzo, de acuerdo con la configuración establecida.

Finalmente, es importante mencionar que se realizaron dos ensayos aplicando cargas cíclicas a una mayor frecuencia, sin embargo, en ellos, no se logró aplicar la carga definida y configurada en el Actuador Dinámico MTS, alcanzando sólo una fracción de la carga, a las frecuencias altas ensayadas, tal como se ve en la imagen 8, en donde se muestra el registro de la MTS de la aplicación de carga de 0.5 kN a 4 kN, a una frecuencia de 7 Hz.

---

<sup>17</sup> En planta, los tornillos y tubos empleados para el registro del desplazamiento, estaban dispuestos a una distancia perpendicular de 0.05m del área cargada uniformemente distribuidos.



Imagen 8. Registro MTS de aplicación de carga de 0.5 kNa 4 kN, a 7 Hz.  
Fuente: Propia



## 4. RESULTADOS

Desarrollados los procesos y procedimientos propuestos en la metodología, se obtuvieron los siguientes resultados.

### 4.1. Materiales e Instrumentos

#### 4.1.1. Clasificación de la Subrasante

El material de subrasante empleado para la realización de los ensayos, fue un material procesado, el cual recibe el nombre comercial de caolín, según la empresa CAOLINES LA PIRÁMIDE LTDA quien lo suministró. El material, es proveniente de la planta de extracción localizada en la vereda Basillas, municipio de Mosquera, Cundinamarca.

Los ensayos físicos aplicados al material, arrojaron la caracterización contenida en la tabla 5:

Tabla 5. Resultados de los ensayos de caracterización del material de estudio. Fuente: Propia

CÓDIGO	ENSAYO	RESULTADO	
E-122-13	Contenido de agua (humedad) del suelo	2,01	%
E-124-13	Análisis granulométrico por medio del hidrómetro		
E-125-13	Determinación del límite líquido de los suelos	45	%
E-126-13	Límite plástico e índice de plasticidad	25	%
	Índice de plasticidad	20	%
E-127-13	Determinación de los factores de contracción de los suelos		
	Límite de Contracción (LC)	21.4	%
	Relación de Contracción (R)	1.65	%
	Cambio Volumétrico (CV)	38.8	%
	Contracción Lineal (CL)	9	%
E-128-13	Determinación de la gravedad específica de los suelos y del llenante mineral	2.63	
E-141-13	Relaciones de humedad-masa unitaria seca en los suelos (Ensayo normal de compactación)		
	Humedad óptima	24.2	%
	Peso unitario seco máximo	15.41	kN/m <sup>3</sup>
E-146-13	Determinación de la masa unitaria seca (densidad seca) y la humedad de equilibrio		
E-148-13	Relación de soporte del suelo en el laboratorio (CBR de laboratorio)	3.4	%
E-235-13	Valor de azul de metileno en agregados finos y en llenantes minerales	12.5	mg

#### 4.1.2. Caracterización de Geoceldas

La geocelda utilizada en el modelo 2 es de polietileno de alta densidad, no degradable térmicamente, con una resistencia en la soldadura de 2130 N. (Duarte y Sierra, 2011)

En la tabla 6, se presentan los valores reportados por el fabricante de la geocelda.

Tabla 6. Propiedades de las geoceldas empleadas en el Modelo 2. Fuente: (SINTEX, 2010)

<u>Propiedades</u>	<u>Método de ensayo</u>	<u>Valor típico</u>
Mínima densidad del polímero	ASTM D-1505	0,94 g/cm <sup>3</sup>
Espesor nominal de la placa	ASTM D-5199	1,27 mm +/- 5%
Contenido en carbono negro	ASTM D-1603	1,5 % mínimo por peso
Resistencia al agrietamiento ante agresiones medioambientales	ASTM D-1693	4000 hs

<u>Medidas</u>	
Ancho x largo (celda expandida, mm)	259 x 224
Superficie (celda expandida, cm <sup>2</sup> )	289
Espaciamiento de soldadura (celda comprimida, mm)	355+/-33
Altura de la celda (mm)	150

#### 4.1.3. Calibración de Instrumentos

En la fase preparatoria de los ensayos para los Modelos 1 y 2, se realizó la calibración de las celdas de presión propiedad del Laboratorio de Ingeniería Civil de la PUJ. En este proceso se determinó que las celdas, en su mayoría, conservaron una respuesta lineal en la calibración; sin embargo, algunas de ellas presentaron lecturas variables y oscilatorias, que no se pudieron linealizar, razón por la cual se determinó que se encontraban defectuosas para la medición. Tal fue el caso de las celdas 4 y 6. En la figura 29, se presenta algunas curvas de calibración de celdas en buen estado.

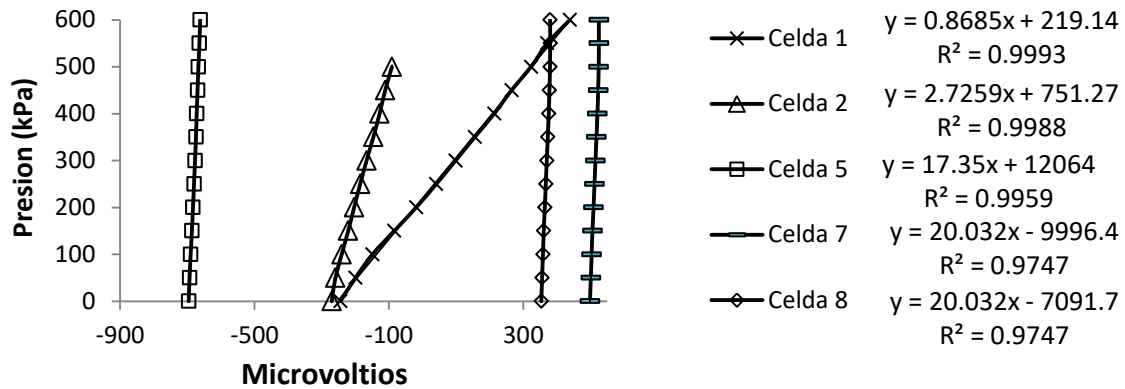


Figura 29. Curvas de calibración de celdas de presión del Modelos 1.  
Fuente: Propia

Como se mencionó en el capítulo anterior, tras haber sido calibradas y verificadas las celdas de presión varias veces, y haber obtenido en la mayoría de ellas, unas lecturas adecuada al registrar curvas de calibración lineales con R cuadrado cercano de 1, se determinó que los instrumentos estaban en condiciones de ser utilizadas en los ensayos del Modelo 1.

Durante los montajes del Modelo 1, las celdas de presión presentaron un buen funcionamiento, arrojando lecturas de presión coherentes con las cargas aplicadas al material en superficie, lo que permitió continuar con el análisis del Modelo1, permitiendo concluir que las celdas de presión registraban mejor con la utilización de la capa de arena como base.

Posteriormente, durante el primer ensayo del Modelo 2 (Véase figura 23), las celdas iniciaron registrando de forma adecuada, sin embargo, durante el montaje y al momento de la ejecución del ensayo, se detectó que algunas de ellas se habían alterado, arrojando lecturas erráticas o estáticas, situación que se repitió en los montajes siguientes para algunas celdas. En la figura 30, se presenta las curvas de calibración de las celdas que arrojaron lecturas erráticas.

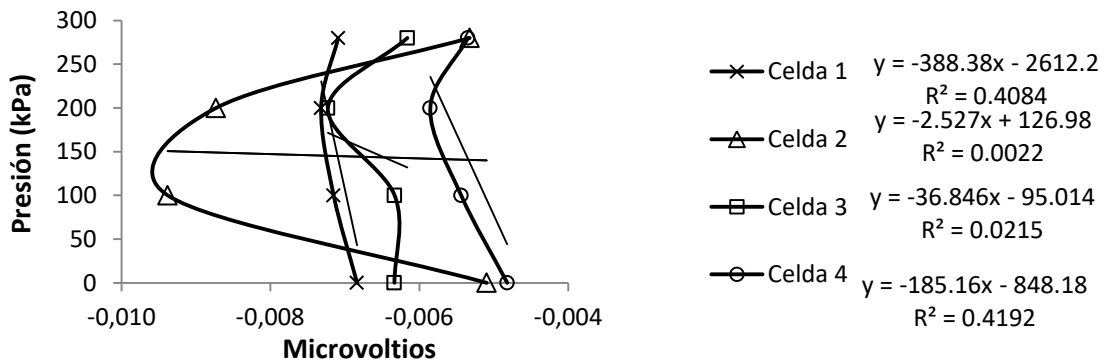


Figura 30 . Curvas de calibración de celdas de presión para el Modelos 2. Fuente: Propia

Ante esta situación, se realizó revisión de los instrumentos por parte del ingeniero electrónico, quien, tras haber verificado su estado y comportamiento, determinó que las celdas se deterioraron, y no estaban respondiendo a las solicitaciones de carga, por lo cual se optó por no utilizar estos instrumentos y descartar la medición de presiones en el Modelo 2.

#### 4.2. Diseño Caja Metálica

El diseño de la caja metálica se hizo tomando como referencia la metodología empleada en la investigación de Duarte y Sierra en 2011, y garantizando las dimensiones adecuadas para evaluar el material de subrasante reforzada con una geocelda.

Para ello se definió el diseño de una caja circular con dimensiones de 0.5 m de diámetro por 0.8 m de alto, la cual, se dispuso que tuviera una parte fija sobre la base, y otra sección móvil, que facilitara desencofrar el material fácilmente. Se emplearon tornillos de  $\frac{1}{2}$ " cada 0.1m en las láminas de unión lateral y de la base, para dar garantía de la rigidez de la caja armada. En la figura 31, se observa el esquema de diseño de la caja metálica. Ver Anexo 1.

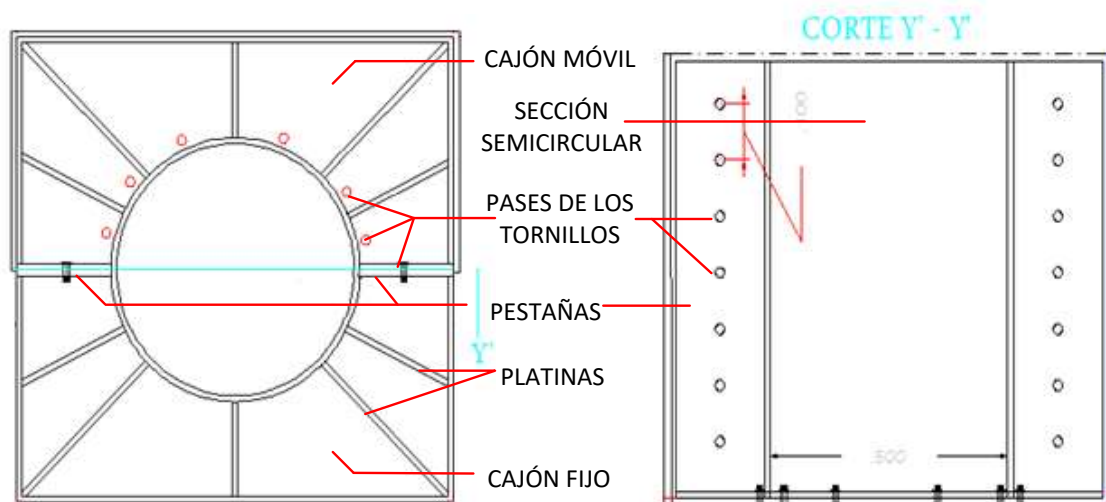


Figura 31. Esquema diseño de caja metálica para ensayos del Modelo 2. (a) Vista planta. (b) Vista perfil.  
Fuente: Propia

### 4.3. Resultados de Ensayos del Modelo1

Con los datos obtenidos en las mediciones, se determinó la relación entre el esfuerzo en la superficie, y el nivel de la celda de presión, con el fin de evaluar el efecto de la capa de arena en la medición de la celda de presión.<sup>18</sup>

A pesar de que las lecturas de las celdas de presión, calculada mediante la metodología de Boussinesq, en general registraron por encima de la presión esperada teóricamente (véase la figura 32), sólo en el escenario con una celda de presión a 0.09 m de profundidad, arrojó lecturas acordes con lo estimado teóricamente, presentando una lectura más fiel en la configuración con capa de arena. Véase la figura 33.

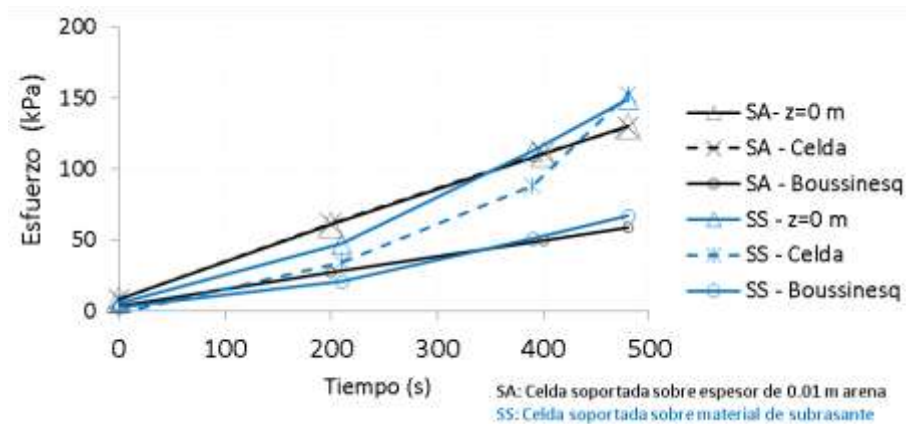


Figura 32. Esfuerzo aplicado, medido y calculado Modelo 1-Escenario 4, de celda con y sin capa de arena a 0.04 m de profundidad. Fuente: Propia

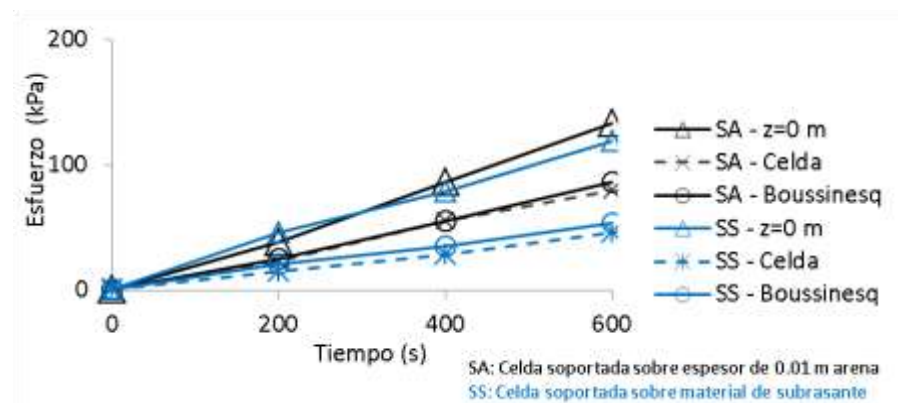


Figura 33. Esfuerzo aplicado, medido y calculado en el Modelo 1-Escenario 3, con celda a 0.09 m de profundidad, con y sin capa de arena. Fuente: Propia

<sup>18</sup> En el Anexo 3 se encuentra todo el procedimiento de los ensayos del Modelo 1, realizado para determinar la incidencia de la cama de arena en el uso de las celdas de presión, resultados y análisis.

Debido a que el escenario con celda de presión a 0.09 m de profundidad y con capa de arena bajo la celda, fue el que registró presiones más cercanas a las estimadas teóricamente a dicha profundidad, y debido a que este montaje se realizó dos veces arrojando resultados similares, se definió que para los ensayos del Modelo 2, era adecuado colocar las celdas de presión sobre una capa de arena, para lograr un mejor registro de presiones.

#### **4.4. Repetitividad de pruebas del Modelo 2**

De acuerdo al procedimiento descrito en el numeral 3.3.2, en el Modelo 2, los montajes para el escenario de carga 2 se realizaron aplicando una carga en rampa de 0 a 15 kN.

Este escenario se ejecutó dos veces, es decir, se realizaron dos montajes con material de subrasante sin geocelda, y dos montajes con material de subrasante con geocelda. Se les aplicó la misma carga en rampa, con el fin de evaluar su comportamiento, y comprobar la homogeneidad de los resultados; procedimiento importante para determinar si los ensayos son repetibles cuando se ejecutan bajo las mismas condiciones.

La repetitividad de los ensayos del Modelo 2, se realizó para el sólo escenario de carga en rampa, debido a la restricción en tiempo en su ejecución, pues para cada montaje se estimaba una duración de aproximadamente dos semanas con dedicación de tiempo completo.

En la preparación del material para cada uno de los ensayos, se tuvo en cuenta las mismas condiciones de humedad y peso unitario; la colocación del material en la caja se realizó tratando de conservar condiciones homogéneas y aplicando la misma energía de compactación; también se empleó la misma instrumentación. Todo esto con el fin de que los montajes fueran lo más parecido posibles, y de esta manera poder evaluar el comportamiento del mismo material, bajo diferentes tipos de carga y presión. Este procedimiento permitió obtener datos comparables.

El procedimiento se resume en la figura 34.

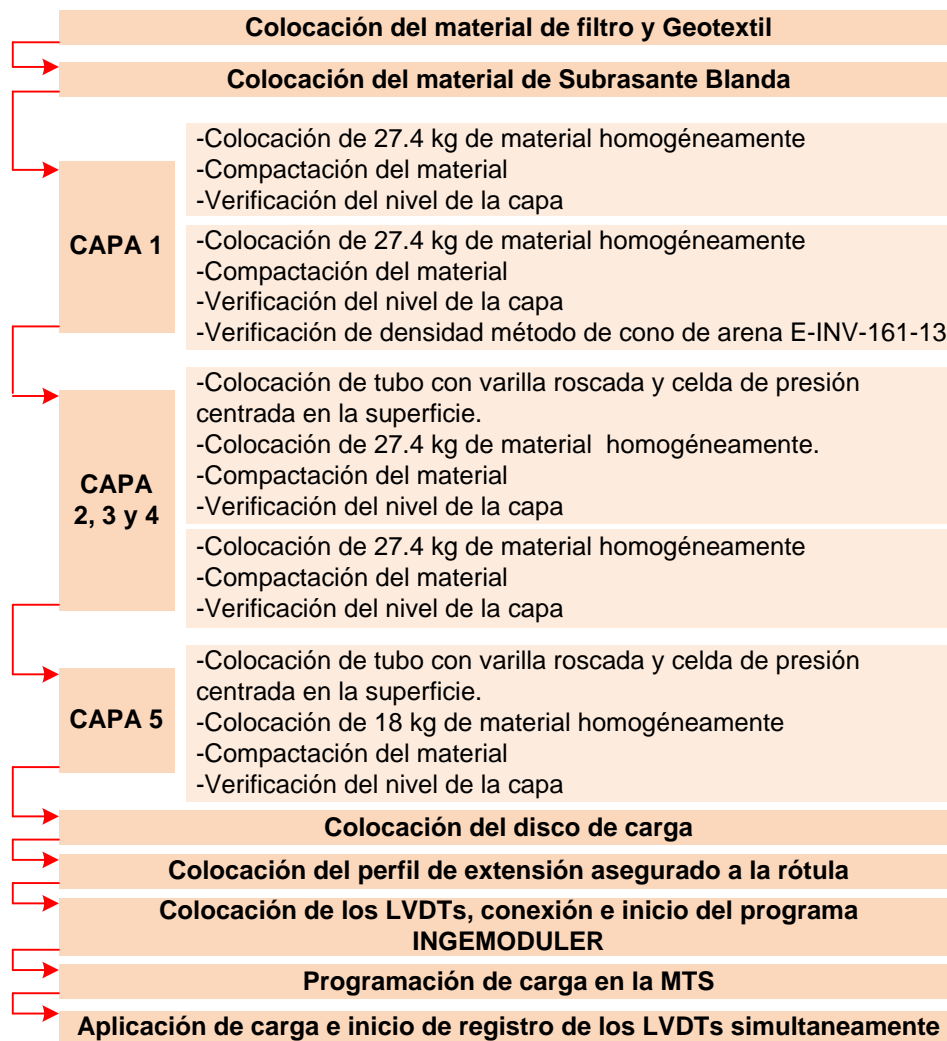


Figura 34. Esquema de actividades – Montaje 2.  
Fuente: Propia

Para cada uno de los escenarios repetidos, los resultados fueron similares. Por ejemplo, para los dos montajes de subrasante reforzada, el desplazamiento en superficie estuvo alrededor de los 5 mm para una presión de 250 kPa, efecto que se mantuvo para las capas medidas, puesto que el desplazamiento en cada capa fue similar en ambos ensayos.

En las figuras 35 y 36 se presenta el registro de los desplazamientos verticales de los ensayos repetidos.

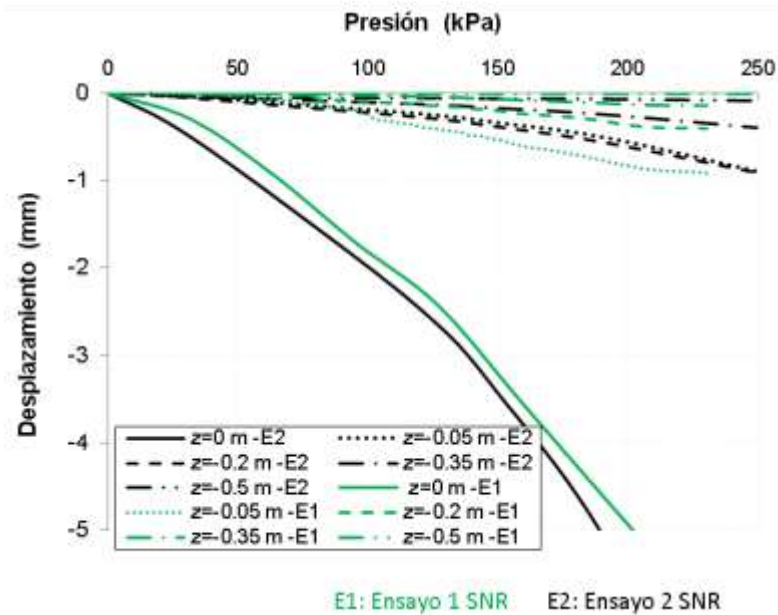


Figura 35. Desplazamiento-Presión de las capas de subrasante. Escenario de carga en rampa de 0 a 15 kN. Comparación entre Ensayo 1 y 2 de subrasante no reforzada - SNR. Fuente: Propia

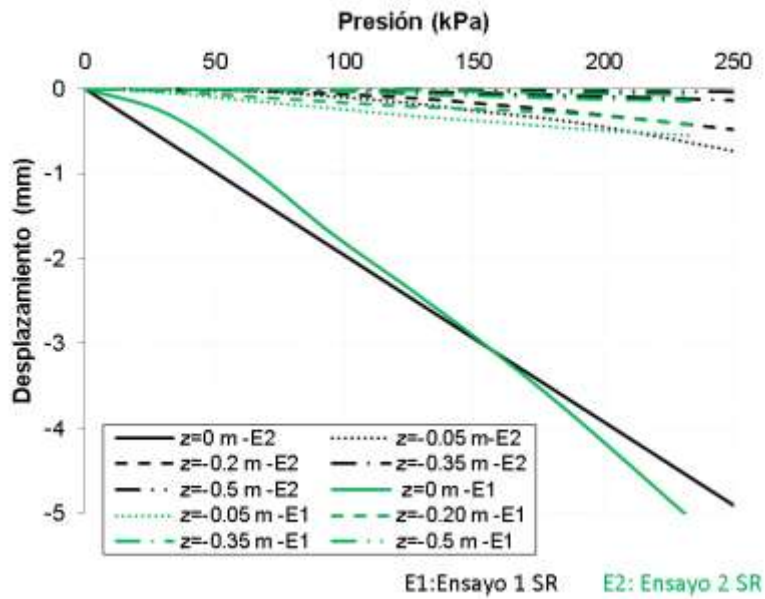


Figura 36. Desplazamiento-Presión de las capas de subrasante. Escenario de carga en rampa de 0 a 15 kN. Comparación Ensayo 1 y 2 de subrasante reforzada - SR. Fuente: Propia



#### 4.5. Resultados de Ensayos del Modelo 2

Para cada uno de los escenarios de carga realizados (carga constante, en rampa y cíclica), se registró el desplazamiento acumulado de cada una de las capas medidas, los cuales se muestran a continuación:

- **Escenario 1.** Se aplicó una carga constante de 5 kN durante 10 minutos, seguida de otro período de 10 minutos con carga constante de 7.5 kN, presentando un comportamiento como el de las figuras 37a y 37b.

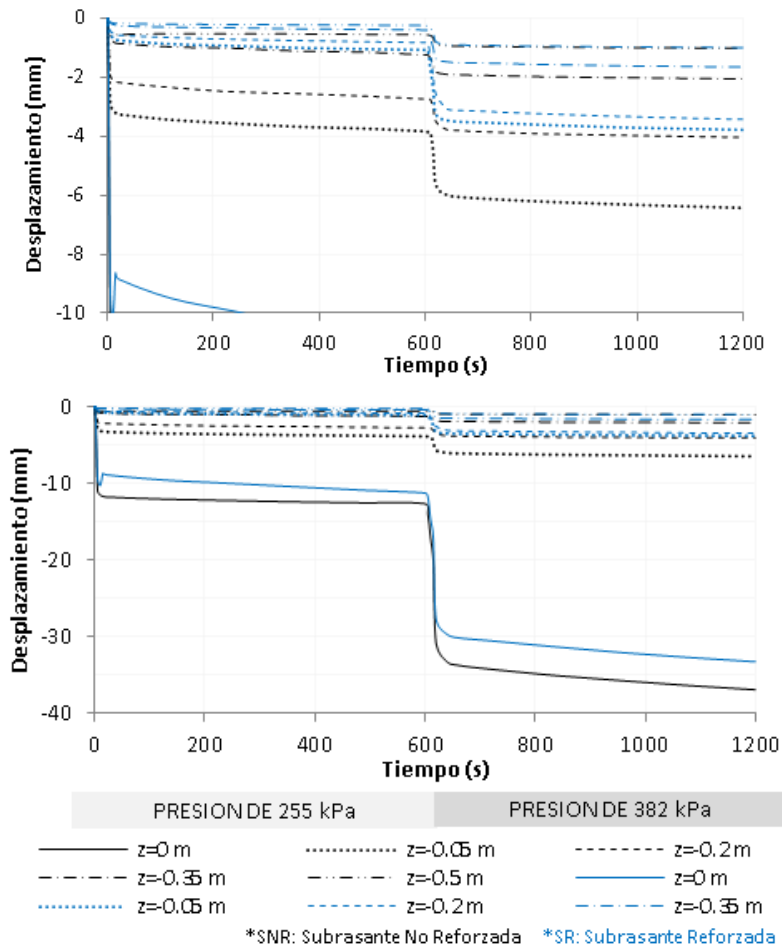


Figura 37. Desplazamiento de capas de subrasante. Escenario de carga 1. Carga constante para subrasante reforzada y no reforzada. (a) Detalle (b) Desplazamiento Total. Fuente: Propia

En este ensayo, el material presentó un desplazamiento acumulado de forma escalonada coherente con la carga aplicada. Todas las capas internas monitoreadas alcanzaron el máximo desplazamiento de forma inmediata con la aplicación de presión de 255 kPa. Posteriormente, mientras se sostuvo la carga hasta completar los diez minutos, el desplazamiento fue tan pequeño, que las curvas de desplazamiento durante el periodo

restante, presentaron un comportamiento constante. El comportamiento del material fue igual para el incremento de presión a 382 kPa.

En general, se registraron desplazamientos menores en las capas de la estructura de subrasante reforzada.

- **Escenario 2.** Para el escenario de carga 2, se aplicó una carga en rampa de 0 a 15 kN, la cual registró un desplazamiento acumulado representado en las figuras 38a y 38 b.

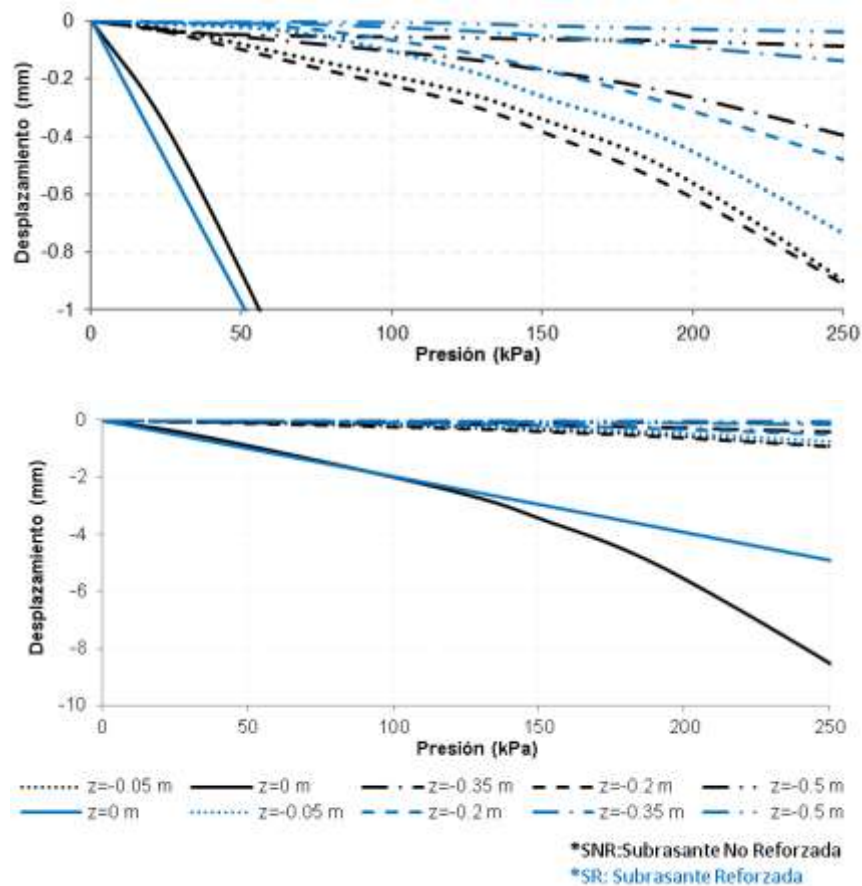


Figura 38. Desplazamiento de capas de subrasante. Escenario de carga 2. Carga en rampa para subrasante reforzada y no reforzada. (a) Detalle (b) Desplazamiento Total. Fuente: Propia

En este escenario el material presentó un desplazamiento acumulado ascendente. Todas las capas monitoreadas, aumentaron su desplazamiento conforme se aumentó la carga aplicada, alcanzando el mayor desplazamiento bajo la presión máxima aplicada de 700 kPa.

- Escenario 3.** Se aplicó una carga cíclica de 0.5 kN a 4 kN a 1 Hz durante 10000 ciclos, una carga de 0.5 kN a 5 kN a 1 Hz durante 10000 ciclos, y una carga de 0.5 kN a 6 kN a 1 Hz durante 10000 ciclos, en las cuales se registró un desplazamiento acumulado como el de las figuras 39a y 39 b.

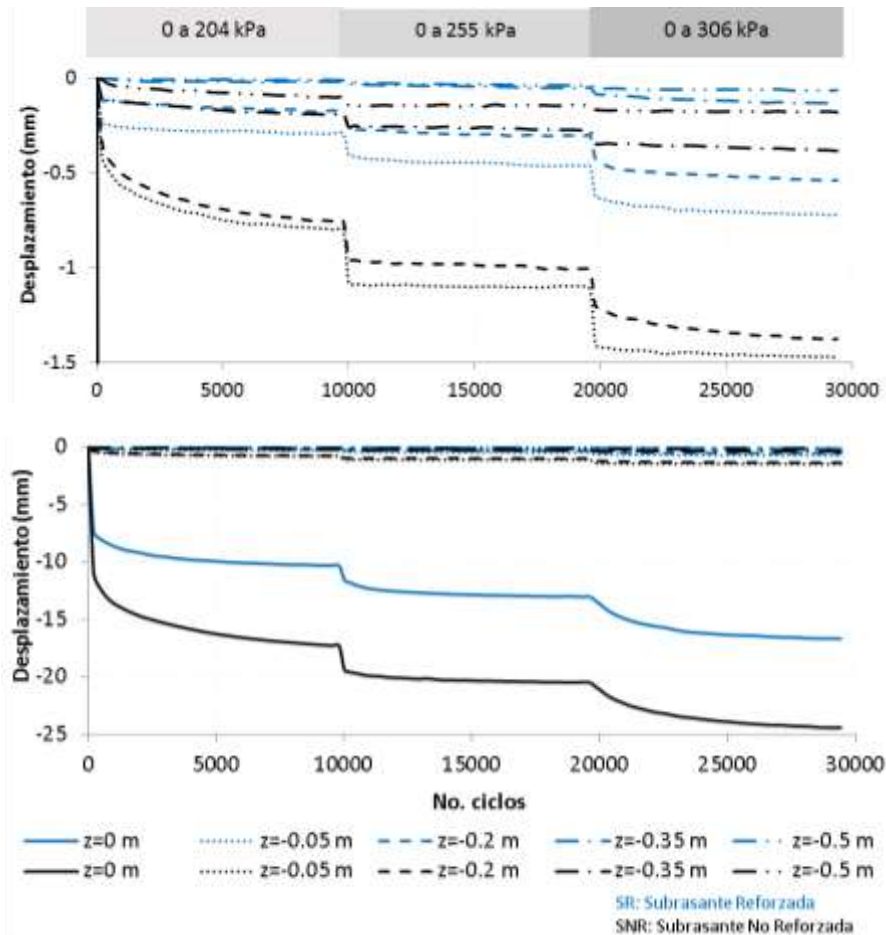


Figura 39. Desplazamiento de capas de subrasante. Escenario de carga 3. Carga cíclica, para subrasante reforzada y no reforzada. (a) Detalle (b) Desplazamiento Total. Fuente: Propia

En este escenario el material presentó un desplazamiento acumulado de forma semi-escalonada. Todas las capas monitoreadas, registraron desplazamientos cuya magnitud fue disminuyendo conforme aumentaban los ciclos aplicados, decreciendo a su vez la pendiente de la gráfica.

El comportamiento anterior fue una constante para los tres tipos de carga aplicada (de 0.5 kN a 4 kN, de 0.5 kN a 5 kN, y de 0.5 kN a 6 kN).

## 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para medir el comportamiento del material bajo cada condición, se hicieron las lecturas del desplazamiento vertical, y se realizaron gráficas de presión-desplazamiento.

### 5.1. Escenario 1 – Carga constante.

Para éste escenario, se aplicó una presión de 255 kPa durante un período inicial de 10 minutos, seguido de una presión de 382 kPa durante otro período de 10 minutos.

En la figura 40a, se presentan los desplazamientos registrados en cada una de las capas instrumentadas, observándose los desplazamientos en la subrasante sin refuerzo (SSR), con color negro, y los desplazamientos en la subrasante con refuerzo (SR), con color azul.

Se tomó el desplazamiento de la subrasante sin refuerzo (SSR) como el máximo desplazamiento registrado, y se relacionó con el desplazamiento en la subrasante con refuerzo (SR) y se expresó en porcentaje. Este porcentaje representa el mejoramiento de la estructura debido a la inclusión de la geocelda. Véase figura 40b.

En la figura 40a, se observa que hubo un desplazamiento mayor en las capas de subrasante no reforzada, frente al desplazamiento de las capas en el material de subrasante reforzada.

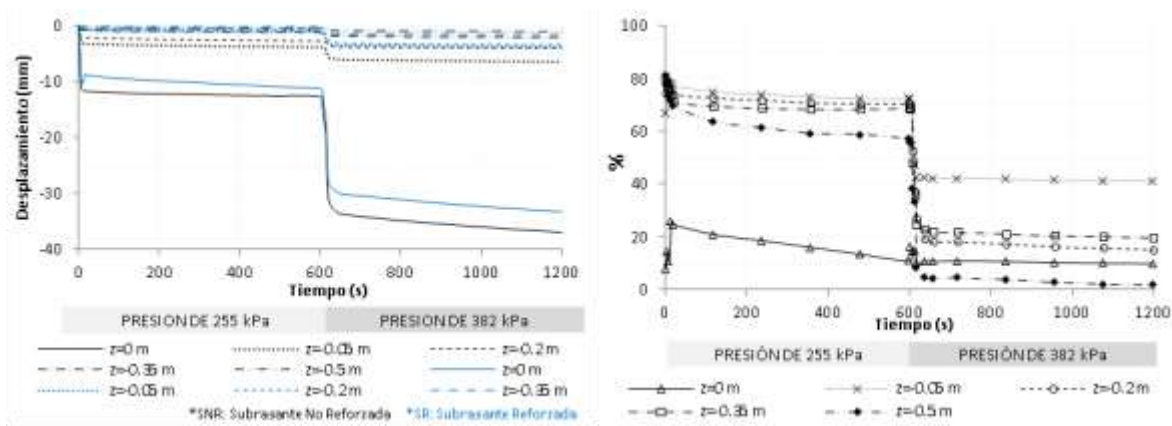


Figura 40. (a) Desplazamiento de las capas de SSR y SR, bajo carga constante (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

Para la capa a 0 m de profundidad (Véase figura 41b), bajo la presión de 255 kPa, se registró un porcentaje de mejoramiento inicial del 20 %, que fue disminuyendo hasta un mejoramiento del sólo el 10%. Posteriormente, durante la aplicación de la presión de 382 kPa, el comportamiento se mantuvo constante, registrando un mejoramiento promedio del 10%.

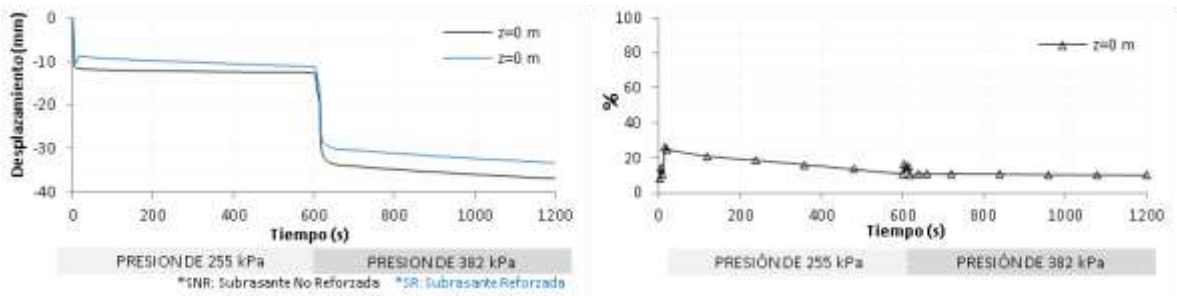


Figura 41. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

Para la capa a 0.05 m de profundidad, se registró un porcentaje de mejoramiento del 70%, bajo la presión inicial de 255 kPa; y un mejoramiento del 40 %, bajo una presión de 382 kPa. Véase figura 42.

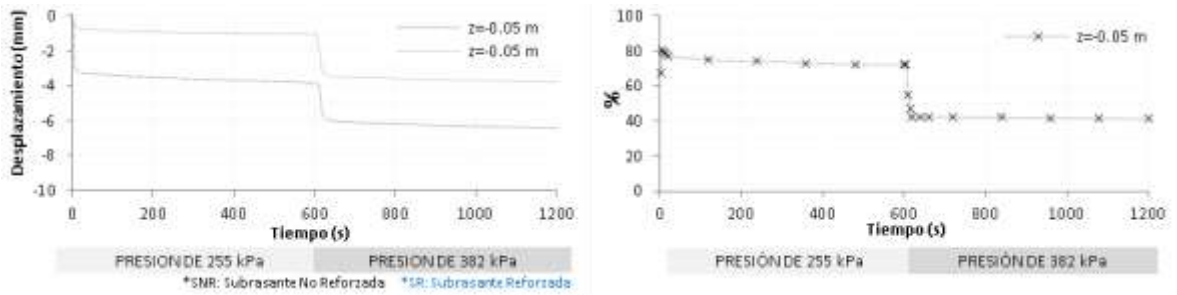


Figura 42. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0.05 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

Para las capas a 0.2 m y 0.35 m de profundidad, se registró un porcentaje de mejoramiento promedio del 70 % durante el periodo inicial, y un mejoramiento del 20 % durante el periodo final. Véase figura 43 y 44.

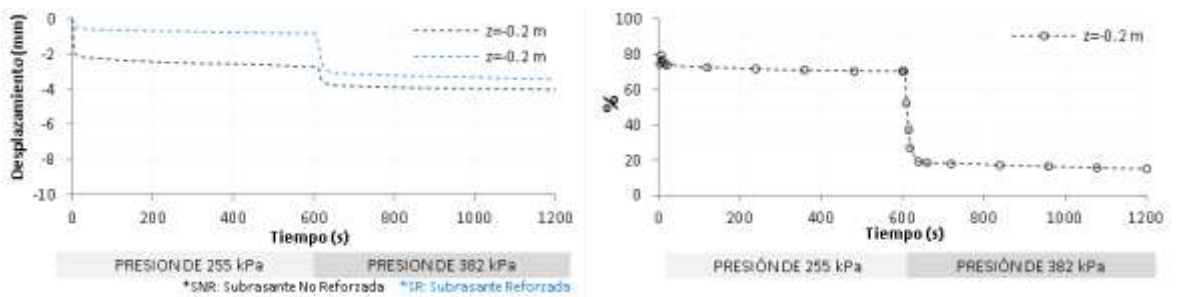


Figura 43. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0.2 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

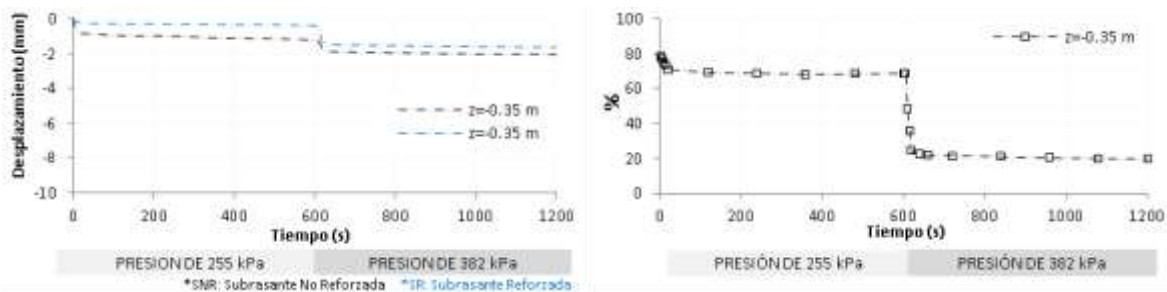


Figura 44. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0.35 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

Finalmente, para la capa a 0.50 m de profundidad, figura 45a, se redujo el desplazamiento en un 60% para el período inicial; pero para el período final, no se apreció ninguna mejora representativa, registrando desplazamientos iguales en ambas estructuras (SSR y SR).

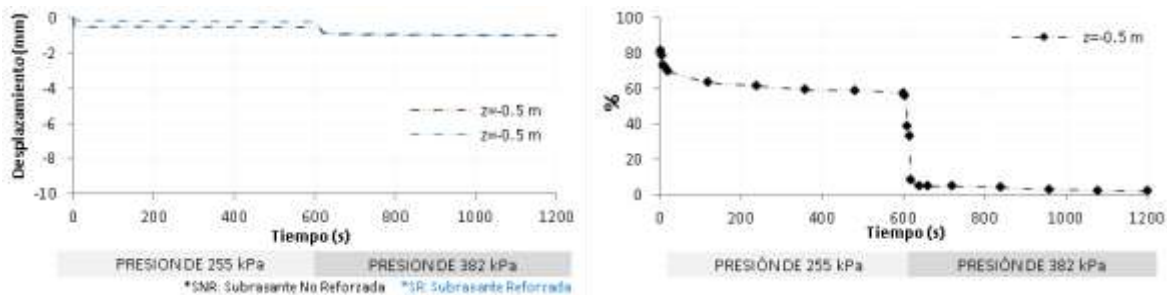


Figura 45. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga constante, profundidad 0.5 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

En general, en las figuras 46a y 46b, se puede ver que el mejoramiento registrado de las capas internas de la subrasante reforzada bajo carga monótonica, sometida a una presión de 255 kPa, fue del orden del 60% en promedio.

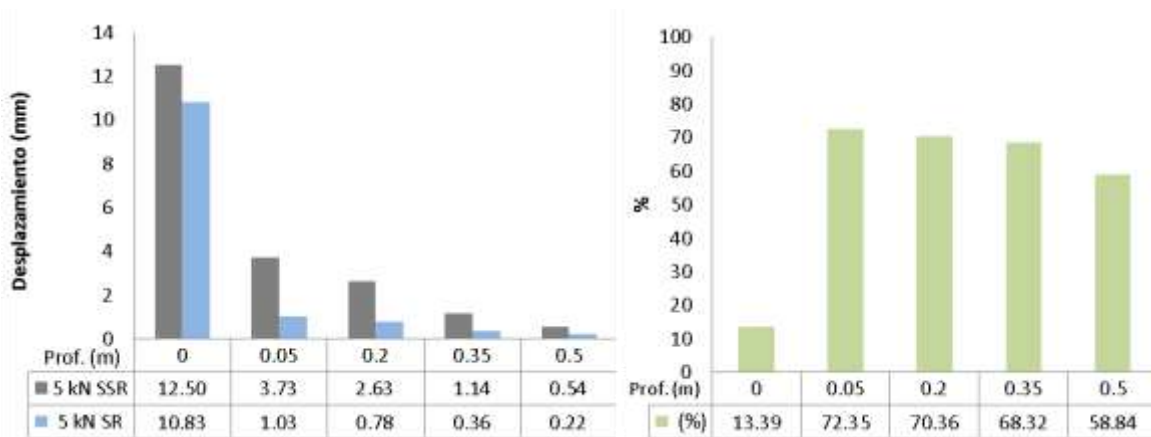


Figura 46. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR - carga estática, bajo presión de 255 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. Fuente: Propia

Sin embargo, el mejoramiento en la misma estructura, disminuyó de forma variable al aumentar la presión aplicada a 382 kPa, registrando un mejoramiento promedio mínimo del 2% en la capa a 0.50 m de profundidad, y un mejoramiento promedio máximo del 40%, a una profundidad de 0.05 m. (véase figuras 47a y 47b).

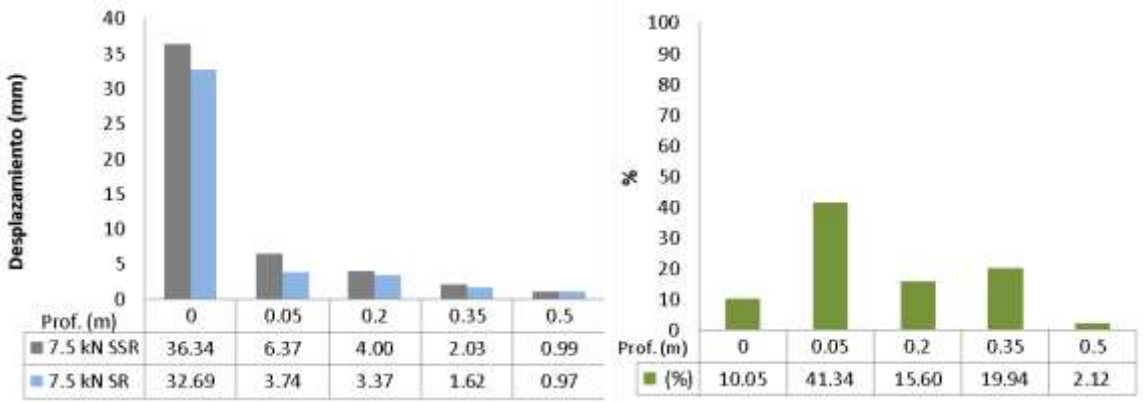


Figura 47. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR- carga estática, bajo presión de 382 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. Fuente: Propia

**5.2. Escenario 2 – Carga en rampa.**

En las figuras 48a y 48b, se ilustran los desplazamientos registrados en las capas instrumentadas, y los correspondientes porcentajes de disminución de desplazamientos en la subrasante reforzada.

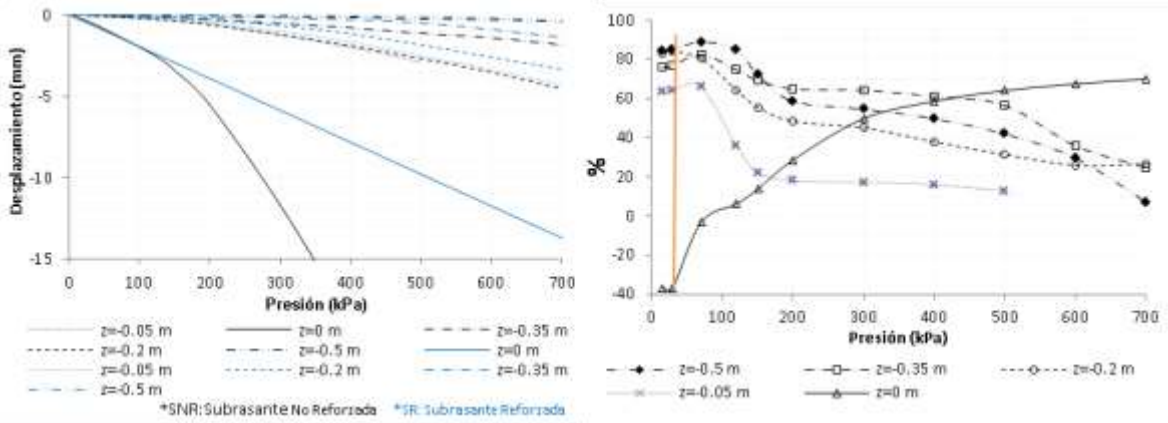


Figura 48. (a) Desplazamiento de las capas de SSR y SR, bajo carga en rampa. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

En la capa a 0 m de profundidad, cuando se aplicó una presión de 40 kPa, se apreció un pico negativo en la curva del porcentaje de mejoramiento (Véase figura 49b), lo que indica que en ese punto, hubo un mayor desplazamiento en la subrasante reforzada. Este comportamiento se presentó porque en el momento de conformar la subrasante, la compactación del material en la capa en que se colocó la geocelda, no fue homogénea

debido a la geometría del geosintético, lo que impidió el uso del pisón y el martillo de compactación. Este efecto se observó durante el tiempo de acomodación del material en los espacios con menor densidad.

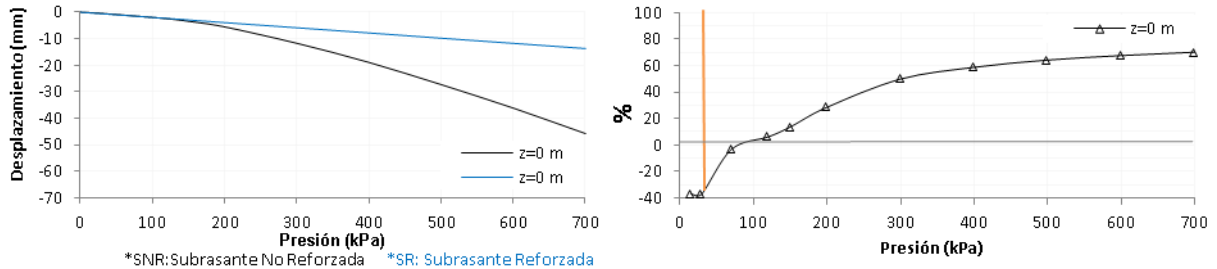


Figura 49. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

Entre los 100 kPa a 150 kPa de presión, el desplazamiento de la subrasante no reforzada (SSR), superó el de la subrasante reforzada (SR), aumentando hasta registrar un mejoramiento del 70% a una presión de 700 kPa.

La capa a 0.05 m a profundidad (véase figura 50b), inició con un pico en el porcentaje de mejoramiento de 60% a 90 kPa de presión; sin embargo, el mejoramiento decreció con una pendiente fuerte hasta registrar un mejoramiento promedio del 20% a partir de los 170 kPa de presión aplicada. Esto pudo deberse a la misma condición registrada en la capa a 0 m, ya que al realizarse el reacomodo del material en la capa superficial, ésta absorbió mayor energía disminuyendo la presión transmitida a las capas internas, comportamiento que se repitió en la capas subyacentes.

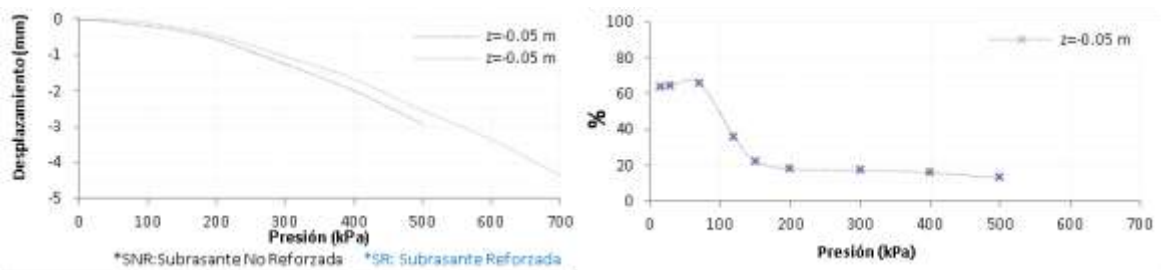


Figura 50. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0.05 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

Las capas a 0.2 m y 0.35 m de profundidad (véase las figuras 51b y 52b), registraron mejoramientos mayores a la capa a 0.05 m de profundidad, obteniendo una puntuación final del 25% aproximadamente. En estas capas se mantuvo el pico inicial por la menor densidad en la capa superficial.



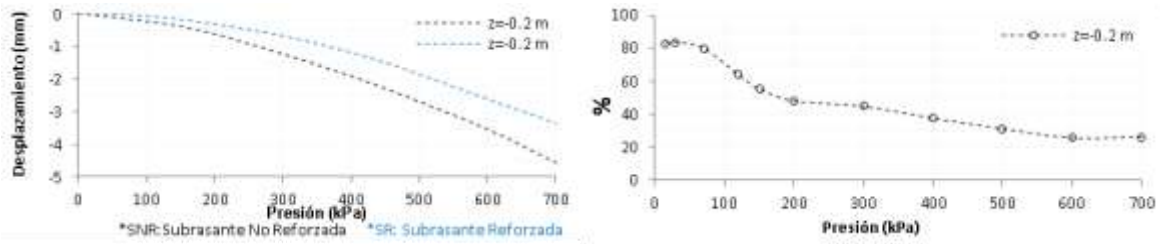


Figura 51. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0.2 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

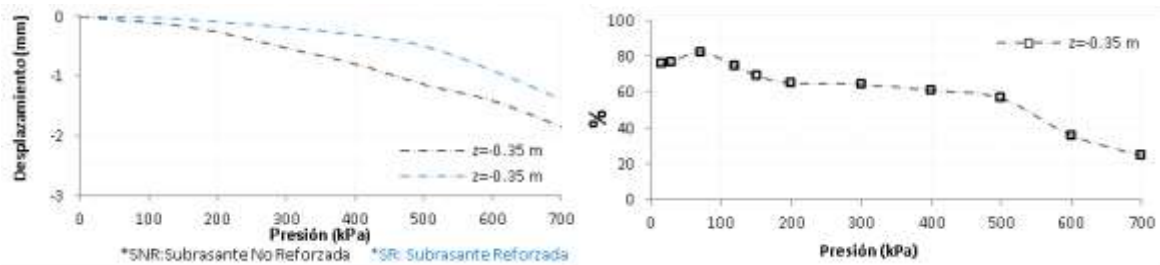


Figura 52. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0.35 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

A 0.5 m de profundidad, figura 53a, el desplazamiento fue similar a las capas anteriores; sin embargo, entre 600 y 700 kPa, el desplazamiento en ambas subrasantes (SSR y SR), se hizo muy parejo, registrando un mejoramiento final del 7%.

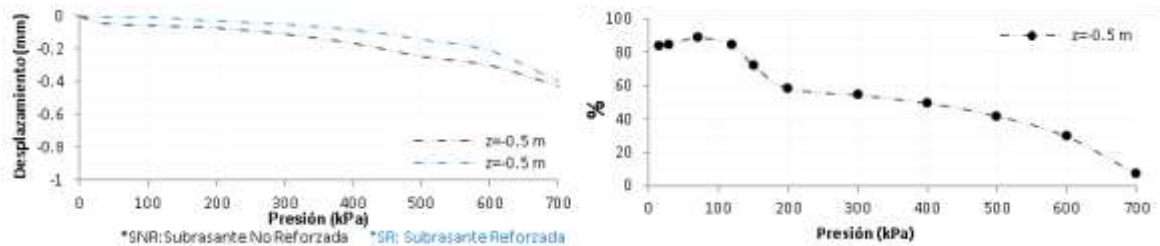


Figura 53. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga en rampa, profundidad 0.5 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

Es importante anotar que las diferencias de los desplazamientos registrados entre las capas internas de la SSR y SR, fueron muy pequeñas en magnitud, del orden de 0.5 al 0.05 mm.

En general, el mejoramiento de las capas internas de la subrasante reforzada (SR), bajo carga en rampa, fue muy variable conforme se iba aplicando la carga. (Véase las figuras 54a, 54 b, 55a y 55b)

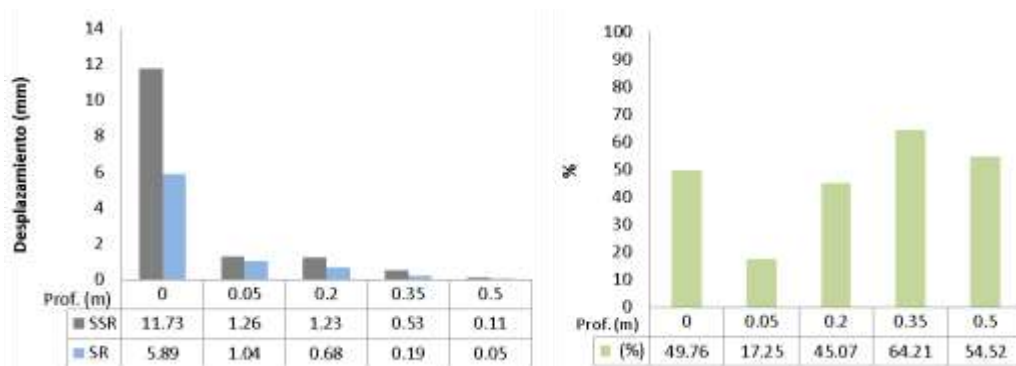


Figura 54. (a) Desplazamiento de las capas SSR y SR- carga en rampa, bajo presión de 300 kPa-Punto intermedio de carga. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. Fuente: Propia

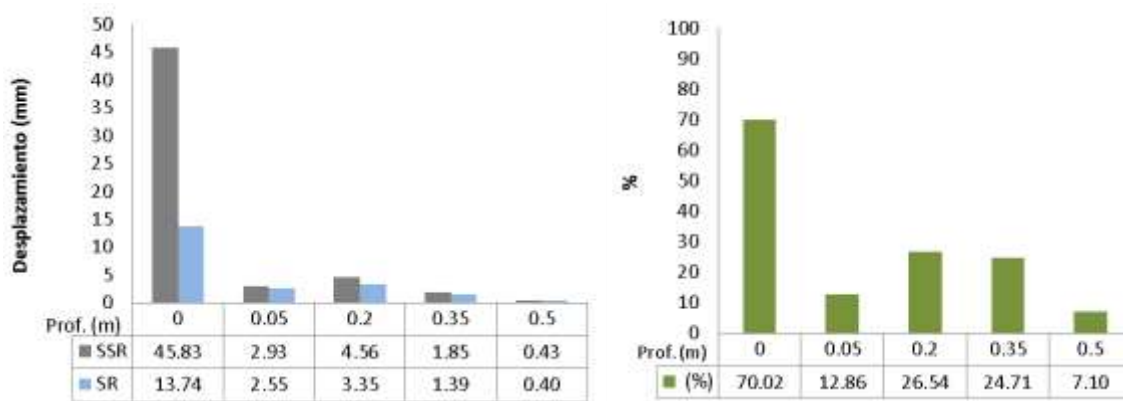


Figura 55. (a) Desplazamiento total de las capas SSR y SR- carga en rampa, bajo presión de 700 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. Fuente: Propia

### 5.3. Escenario 3 – Carga cíclica

Como se mencionó anteriormente, la carga cíclica aplicada a las subrasantes reforzada (SR) y sin reforzar (SSR), se realizó así:

- Carga de 0.5 a 4 kN a 1 Hz, durante 10000 ciclos, equivalente a aplicar una presión entre 25 kPa y 200 kPa.
- Carga de 0.5 a 5 kN a 1 Hz, durante 10000 ciclos, equivalente a aplicar una presión entre 25 kPa y 255 kPa.
- Carga final de 0.5 a 6 kN a 1 Hz, durante 10000 ciclos, equivalente a aplicar una presión entre 25 kPa y 306 kPa.

En las figuras 56a y 56b, se presentan los desplazamientos registrados en las capas instrumentadas para ambas estructuras (SSR y SR), observándose mayores desplazamientos en la estructura de subrasante sin reforzar (SSR).

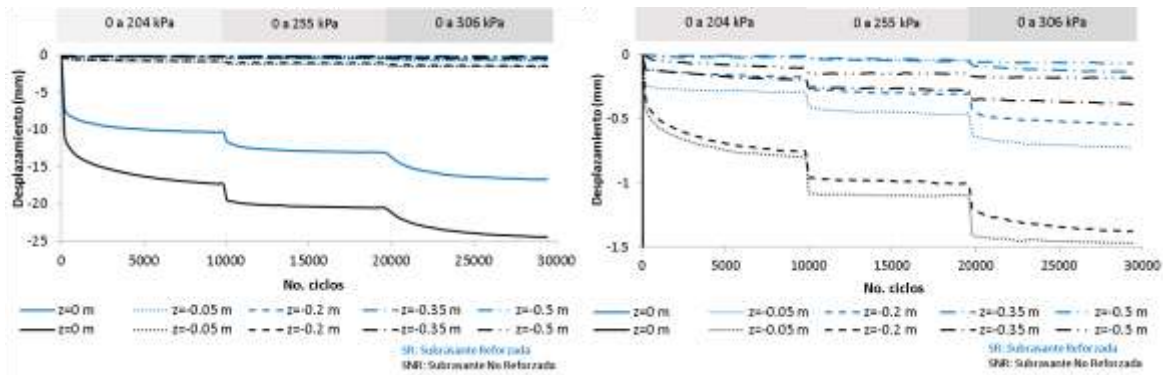


Figura 56. (a) Desplazamiento de las capas de SSR y SR, bajo carga cíclica. (b) Detalle.  
Fuente: Propia

En la figura 57, se ilustra con más detalle los porcentajes de mejoramiento de la subrasante reforzada (SR).

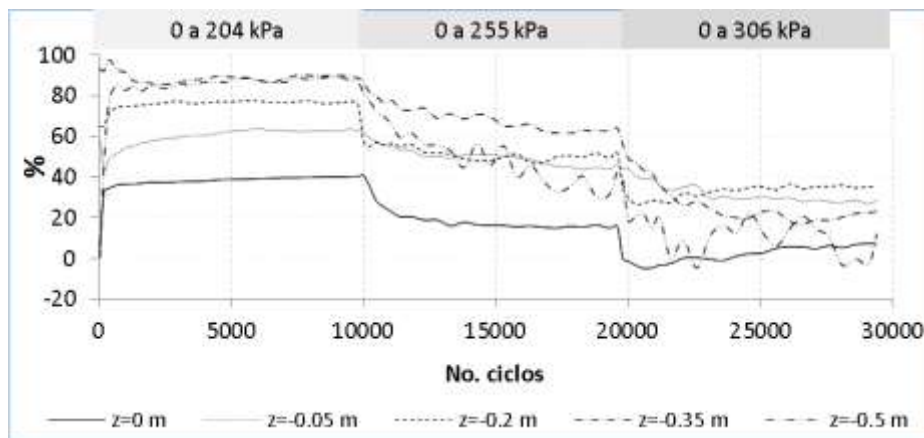


Figura 57. Relación porcentual del mejoramiento en la SR – Carga cíclica.  
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, el material presentó un desplazamiento acumulado de forma semi-escalonada. Todas las capas monitoreadas, registraron desplazamientos cuya magnitud fue disminuyendo conforme aumentaban los ciclos aplicados, decreciendo a su vez la pendiente de la gráfica.

El comportamiento anterior, fue una constante para los tres tipos de presión aplicada (figuras 58, 59, 60, 61 y 62), en las que se observan los desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, y las relaciones porcentuales del mejoramiento en la SR en las capas internas de la estructura medidas.

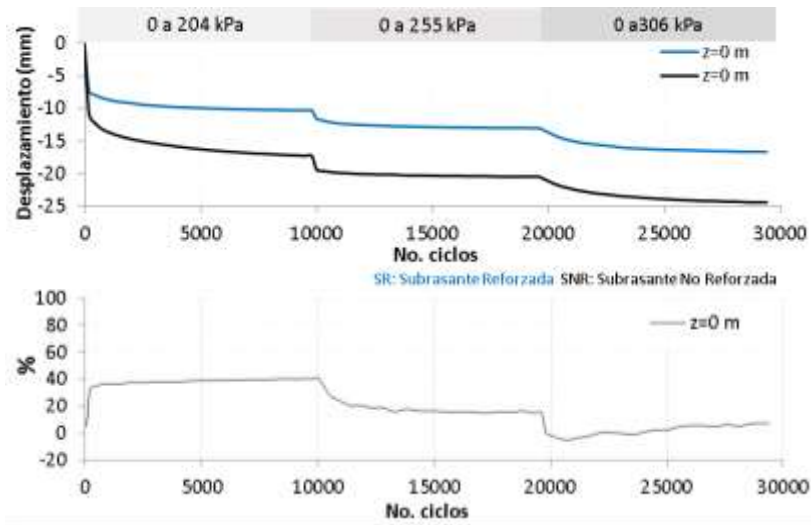


Figura 58. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

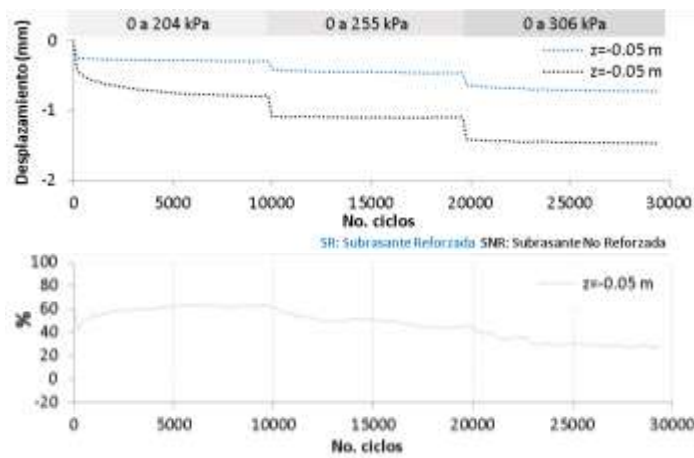


Figura 59. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0.05 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

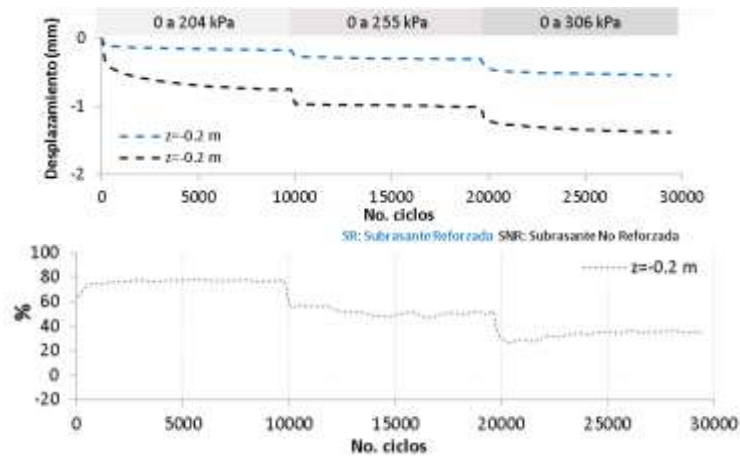


Figura 60. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0.2 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

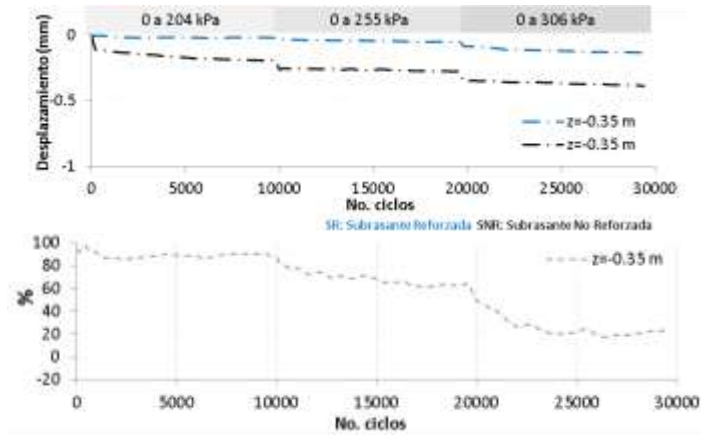


Figura 61. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0.35 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

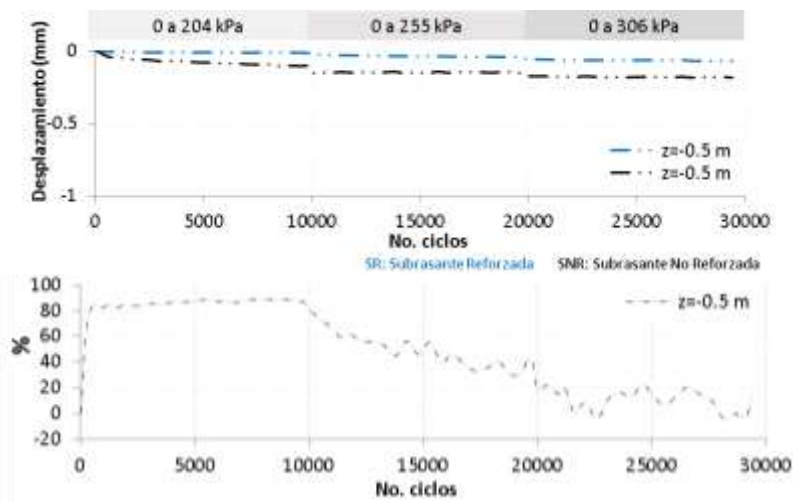


Figura 62. (a) Desplazamiento de la capa de SSR y SR, bajo carga cíclica, profundidad 0.5 m. (b) Relación porcentual del mejoramiento en la SR. Fuente: Propia

En las figura 63a, se grafica y tabula los desplazamientos promedio de cada una de las capas medidas bajo una presión cíclica entre 25 kPa y 204 kPa. Este comportamiento se traduce en el mejoramiento promedio registrado en las capas de la SR para este rango de presiones cíclicas, figura 63b.

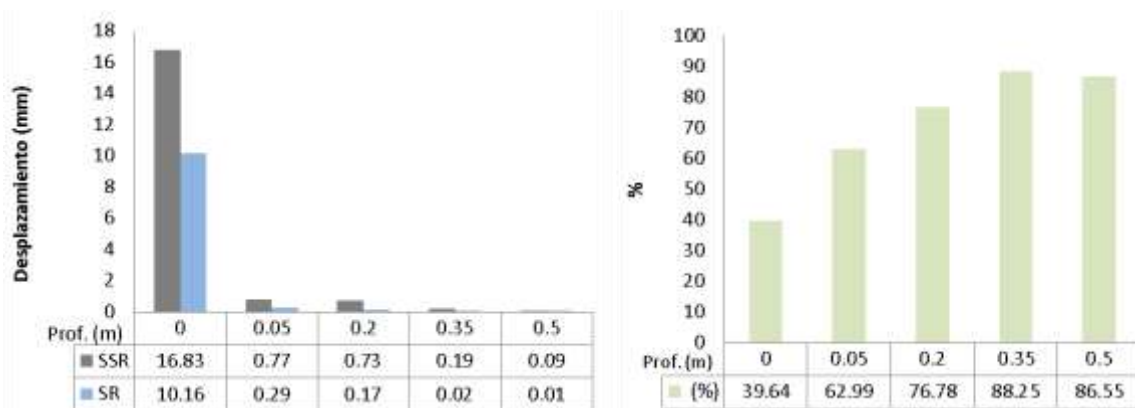


Figura 63. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR- carga cíclica, bajo presión de 0 kPa a 204 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. Fuente: Propia

En las figura 64a, se grafican y tabulan los desplazamientos bajo una presión cíclica entre 25 kPa y 255 kPa, resumido en la figura 64b, en la cual se puede ver el mejoramiento promedio registrado en las capas de la SR, para este rango de presiones cíclicas.

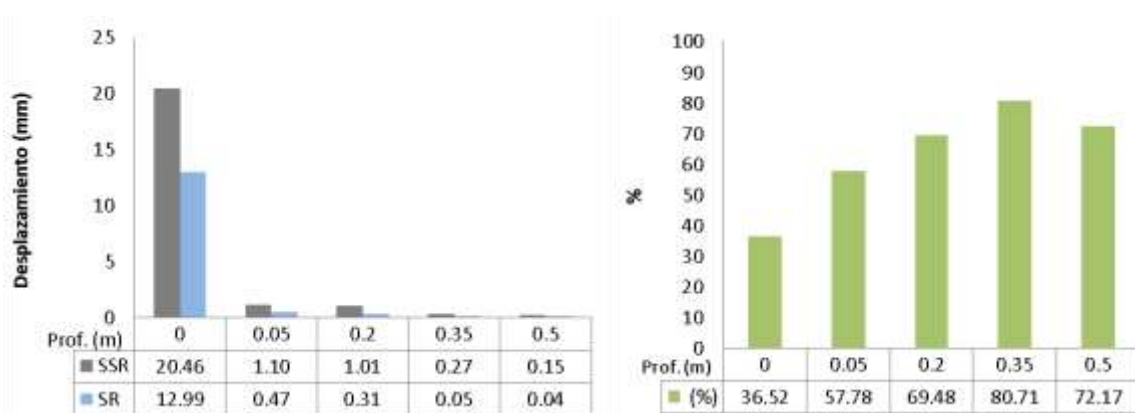


Figura 64. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR- carga cíclica, bajo presión de 0 kPa a 255 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. Fuente: Propia

En la figura 65a, se grafican y tabulan los desplazamientos bajo una presión cíclica entre 25 kPa y 306 kPa. En la figura 65b se puede ver el mejoramiento promedio en las capas de la SR, registrado para este rango de presiones cíclicas.

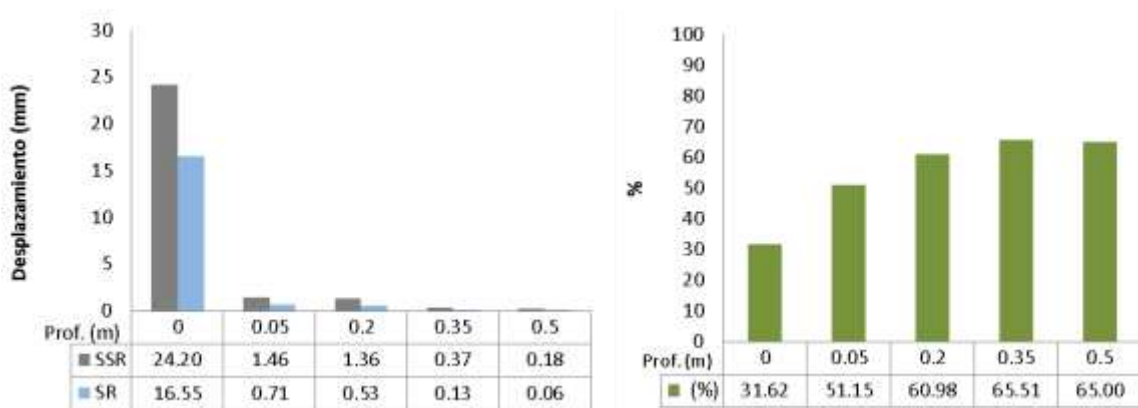


Figura 65. (a) Desplazamiento promedio de las capas SSR y SR- carga cíclica, bajo presión de 0 kPa a 306 kPa. (b) Mejoramiento porcentual en la SR. Fuente: Propia

Resumiendo el comportamiento del Escenario 1 de carga, se encontró que al incrementar la presión de 255 kPa a 382 kPa, el efecto de la geocelda disminuyó fuertemente. Véase figura 66.

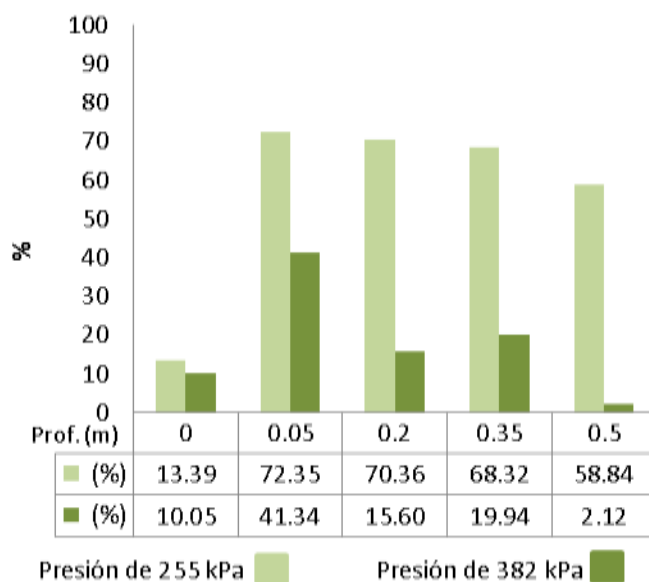


Figura 66. Mejoramiento porcentual en la SR - carga estática. Presión aplicada de 255 kPa y 382 kPa. Fuente: Propia

Bajo el Escenario 2 de carga, se registró un mejoramiento variable en todas las capas de la estructura, siempre menor al registrado en el Escenario 1 de carga monotónico con presión de 255 kPa, y similar al de la presión de 382 kPa. Véase la figura 67.

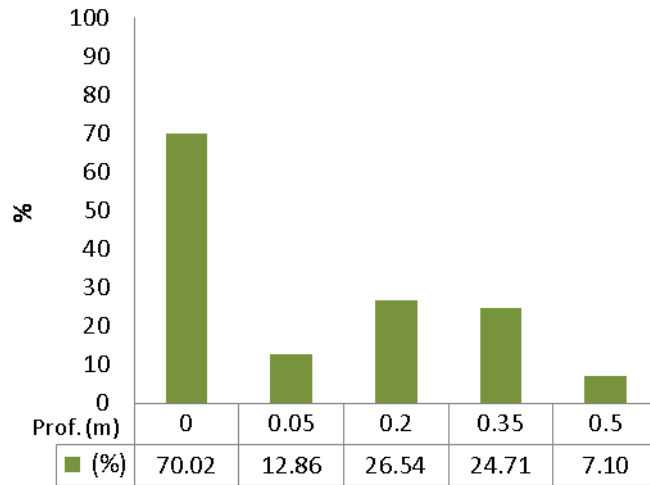


Figura 67. Mejoramiento porcentual en la SR - carga en rampa. Presión aplicada de 300 kPa y 700 kPa.  
Fuente: Propia

La figura 68, agrupa los mejoramientos registrados por cada una de las capas, bajo los tres ciclos de carga aplicados. En la misma se observa que, a pesar de que el efecto de la geocelda disminuyó, tras los incrementos de presiones aplicados, la magnitud en que disminuyó el efecto no es tan marcada como el registrado bajo carga en rampa. Véase figura 51.

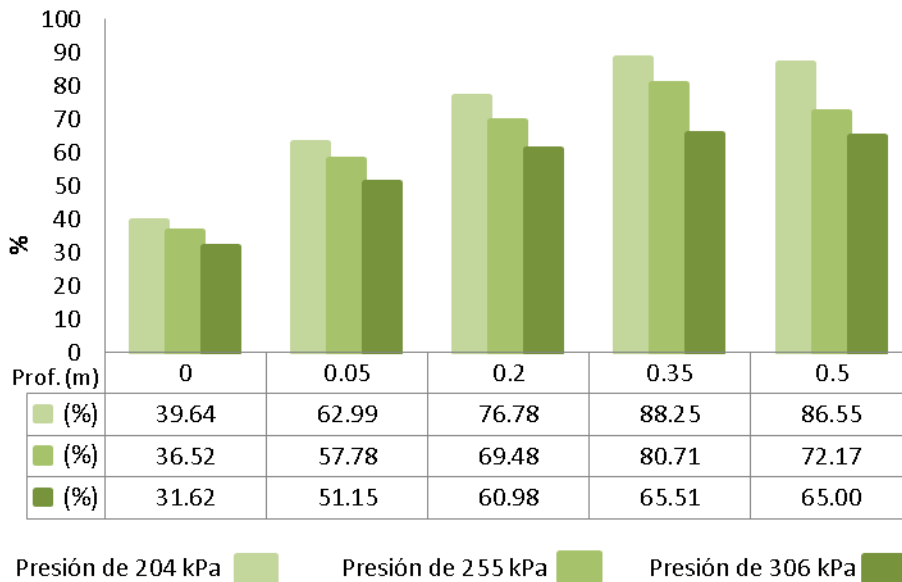


Figura 68. Mejoramiento porcentual en la SR - carga cíclica. Presión aplicada de 204 kPa, 255 y 306 kPa.  
Fuente: Propia



De acuerdo con las gráficas anteriores, el escenario en que se evidenció un mejor comportamiento o una mejor respuesta de la estructura de subrasante reforzada (SR), fue bajo carga cíclica, donde se observó que los desplazamientos en las capas internas se disminuyeron entre el 63% al 86% bajo una carga de 0.5 kN a 4 kN, y el 51% al 65% bajo la cargas cíclicas de 0.5 kN a 6 kN.

El segundo escenario en el que la SR presentó mejor comportamiento fue bajo la carga monotónica de 5 kN, pues los desplazamientos se disminuyeron en un orden del 58% al 72% en las capas internas. En este caso, el menor porcentaje de mejoramiento se presentó en la superficie, de orden del 10% al 20%.

El escenario que presentó el porcentaje de mejoramiento más bajo, fue en el cual se sometió la estructura SR a una carga en rampa de 0 kN de 15 kN. En este caso, la estructura respondió con un mejoramiento de 7% al 26% contrario a los escenarios anteriores

Finalmente, se identificó que en la superficie de las estructuras en general, se presentaron los mayores desplazamientos; sin embargo, en el escenario de carga en rampa, se registró el mayor mejoramiento para esta capa del orden del 70% aproximadamente, siendo mucho mayor al registrado en las capas internas de este escenario de carga, y al registrado en la misma capa, en todos los otros escenarios de carga.

Por último, y como ejercicio adicional, en el Anexo 5 se muestran los resultados obtenidos de la modelación de la estructura de subrasante blanda sin refuerzo (SSR), confinada y no confinada en la caja metálica, realizada en el programa PHASE2; comparados con los desplazamientos registrados en el ensayo de laboratorio para la SSR bajo carga monotónica de 5 kN, encontrando que el modelo físico registró desplazamientos menores para las capas internas de la estructura. Así mismo, se observó que el desplazamiento registrado en superficie, superó en más de diez veces el desplazamiento calculado por medio del programa, debido probablemente, al efecto de punzonamiento que tuvo el disco de aplicación de carga, en la superficie del material.

Tabla 7. Desplazamiento vertical para las profundidades analizadas, para SSR-C y SSR-C y modelo real.  
Fuente: Propia

PROFUNDIDAD	SSR-C	SSR-NC	Modelo real
	$\delta$	$\delta$	$\delta$
(m)	(mm)	(mm)	(mm)
0	1.440	1.800	20.460
0.05	1.320	1.650	1.100
0.2	0.900	1.050	1.010
0.35	0.600	0.700	0.270
0.5	0.300	0.450	0.150

Los desplazamientos reales menores pudieron deberse a que, la configuración de la caja evitó el desplazamiento lateral del suelo, lo que ayudó a que las deformaciones del suelo bajo la carga aplicada fueran aparentemente menores que bajo una condición normal de campo, condiciones que se deben analizar en detalle, en un futuro trabajo que contemple la modelación.

## 6. CONCLUSIONES

- De acuerdo con los desplazamientos registrados en las estructuras de subrasante reforzada y no reforzada, se encontró que la geocelda aporta un mejor comportamiento a la estructura al disminuir éstos.
- De acuerdo con las gráficas 66, 67 y 68, la estructura presentó un mejor comportamiento con la incorporación de la geocelda bajo carga cíclica, donde se observó que los desplazamientos en las capas internas se disminuyeron entre el 63% al 86% bajo una carga de 0.5 kN a 4 kN, y el 51% al 65% bajo las cargas cíclicas de 0.5 kN a 6 kN, y bajo carga monotónica de 5 kN, pues los desplazamientos se disminuyeron en un orden del 58% al 72% en las capas internas.

El escenario que presentó el porcentaje de mejoramiento más bajo, fue en el cual se sometió la estructura a una carga en rampa. En este caso, la estructura respondió con una disminución de los desplazamientos del orden de 10% al 25%. Esto pudo deberse a que el material estudiado, no es apto para soportar cargas tan altas.

- En los puntos en los que hubo un mayor desplazamiento en la subrasante reforzada (SR) que en la subrasante sin refuerzo (SSR), fue debido a que la compactación del material en la capa en que se colocó la geocelda, no se pudo realizar de forma homogénea como en las otras capas, por a la geometría del geosintético, que impidió el uso del pisón y el martillo de compactación en la distribución del material. Este efecto se superó una vez se acomodó el material en los espacios con menor densidad.
- Por lo tanto, los desplazamientos verticales fueron reducidos debido al confinamiento dado por la geocelda. Así mismo, la capacidad de la estructura aumentó, probablemente debido al efecto de "colchón" y a la prevención de la expansión lateral del material, del cizallamiento y asentamiento vertical.
- El comportamiento del material de subrasante blando, depende de la velocidad de aplicación de carga, y en consecuencia, del tiempo que toma para el acomodamiento de las partículas de suelo.
- La calibración de instrumentos y equipos, fueron procedimientos esenciales en el desarrollo de la investigación, y determinantes en la confiabilidad de los datos obtenidos.

- La configuración de la caja evitó el desplazamiento lateral del suelo, lo que ayudó a que las deformaciones del suelo bajo la carga aplicada sean aparentemente menores que bajo una condición normal de campo.

## 7. RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES

- Para estudios futuros, es importante evaluar el Sistema de Confinamiento Celular como una capa de reforzamiento de la estructura de subrasante blanda, a una escala mayor, en el foso existente en el laboratorio, o construyendo un pequeño tramo, y poder monitorearlo en condiciones reales de trabajo.

Con la conformación de una estructura más grande, se podría realizar la evaluación de los desplazamientos comparables con los presentados en campo, descartando las restricciones por confinamiento de la caja.

- Sería importante poder realizar, en trabajos futuros de esta línea, la medición de los esfuerzos al interior de la estructura de subrasante blanda.
- Un trabajo futuro, puede ir orientado al desarrollo de la modelación del mejoramiento de la subrasante blanda, con la incorporación del Sistema de Confinamiento Celular.
- Se encontró que, en un intento de aplicar cargas cíclicas a una mayor frecuencia de 7 Hz, la carga definida y configurada en la MTS, no se alcanzaba a aplicar sobre el material debido a su plasticidad.
- Hubo dificultad en la medición de presiones a través de las celdas para los montajes del Modelo 2, debido a las alteraciones que presentaron los instrumentos durante la ejecución de ensayos.

## 8. BIBLIOGRAFIA

(s.f.).

(JCGM), C. C. (2003). *Vocabulario Internacional de Metrología*. Madrid.

Acero, I. A. (2011). *Manual de Construcción de Acero*. Chicago: AISC.

ambher.com. (13 de Abril de 2013). *ambher Ingeniería*. Obtenido de ambher.com: <http://www.ambher.com>

Arenas, L. (s.f.). *Sistema de Cimentación en Placa-Pilote. Análisis de Interacción Suelo Estructura para Suelos del Valle de Aburrá*. Bogotá: UNAL.

Avendaño, J., & Rueda, R. (2012). *Estudio del comportamiento de cimentaciones de tanque de almacenamiento mediante el uso de un programa computacional de elementos finitos*. Bucaramanga: UIS.

Barragán, Á. J., & Alfonso, C. A. (2009). *Análisis del Comportamiento de Suelos Reforzados con Polietileno de Baja Densidad*. Bucaramanga: UIS.

Bathurst, R., & Jarret, P. (1988). Large-scale model tests of geocomposite mattresses over peat subgrades. *Transportation Research Record 1188*, 28-36.

Bowles, J. (1982). *Propiedades Geofísicas de los Suelos*. McGraw Hill.

Bowles, J. E. (1982). *Propiedades Geofísicas de los Suelos*. Bogotá: Ediciones Lerner Ltda.

Braja M, D. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Sacramento: Thomson Learning.

Braja M, D. (2006). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. México: Thomson Learning.

BRC, B. d. (2005). La infraestructura del transporte vial y la movilización de carga en Colombia. *Documentos de trabajo sobre economía regional*(64).

Cáceres, J. F., & León, G. J. (2008). *Estudio de Factibilidad del uso de Fibras de Nylon para el refuerzo de Suelos*. Bucaramanga: UIS.

CAF, C. A. (2010). *Soluciones e Innovaciones Tecnológicas de Mejoramiento de vías de bajo tránsito*.

Caltrans. (2006). *Cellular Confinement System Research*; Caltrans. California: State of California Department of Transportation.

- Caltrans, S. o. (2006). *Cellular Confinement System Research*; Caltrans. California: State of California Department of Transportation.
- Carmargo, C., & Gonzalez, A. L. (2011). *Modelamiento de Problemas de Estructuras de Contención Lateral mediante programa de Elementos Finitos*. Bucaramanga: UIS.
- Celigueta, J. (2011). *Método de los elementos finitos para análisis estructural*. San Sebastián, España: Unicopia.
- Ciaccia, M., San Antonio, T., & Müller-Karger, C. (2008). Bovinos, influencia del modelado de las condiciones de borde en la simulación de ensayos mecánicos de huesos bovinos. *Revista de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo*, Vol. 23, N° 2, pp. 5–15.
- Corporation, M. S. (15 de Abril de 2016). *MTS*. Obtenido de <http://www.mts.com>
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. México: Limusa.
- Chang, D., Chang, C., & Pai, S. (2007). Investigation of bearing capacity and dynamic-elastic behavior of mechanical stabilization of sandy subgrade using geocells. *Transportation Research Board 86th Annual Meeting*, CD ROM, 07-1445.
- Chang, D., Chang, C., Kou, C., & Chien, T. (2008). “Bearing capacity and resilient property studies for sandy soil with confinement of geocells. *Transportation Research Board 87th annual meeting*, CD ROM.
- Chaves, J. (2011). *Generación de presión de poros en procesos cíclicos no drenados*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Dash, S., Krishnaswamy, N., & K., R. (2001). Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 19 , 235-256.
- Dash, S., Rajagopal, K., & Krishnaswamy, N. (2001). Strip footing on geocell reinforced sand beds with additional planar reinforcement. *Geotextiles and* , 529-538.
- Dash, S., Rajagopal, K., & Krishnaswamy, N. (2004). “Performance of different geosynthetic reinforcement materials in sand foundations. *Geosynthetics International*, 11, 35-42.
- Dash, S., Sireesh, S., & Sitharam, T. (2003). Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay. *Geotextiles and* , 197-219.
- Dash, S., Sireesh, S., & Sitharam, T. (2003). Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 21, 197-219. .

- Díaz, C. (2010). *Estabilización de un suelo de la formación Toledo con Cemento Portland y Sistema Rocamix Líquido*. Habana: Instituto Superior politécnico “José Antonio Echeverría”.
- Díaz, J. A., & Mejía, J. C. (2004). *Estabilización de Suelos Mediante el Uso de un Aditivo Químico a Base de Compuestos Inorgánicos*. Bucaramanga: UIS.
- Díaz, J., Escobar, O., & Olivo, E. (2009). *Aplicación de los Geosintéticos en la Estructura de los Pavimentos y en Obras de Drenaje para Carreteras*. El Salvador: Universidad de El Salvador.
- Dobry, & Vucetic. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 117 No. 1 enero.
- Duarte Duarte, S. P. (2011). Duarte Duarte, M. C., & Sierra Parra, V. (2011). *Estudio del comportamiento de un material de subrasante típico de Bogotá estabilizado con un sistema de geoceldas ante la aplicación de ciclos de carga y descarga mediante pruebas de laboratorio*. Bogotá d.c. Bogota D.C.
- Emersleben, & Meyer. (2005). Mechanical Behavior of Geocell Reinforced Soils. *Information and Lectures Congress of the Specially Section "Synthetic Materials y Geotechnics"*, 1-14.
- Emersleben, A., & Meyer, N. (2005). The use of Geocells in road constructions over soft soil: vertical stress and falling weight deflectometer measurements. *EuroGeo4*, 132.
- es.scribd.com. (3 de Mayo de 2013). scribd.com. Obtenido de Ensayos-mecanicos-traccion: <http://es.scribd.com/doc/2469675/Ensayos-mecanicos-traccion>
- Fernandez, C. (1982). *Mejoramiento y estabilización de suelos*. México: Limusa.
- Fleming, Frost, & Lambert. (15 de Abril de 2013). .lpcb.org. Obtenido de <http://www.lpcb.org>:  
[http://www.lpcb.org/index.php/component/docman/doc\\_view/11156-2007-uk-a-review-on-the-lightweight-deflectometer-lwd-for-routine-insitu-assessment-of-pavement-material-stiffness?Itemid=](http://www.lpcb.org/index.php/component/docman/doc_view/11156-2007-uk-a-review-on-the-lightweight-deflectometer-lwd-for-routine-insitu-assessment-of-pavement-material-stiffness?Itemid=)
- Fontecha, F., & Pico, M. (2002). *Análisis del Comportamiento Mecánico de Suelos Finos Mediante la Adición de Residuos de Polietileno de Alta Densidad*. Bucaramanga: UIS.
- Fratelli, M. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*. Venezuela: Astrom.
- Geo Products, L. (2011). *Guía de Diseño e Instalación De GeoCeldas 3D EnviroGrid para Control de Erosión*.



- Geoweb R Performance – A Summary of Testing and Evaluation. (s.f.).
- Gilbert, R., & Ardiaca, D. H. (2009). *Parámetros geotécnicos para la caracterización elastoplástica de suelos*. Cataluña: COLGEOCAT.
- Gómez, D. (2013). Physical modelling of the effect of partial saturation on the stability of geocell walls.
- Gupta, M. (1993). Stability of geocell - reinforced soil. *Construction and Building Materials*, 55-61.
- Han, Acharya, Thakur, & Parsons. (2012). *Onsite Use of Recycled Asphalt Pavement Materials and Geocells to Reconstruct Pavements Damaged by Heavy Trucks*. University of Kansas, Lawrence.
- Han, Acharya, Thakur, & Parsons. (2012). *Onsite Use of Recycled Asphalt Pavement Materials and Geocells to Reconstruct Pavements Damaged by Heavy Trucks*. University of Kansas, Lawrence.
- Han, J., Pokharel, S., Yang, X., Manandhar, C., Leshchinsky, D., Halahmi, I., & Parsons, R. (2011). Performance of Geocell Reinforce RAP Bases over Weak Subgrade under Full - Scale Moving Wheel Loads. *Journal of Materials in Civil Engineering ASCE*, 1525-1534.
- Han, J., Yang, X., Leshchinsky, D., Parsons, & Rosen, A. (2008). *Numerical Analysis for Mechanisms of a Geocell-Reinforced Base under a Vertical Load*.
- Han, Yang, Leshchinsky, & Parsons. (2007). *Behavior of geocell-reinforced sand under a vertical load*.
- Han., Pokharel, & Thakur, Y. a. (2011). Tough Cell – Geosynthetic Reinforcement Shows Strong Promise. *Roads and Bridges*, 40-43.
- ing.unne. (9 de Mayo de 2013). *ing.unne*. Obtenido de Estabilidad II: Cargas Dinámicas y Fatiga: <http://ing.unne.edu.ar/pub/Capitulo11-A05.pdf>
- Instruments, N. (2016). *National Instruments*. Recuperado el Mayo de 2016, de National Instruments: <http://www.ni.com/tutorial/7138/es/>
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnic*. Oxford Science Publications, Clarendon Press.
- Jie, Acharya, Thakur, & Parsons. (2012). *Onsite Use of Recycled Asphalt Pavement Materials and Geocells to Reconstruct Pavements Damaged by Heavy Trucks*. University of Kansas, Lawrence.
- Juarez, E., & Rico, A. (1999). *Mecánica de suelos. Tomo I*. México: Limusa.

- Karpurpu, Bathurst, & Rajagopal. (1993). Large - Scale Triaxial Compression Testing of Geocell - Reinforced Granular Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 296-303.
- Kazerani, B., & Jamnejad, G. (1987). *Polymer grid cell reinforcement in construction of pavement structures. Section 1A, unpaved and paved roads*. New Orleans, USA.
- Kief, O., & Toan, T. (2011). Neowed 3D Cellular Confinement System for Structural Pavement Reinforcement of Roads & Railways. *Geotec Hanoi 011-ISBN 978-604-82-000-8*.
- KUSPYDE-UPJ, P. U. (s.f.). *Manual Técnico INGEMODULER*. Bogotá.
- Leshchinsky, D. (2009). Research and innovation: Seismic performance of various geocell earth-retention systems. *Geosynthetics Magazine*.
- Ling, H. I., Leshchinsky, D., Wang, J.-P., Mohri, Y., & Rose, A. (2009). Seismic Response of Geocell Retaining Walls: Experimental Studies. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 515-524.
- LLC, G. P. (2011). *Guía de Diseño e Instalación de Geoceldas 3D EnviroGrid para Controls de Erosión*.
- Mandal, N., & Gupta, P. (1994). Stability of geocell-reinforced soil. *Construction and Building Materials*, 8, 55-62. .
- Meyer, & Emersleben. (2005). *Mechanical Behavior of Geocell Reinforced Soils*. Munich: prs-med.
- Meyer, N. (2005). Plate load tests and stress distribution measurements during the reconstruction of the road K 27. *Institute of Geotechnical Engineering and Mine Surveying*.
- Meyer, N., Leshchinsky, D., & Rajagopal, K. (2009). NEOWEB Summary of Research & Published Technical Papers. *PRS - Stabilizing an unstable world*.
- Mhaikar, & Mandal. (1992). Comparison of geocell and horizontal inclusion. En Ochiai, Hayashi, & Otani., *Earth Reinforcement Practice*,. Balkema, Rotterdam.
- Mhaikar, S., & Mandal, J. (1992). Subgrade stabilization using geocells. *Geotechnical Special Publication*, 2, 1092-1103. .
- Mhaikar, S., & Mandal, J. (1996). Investigation on soft clay subgrade strengthening. *Construction and Building Materials* 10 (4), , 281-286.
- Mhaikar, S., & Mandal, J. (s.f.). Three dimensional geocell structure - performance under repetitive loads. *Proceedings of 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, 1994.

- MinTransporte, M. d. (2015). *Transporte en Cifras Estadísticas 2015*. Bogotá.
- Mitchell, J., Kao, T., & Kavazanjian, E. (1979). *Analysis of Grid Cell Reinforced*. Report GL-79-8, Geotechnical Laboratory: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Moreno, N., & Soto, N. (2012). *Estudio y Análisis de Técnicas para el mejoramiento de Propiedades Geotécnicas en Suelos*. Bucaramanga: UIS.
- MTS Cop., M. C. (15 de Abril de 2016). *MTS*. Obtenido de <http://www.mts.com>
- Nieto, A., Camacho, J., & Ruiz, E. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*.
- Olivier, X., & Agelet, C. (2000). *Mecánica de Medios Continuos para Ingenieros*. Barcelona: Edicions UPC.
- OMEGA. (2013). (Omega Emgineering) Recuperado el 15 de Abril de 2016, de <http://es.omega.com>
- Padilla, A. (16 de Octubre de 2015). *upcommons.upc.edu*. Obtenido de DEFORMACIONES PLÁSTICAS EN CAPAS DE. RODADURA DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS. : [upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3334/34065-15.pdf?sequence=15](http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3334/34065-15.pdf?sequence=15)
- PAVCO. (2012). *Estabilización de suelos Transmilenio Avenida Américas*. Bogotá D.C.: PAVCO.
- PAVCO. (2012). *Refuerzo en vías Campo Petrolero Rancho Hermoso*. Casanare, Colombia: PAVCO.
- Pokharel, S., Han, J., Leshchinsky, D., Parsons, R., & Halahnh, I. (2009). Experimental Evaluation of Influence Factors for Single Geocell-Reinforced Sand. *Transportation Research Board (TRB)*.
- Pokharel, S., Han, J., Parsons, R., Qian, Y., Leshchinsky, D., & Halahmi, D. (2009). Experimental study on bearing capacity of geocell-reinforced bases. *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields – Tutumluer & Al-Qadi (eds) Taylor & Francis Group, London, 1159-1166*.
- Pokharel, S., Han, J., Parsons, R., Qian, Y., Leshchinsky, D., & Halahmi, I. (2009). Experimental study on bearing capacity of geocell-reinforced bases. *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields – Tutumluer & Al-Qadi*.

- Rea, M., & Mitchell, J. (1978). Sand reinforcement using paper grid cells. *Regular meeting-Rocky Mountain Coal Mining Institute*, 644-663.
- Serrano, R. (2003). *introducción al análisis de datos experimentales*. Universidad Jaume.
- Shimizu, M., & Inui, T. (1990). Increase in the bearing capacity of ground with geotextile wall frame. *Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, 254.
- SINTEX. (2010). Diseño Estructura Pavimento para Avenida Boyacá. En C. V. Distrito, *Estudios y Diseños Rehabilitación vía Sistrito de conservación 4*. Bogotá.
- State of California Department of Transportation, D. o. (2006). *Cellular Confinement System Research*. California, EEUU.
- Suarez, J. (s.f.). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico*. Bucaramanga: UIS.
- Toan, A., Kief, O., & Dang, T. (2012). Neoweb R 3D Cellular Confinement System for Structural Pavement Reinforcement of Roads & Railways. *Geotec Hanoi*.
- Transportes, M. d. (2011). *Diagnóstico del Transporte*. Bogotá.
- Univo.edu. (15 de Marzo de 2013). Obtenido de [http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/013369/013369\\_Cap1.pdf](http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/013369/013369_Cap1.pdf)
- Vacca, H., León, M., Ruiz, D., & Quiroga, F. (2012). Estabilización de una Subrasante en Laboratorio con un Sistema de Geoceldas". *Octavas Jornadas Internacionales del Asfalto*.
- Villar, L., & Ramirez, J. (2014). *Infraestructura Regional y Pobreza Rural*. FEDESARROLLO.
- Wayne, M., Han, J., & Akins, K. (1998). The design of geosynthetic reinforced. *Proceedings of ASCE's 1998 annual convention and Exposition - ASCE Geotechnical Special Publication*, No. 76, 1-18.
- Yuu, J., Han, J., Rosen, A., Parsons, R., & Leshchinsky, D. (2008). Technical Review of Geocell-Reinforced Base Courses over Weak Subgrade. *The first Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Apendice VII, Mexico.*, 1022.
- Yuu, J., Han, J., Rosen, A., Robert, L., Parsons, & Leshchinsky, D. (2008). Technical Review of Geocell-Reinforced Base Courses over Weak Subgrade. *The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, 1022-1030.
- Zhang, L., Zhao, M., Shi, C., & Zhao, H. (2008). Bearing capacity of geocell reinforcement in embankment engineering. *Geotextiles and Geomembranes* 28, 475-482.

## ANEXO 1

### DISEÑO DE LA CAJA METÁLICA

#### A 1.1 DESCRIPCIÓN:

La caja metálica consta de dos partes las cuales se ensamblan por medio de unos tornillos conformando una estructura cilíndrica.

El cajón móvil está compuesta por una lámina de sección semicilíndrica de 0.25 m de radio y 0.80 m de largo. Posee unas pestañas perpendiculares en los extremos del semicilindro de 0.14m de ancho del mismo espesor, soldadas a lo largo de la sección cilíndrica hacia la parte externa. Cada pestaña tiene 8 orificios para asegurar la parte móvil a la parte fija de la caja verticalmente. Además tiene unas platinas triangulares rigidizadoras soldadas a lo largo de la sección semicilíndrica.

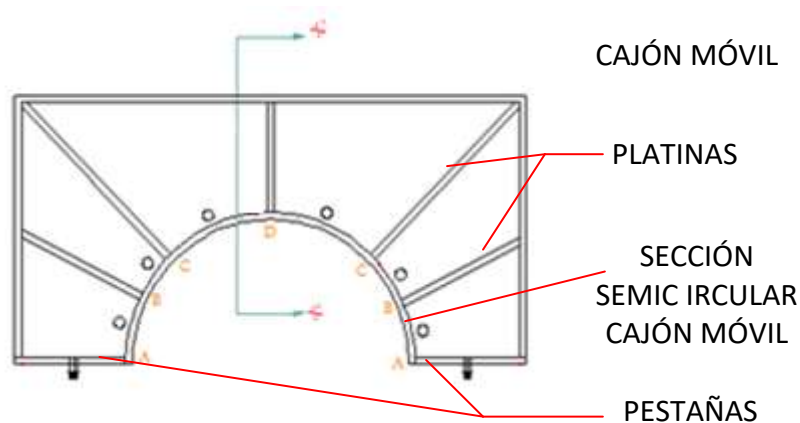


Figura A1.1. Esquema diseñado cajón móvil de la caja circular en planta. Disposición de platinas soldadas al cajón semicircular. Fuente: Propia

Las partes (sección semicilíndrica, pestañas y platinas) están soldadas a su vez, en el extremo inferior, a una lámina metálica del mismo espesor, que deja la sección semicircular interna abierta.

La parte fija consta también de la sección semicilíndrica y pestañas con sus respectivos orificios para el ensamble, y las platinas rigidizadoras, pero soldadas a una plataforma metálica de  $\frac{1}{2}$ " de espesor, suficientemente grande para sostener y que dé piso al cajón móvil, al fijo y a la estructura de suelo a ensayar.

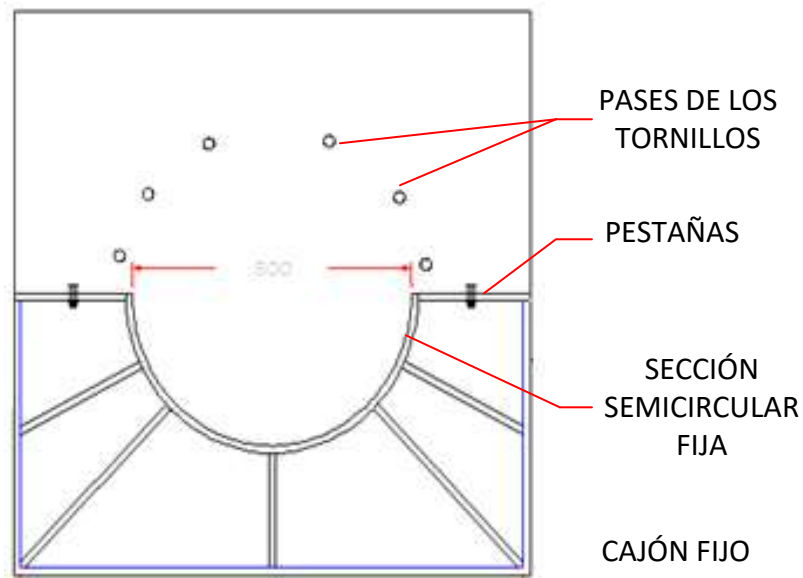


Figura A1.2. Esquema diseñado cajón fijo de la caja circular en planta. Disposición de platinas soldadas al cajón semicircular. Fuente: Propia

Una vez armada la caja, se tendrá un cilindro de 0.5 m de diámetro por 0.8 m de altura, soportado en una base, el cual contendrá el suelo, encapsulándolo y confinándolo de forma semejante a cómo se encontraría en una estructura en campo.

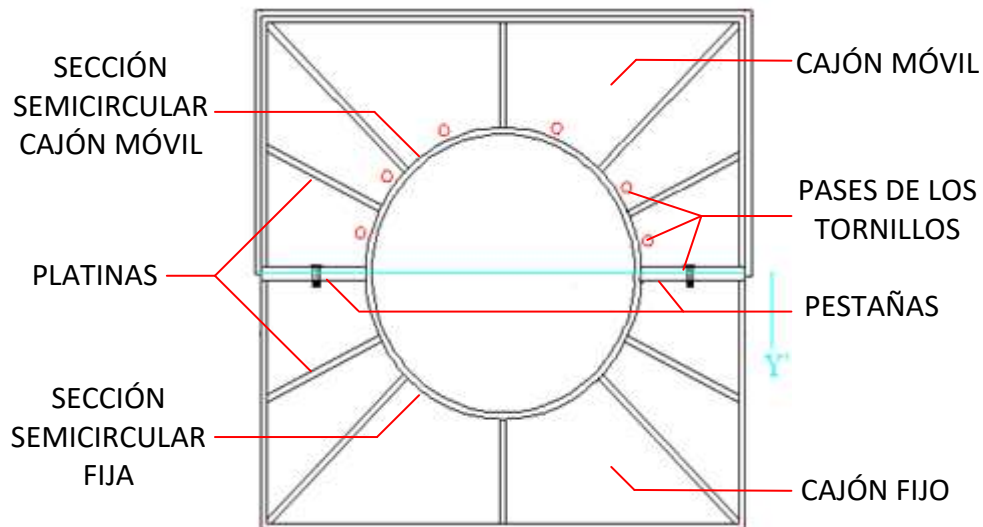


Figura A1.3. Esquema diseñado de la caja circular en planta. Fuente: Propia

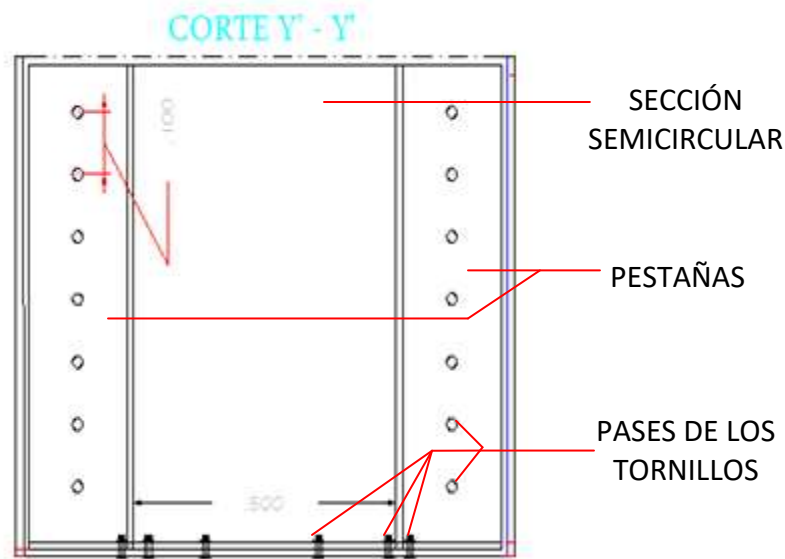


Figura A1.4. Esquema perfil de caja metálica circular sin incluir platinas. Fuente: Propia

Ambas secciones, cajón móvil y fijo, poseen 6 platinas soldadas a lo largo de la sección vertical semicilíndrica, y a su vez, entre las platinas se incorporaron unas varillas soldadas que rigidizan más la estructura, permitiendo soportar los esfuerzos del suelo contenido, tratando de evitar el pandeo o la deformación de la sección cilíndrica por los esfuerzos actuantes.



Figura A1.5. Esquema platinas rigidizadoras. Fuente: Propia

Durante la fabricación de la caja, la forma de la plataforma del cajón fijo se modificó de forma cuadrada por una lámina circular de 74 cm de diámetro y de ½” de espesor. En esta misma instancia se decidió incluir las varillas rigidizadoras horizontales entre platinas, y las láminas triangulares entre las pestañas y las secciones semicilíndricas.

Se emplearon tornillos de ½” cada 0.1m en las láminas de unión lateral y de la base, para dar garantía de la rigidez de la caja armada.

En las siguientes fotografías, se detallan las partes de la caja metálica:

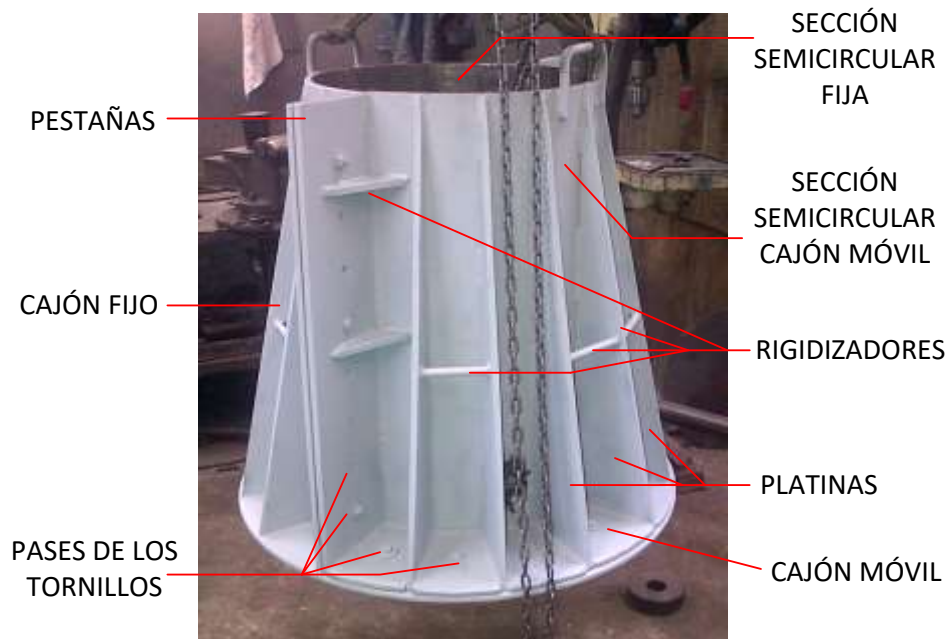


Imagen A1.1. Caja metálica ensamblada. Fuente: Propia.



Imagen A1.2. Fotografía caja metálica abierta finalizado el ensayo. Fuente: Propia.



## A 1.2 CÁLCULOS PARA EL DISEÑO DE LA CAJA

La caja metálica se hizo tomando como referencia la metodología empleada en investigaciones anteriores, y garantizando las dimensiones adecuadas para evaluar el material de subrasante reforzada con y sin una geocelda.

Para ello se definió el diseño de una caja circular con dimensiones de 0.5 m de diámetro por 0.8 m de alto, la cual se dispuso que tuviera una parte fija sobre la base, y otra sección móvil, que facilitara desencofrar el material fácilmente.

Es pertinente aclarar que la caja se diseñó y realizó con espesores de láminas altos, y se incorporó un alto refuerzo para tener la tranquilidad de que la caja soportaría altos esfuerzos y que no habría falla de la misma antes de la finalización de las pruebas.

### A 1.2.1 Características del suelo contenido en la caja

Peso unitario seco máximo material:  $15,41 \text{ kN/m}^3$

$$\text{Área del círculo: } A = \pi r^2 = \pi * 0,25^2 = 0,1963 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen del cilindro} = V = A * l = 0,1963 * 0,80 = 0,16 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del suelo contenido} = W = V * \gamma = 0,16 * 15,41 = 2,46 \text{ kN}$$

### A 1.2.2 Esfuerzo vertical total de la masa de suelo en la base de la caja:

Debido a que no se analizó el suelo con nivel freático, se tomó el esfuerzo total para saber su magnitud en el fondo de la caja.

$$\sqrt{v} = z * \gamma = 0,8 * 15,41 = 12,33 \text{ KN/m}^2$$

Teniendo en cuenta que el esfuerzo horizontal es:

$$\sqrt{h} = K_a * \sqrt{v}$$

Dónde  $K_a$  es:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

Con:  $\Phi = 38^\circ$

Se encontró que:  $K_a = \tan^2 \left( 45 + \frac{38}{2} \right) = 0,24$

Así el esfuerzo horizontal sería:

$$\sqrt{h} = K_a * \sqrt{v} = 0,24 * 12,33 = 2,96 \text{ KN/m}^2$$

### A 1.2.3 Esfuerzo debido a una carga concentrada:

Si se tomó la carga aplicada como una carga concentrada, y no distribuida en el disco de acero, la cual sería una de las condiciones críticas, y con la cual se tendría el siguiente esfuerzo:

$$\Delta p = \frac{3P}{2 * \pi * z^2 \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}}$$

Ecuación A1.1 Ecuación de Boussinesq. Fuente: Braja M. Das , 2006

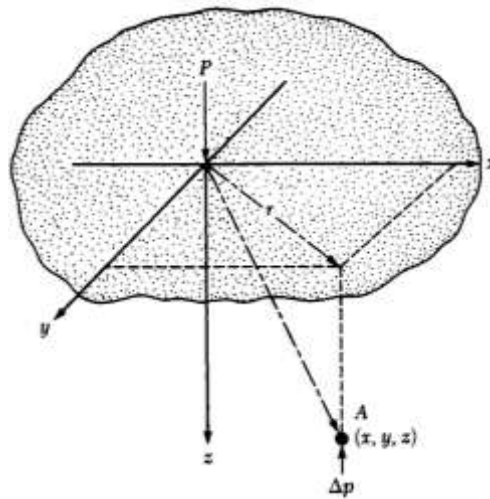


Figura A1.6. Esfuerzo vertical en un punto, A, causado por una carga puntual sobre la superficie. Fuente: Braja M. Das , 2006

$$\Delta p = \frac{3 * P}{2 * \pi * z^2 * \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}}$$

$$\Delta p = \frac{3 * 15}{2 * \pi * 0,80^2 * \left[ 1 + \left( \frac{0,25}{0,80} \right)^2 \right]^{5/2}}$$

$$\Delta p = 8,87 \text{ KN/m}^2$$

De acuerdo con estos resultados, la condición crítica sería determinada por la suma del esfuerzo vertical y la carga concentrada:

$$\sqrt{v} + \Delta p = 12,33 + 8,87 = 21,2 \text{ KN/m}^2$$

Así que para cada metro cuadrado de la caja, se tendría 21,2 KN de carga.

Tomando el suelo como una masa isotrópica, y considerando el esfuerzo crítico para todos los miembros, se tendría la condición para las pestañas y los tornillos.

Los coeficientes de resistencia  $\Phi$ , reflejan la mayor o menor variabilidad en el comportamiento de los elementos a distintas solicitaciones. Algunos de ellos son los siguientes:

$$\Phi_t = 0,90 \text{ para fluencia por tracción}$$

$$\Phi_t = 0,75 \text{ para rotura por tracción}$$

$$\Phi_c = 0,85 \text{ para compresión}$$

$$\Phi_b = 0,90 \text{ para flexión}$$

$$\Phi_v = 0,90 \text{ para fluencia por cortante}$$

La resistencia de remaches y tornillos se determinaron por::

- cortadura o corte.
- aplastamiento.
- tracción y cortante.
- flexión simple.

#### **A 1.2.4 Cálculo a cortadura o corte**

Se produce por el contacto entre pestañas, y se determina tomando la sección resistente resultante del diámetro del vástago  $d$ .

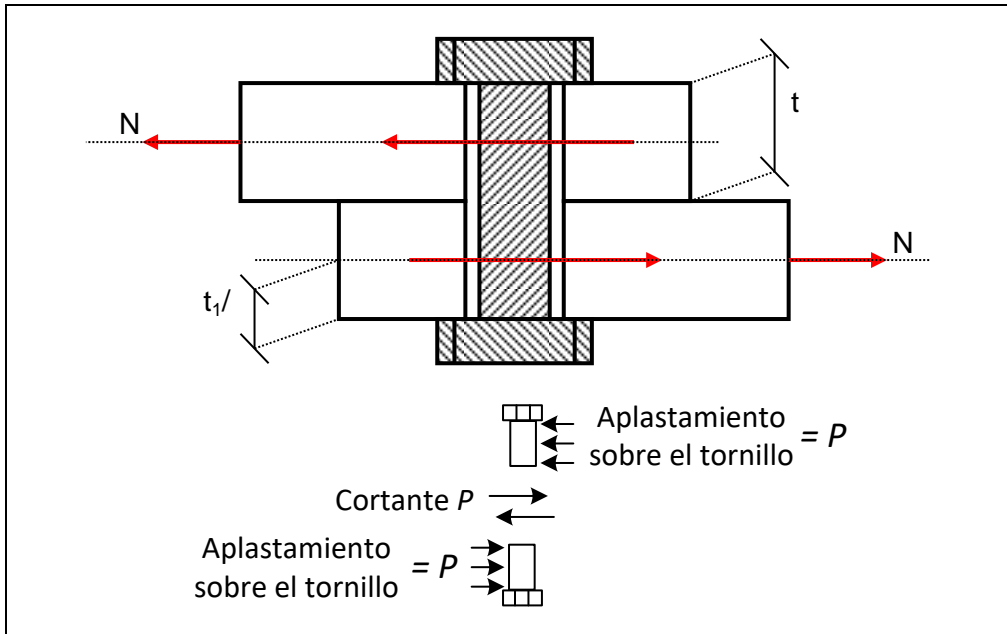


Figura A1.7. Esquema corte en tornillos. Fuente: AISC, 2014.

Las resistencias nominales a cortante de tornillos y remaches se proporcionan en la siguiente tabla:

Tabla A1.1 Resistencia tornillos de caja metálica diseñada.

Resistencia nominal de sujetadores y partes roscadas <b>klb/plg2 (Mpa)</b> (Tabla 12.5)		
Descripción de los sujetadores	Resistencia nominal a la tensión. $F_{nt}$ , <b>klb/plg2 (Mpa)</b>	Resistencia nominal al cortante en conectores tipo aplastamiento, $F_{nv}$ , <b>klb/plg2 (Mpa)</b>
Tornillo A307	45 (310)	27 (188)

Fuente: Manual de Construcción de Acero. AISC, 2014.

Para el acero de las placas se tomó el acero tipo A36 ( $F_y = 36$  klb/plg<sup>2</sup> y  $F_u = 58$  klb/plg<sup>2</sup>).

a) Fluencia de la sección total de las placas:

Las placas utilizadas fueron de  $\frac{1}{2}$ ", y el ancho de las pestañas de 0.14m (5,51 plg).

#### A 1.2.5 Carga de fluencia:

$$P_n = F_y * A_{bruta}$$

$$P_n = 36 * \left(\frac{1}{2} * 5,51\right) = 99,21 \text{ Klb} = 441,30 \text{ KN}$$

Para el método LFRD

$$\Phi_t P_n = \Phi_t * F_y * A_{bruta}$$

$$\Phi_t P_n = 89,29 \text{ Klb} = 397,17 \text{ KN}$$

Para el método ASD,  $\bar{U} = 1,67$

$$\frac{P_n}{\bar{U}} = \frac{99,21}{1,67} = 59,41 \text{ Klb} = 264,26 \text{ KN}$$

#### A 1.2.6 Resistencia a la ruptura por tensión de las placas:

$$P_{rotura} = F_u * A_{neta}$$

$$A_{neta} = 5,51 * 0,5 - \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{8}\right) * \frac{1}{2} = 2,44 \text{ in}^2$$

$$5,51 * 0,5 = 2,76 \text{ in}^2 \text{ Área neta placa}$$

$$2,44 < 2,76$$

$$P_{rotura} = F_u * A_{neta} = 58 \frac{\text{Klb}}{\text{in}^2} * 2,44 \text{ in}^2 = 141,52 \text{ Klb} = 629,51 \text{ KN}$$

Para el método LFRD

$$\Phi_t P_n = 0,75 * P_n = 106,14 \text{ Klb} = 472,13 \text{ KN}$$

Para el método ASD,  $\bar{U} = 2,00$

$$\frac{P_n}{\bar{U}} = \frac{141,52}{2,00} = 70,76 \text{ Klb} = 314,75 \text{ KN}$$

#### A 1.2.7 Resistencia al aplastamiento de los tornillos

La resistencia al aplastamiento de una conexión atornillada no se determina, como podría esperarse, a partir de la resistencia de los tornillos mismos; más bien se basa en la resistencia de las partes conectadas y del arreglo de los tornillos. (La deformación alrededor de los agujeros de tornillo  $< 0.25$  plg).

$$R_n = 1.2 I_c t F_u \leq 2.4 dt F_u$$

Como la menor distancia es la distancia a borde de la placa se tiene que:

$$R_n = 1.2 I_c t F_u (\text{número de tornillos}) \leq 2.4 dt F_u (\text{número de tornillos})$$

$$l_c = \frac{5,51}{2} - \frac{5}{4} = 1,51 \text{ in}$$

$$R_n = 1,21 * 1,51 * 58 * 1_u = 105,97 \text{ Klb} = 471,38 \text{ KN}$$

$$105,97 \text{ Klb} < \left(2,4 * \frac{5}{8} * \frac{1}{2}\right) * 58 = 43,5 \text{ Klb} \text{ Cumple}$$

Para el método LFRD

$$\Phi_t R_n = 0,75 * R_n = 32,63 \text{ Klb} = 145,12 \text{ KN}$$

Para el método ASD  $\bar{U} = 2,00$

$$\frac{R_n}{\bar{U}} = \frac{43,5}{2,00} = 21,75 \text{ Klb} = 96,75 \text{ KN}$$

#### A 1.2.8 Resistencia al cortante de los tornillos

$$R_n = F_{nv} A_b \text{ (número de tornillos)}$$

$$\text{Área tornillo} = 0,78 \text{ in}^2$$

$$R_n = 27 * 0,78 * 1 = 21,21 \text{ Klb} = 94,33 \text{ KN}$$

Para el método LFRD

$$\Phi_t R_n = 0,75 * 21,21 = 15,91 \text{ Klb} = 70,75 \text{ KN}$$

Para el método ASD  $\bar{U} = 2,00$

$$\frac{R_n}{\bar{U}} = \frac{21,21}{2,00} = 10,61 \text{ Klb} = 47,17 \text{ KN}$$

Como se observa todos los valores son mayores que la carga solicitada de 21,2 KN, lo que quiere decir que el diseño cumple para esos valores, e incluso para valores más altos.

## ANEXO 2

### PROCEDIMIENTO DE CALIBRACION Y USO DE LAS CELDAS DE PRESIÓN

#### A 2.1 OBJETIVO

Garantizar el registro correcto de las celdas de presión, ante las cargas y descargas aplicadas en el material de estudio, para asegurar su confiabilidad.

#### A 2.2 CONCEPTOS

De acuerdo con el *Vocabulario Internacional de Metrología (VIM)*, entre algunos términos fundamentales y generales de metrología están: ((JCGM), 2003)

**Calibración:** es el conjunto de operaciones que establecen bajo condiciones especificadas, la relación entre los valores indicados por un aparato, sistema de medición o los valores representados por una medida materializada, y los valores correspondientes de la magnitud realizada por los patrones.

**Estabilidad de un instrumento:** es la propiedad de un instrumento de medida por la que éste conserva constantes sus características metrológicas a lo largo del tiempo.

**Indicación:** es el valor proporcionado por un instrumento o sistema de medida.

La función de calibración incluye las funciones siguientes:

- Establecimiento de intervalo de indicaciones. Conjunto de valores comprendido entre las dos indicaciones extremas, proporcionados por el instrumento o sistema de medida.
- Diagrama de calibración. Expresión gráfica de la relación entre una indicación y el resultado de medida correspondiente.
- Modelo de medición. Relación matemática entre todas las magnitudes conocidas que intervienen en una medición.
- Curva de calibración. Expresión de la relación entre una indicación y el valor medido correspondiente. Expresa una relación biunívoca.
- Verificación. Comparación de las medidas proporcionadas por el instrumento con las de un equipo calibrado y de calidad metrológica igual o superior al equipo a verificar, con el fin de confirmar que el equipo mide con un error menor al especificado por el fabricante o menor del requerido para la realización de un determinado trabajo.

## A 2.3 INSTRUMENTOS

El equipo necesario para la calibración de celdas incluyó lo siguiente:

- Celdas de presión
- CDAQ-9172 chasis USB de alta velocidad con ocho slots para CompactDAQ de NI.
- NI 9237 Módulo puente de 24 bits simultáneos.  $\pm 25\text{mV/V}$  y cuatro canales
- Computador con programa de obtención visual de la medida: LabView e INGENMODULER
- Máquina Marshall
- Sistema de suministro de presión

**Celda de Presión:** Es un transductor que convierte la fuerza mecánica en señales eléctricas.

Tiene una forma plana circular construida por dos placas de acero inoxidable soldadas juntas periféricamente. El pequeño espacio entre las placas viene rellena con aceite hidráulico, y un transductor de presión de Cuerda Vibrante se conecta a la célula mediante una tubería corta de acero que forma un sistema hidráulico cerrado.

La presión total que actúa sobre la superficie de la celda, es transmitida al fluido que se encuentra dentro de la misma, y es medida por el transductor de presión. Esa medida, es un voltaje que da en respuesta otro voltaje muy pequeño (microvolts), el cual lo recibe en una tarjeta de control.

Al irles aplicando el peso a las celdas, las cuales están conectadas a la caja de adquisición de datos con un cable cubierto, van modificando su resistencia eléctrica variando el voltaje de respuesta.

Las celdas de presión empleadas en el presente proyecto, fueron fabricadas por el departamento de Ingeniería Electrónica de la Universidad Pontificia Universidad Javeriana.

**Conexión de la celda de presión a una caja de Adquisición de Datos:** Se utilizó para registrar los datos de las celdas de presión, empuje, medidores de deformación, y transductores de desplazamiento.

Se empleó el chasis NI cDAQ-9172 y el módulo de galgas extensométricas NI 9237 de la Serie C, el cual es un equipo de medición modular multivariable indispensable para la adquisición de datos de variables físicas en el entorno de la ingeniería. Usado entre muchas otras aplicaciones para la medición del desplazamiento de maquinaria, la temperatura de distintas mezclas, la vibración presente en estructuras y la compresión y tensión de vigas. (Instruments, 2016)



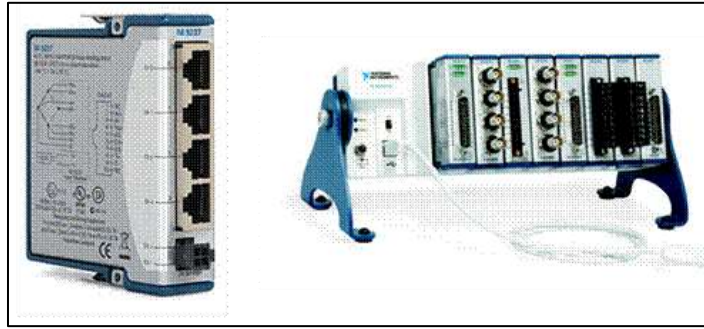


Imagen A2.1 Sistema CompactDAQ de NI Fuente Instruments, 2016

**Computador con programa de obtención visual de la medida:** Se empleó un computador propiedad de la PUJ, el cual tenía configurado los siguientes programas:

- **INGEMODULER:** Programa que permitió la adquisición de variables físicas como fuerza y compresión, entre otros, entregando datos de gran exactitud y precisión. (KUSPYDE & PUJ)
- **NI LabVIEW:** Software de programación gráfica LabVIEW para transferir los datos al ordenador para su visualización y análisis.

**Máquina Marshall y sistema de suministro de presión:** Equipo empleado para fijar celda con el anillo de presión, y aplicar presión para la calibración del laboratorio de la PUJ.

## A 2.4 PROCEDIMIENTO

### Conexión celda de presión al equipo de cómputo

- 1- Se colocó la celda de carga en la prensa Marshall, y sobre ésta se colocó el anillo de presión con su tapa, del cual salía la manguera de aire. Se acomodó o ajustó en la prensa de modo que quedó restringido el movimiento del anillo.
- 2- Del cable que salía de la celda de presión, se conectaron los alambres al conector (bornera), así:
  - S+, que correspondía al cable rojo, se conectó en la bornera al tornillo 6.
  - S-, que correspondía al cable negro, se conectó en la bornera al tornillo 7.
  - IN-, que correspondía al cable verde, se conectó en la bornera al tornillo 3.
  - IN+, que correspondía al cable blanco, se conectó en la bornera al tornillo 2.
  - El cable gris, se conectó en la bornera a cualquiera de los tornillos S.
- 3- Se conectó el cable gris (de datos) a la bornera, y de la bornera al receptor de datos (módulo de galgas extensométricas NI 9237).
- 4- Se conectó la caja de adquisición de datos (chasis NI cDAQ-9172), al computador.
- 5- Se inició el programa INGEMODULER o LabView, para verificar que estaba leyendo los datos.

## Calibración



- 1- Cuando el programa INGEMODULER estuvo en funcionamiento y la conexión anterior estuvo debidamente realizada, se midió la presión inicial.
- 2- Se abrió la válvula de presión, para dar paso a ésta y que fuera subiendo ésta.
- 3- Paso seguido se abrió la válvula azul, que dio paso a la presión aplicada hasta el anillo. Cuando se abrió esta válvula, la presión debía seguir subiendo. Si no subía con una buena velocidad, o por el contrario, descendía la presión, era probable que hubiera una fuga, por lo tanto, había que verificar que no hubiera fuga, y ajustar bien los cauchos para rectificar esta situación.
- 4- Se realizó los incrementos de presión, y cada 100 KPa incrementados, se tomó las lecturas una vez la carga estuvo estabilizada. El rango de presión trabajado para las celdas fue de 0 a 300 KPa o 400 Kpa.
- 5- Una vez se llegó al máximos, generalmente 300 KPa, se realizó la lectura de presión descendiendo generalmente de 100 en 100 KPa, hasta llegar a 0 KPa. Se tomó las lecturas una vez la carga estuvo estabilizada.

El proceso se realizó dos veces, verificando la calibración de las celdas dos veces con presión ascendente y dos veces con presión descentente.

- 6- Los datos obtenidos se tabularon y se graficaron para cada serie de datos, determinando la ecuación de la recta correspondiente. La ecuación obtenida relacionó los datos digitales leídos, con la presión aplicada sobre la celda.

## A 2.5 REGISTRO FOTOGRÁFICO

Tabla A2.1 Procedimiento gráfico de calibración de celdas. (Propia)

<p>Colocación de dos pesas como soporte, para disminuir el recorrido de la prensa.</p> <p>Colocación de la celda de presión sobre las pesas.</p>	
<p>Colocación del anillo de presión sobre la celda de presión.</p> 	

Ajuste en la prensa de modo que quedara restringido el movimiento del anillo y la celda de presión.



Del cable que salía de la celda de presión, se conectaron los alambres al conector (bornera).



Se realizó la conexión de celda de presión con la caja de adquisición de datos, y ésta a su vez con el computador. Cuando el programa (LabView o INGEMODULER) estuvo en funcionamiento, y la conexión anterior estuvo debidamente realizada, se registró la presión inicial.



Se abrió la válvula de presión, para dar paso y que fuera subiendo ésta. Paso seguido se abrió la válvula azul, que daba paso a la presión aplicada hasta el anillo.



Se realizaron los incrementos de presión, y cada 100 KPa incrementados se tomó las lecturas de la carga una vez estuvo estabilizada. El rango de presión trabajado para las celdas dependía de cada celda. En unos casos se logró entre 0 y 500 KPa, en otros entre 0 y 300 kPa. Una vez se llegaba al máximo del rango, se realizaba la lectura de presión descendiendo de 100 en 100 KPa, hasta llegar a 0 KPa.



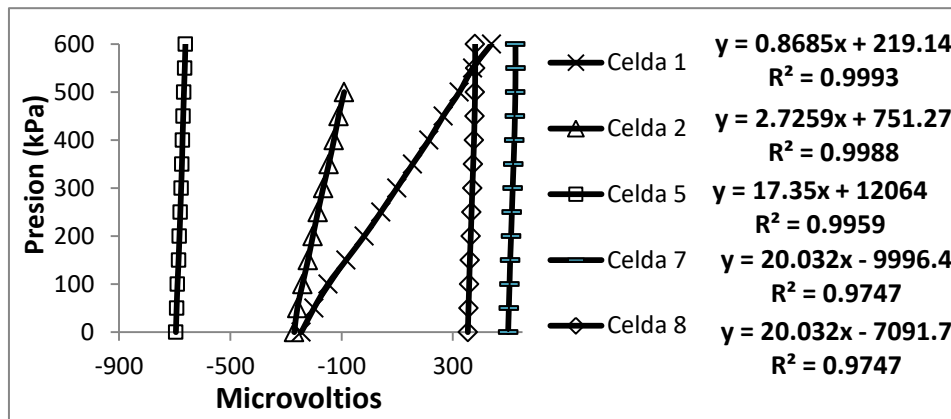
Los datos registrados se tabularon.

CELDA No.	Celda 1	Celda 2	Celda 4	Celda 5	Celda 6	Celda 7	Celda 8
<b>PRESION (Kpa)</b>	<b>LECTURA (STRAIN)</b>						
<b>0</b>	-270.316	-244.794	-7.228	-695.921	-909.318	498.602	353.602
<b>50</b>	-259.24	-199.444	-6.927	-693.385	-861.936	501.074	356.074
<b>100</b>	-240.619	-148.915	-6.721	-690.16	-822.762	503.567	358.567
<b>150</b>	-221.183	-84.0523		-686.352	-778.426	505.939	360.939
<b>200</b>	-203.5	-18.8066	-6.532	-683.105		509.193	364.193
<b>250</b>	-185.515	40.882		-680.035		512.038	367.038

<b>300</b>	-166.488	98.3833		-677.053		514.97	369.97
<b>350</b>	-146.313	155.346		-674.245		518.05	373.05
<b>400</b>	-127.729	213.46		-672.152		520.9	375.9
<b>450</b>	-110.976	265.199		-669.587		522.969	377.969
<b>500</b>	-90.95	323.059		-667.032		524.572	379.572
<b>550</b>		371.245		-664.049		525.065	380.065
<b>600</b>		438.797		-661.729		524.98	379.98

Se graficaron las series de datos, determinando la ecuación de la recta correspondiente.

La ecuación obtenida relacionaba los datos digitales leídos (microvoltios) con la presión aplicada sobre la celda.



## A 2.6 RESULTADOS OBTENIDOS

### Primera Calibración Celdas Ensayos Modelo 1

Se realizó la calibración de cuatro celdas, las cuales tuvieron las siguientes lecturas y resultados:

Tabla A2.2 Lecturas primera calibración celdas ensayos Modelo 1. Fuente: Propia.

CELDA No.	Celda 1	Celda 2	Celda 3	Celda 4
PRESION (Kpa)	LECTURA (STRAIN) (microvolts)			
0	-501.8	-443.64	78.34	-781.1
150	-411.7	-279.6	-111.2	-665
300	-321.6	-115.56		
400		-6.20	-427.1	-471.5
600	-141.5			

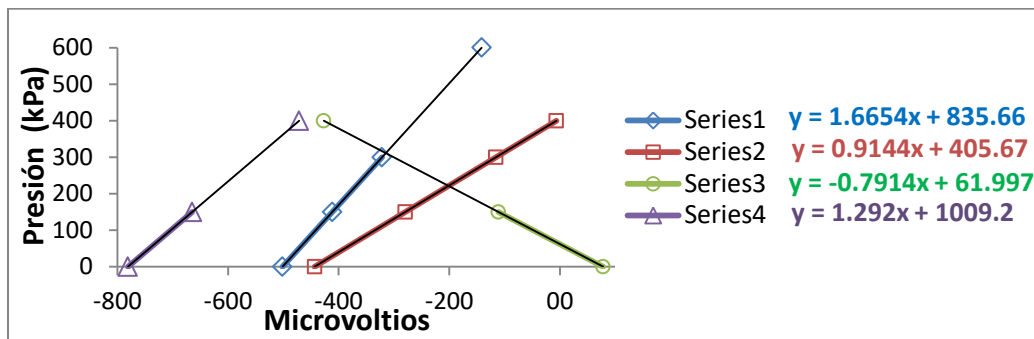


Figura A2.1. Gráficas y ecuaciones primera calibración celdas ensayos Modelo 1. Fuente: Propia.

Estas fueron empleadas en el desarrollo de dos ensayos del Modelo 1.

Tras realizar una medición, la celda se volvía a calibrar para verificar la consistencia de la medición del instrumento.

## Segunda Calibración Celdas Ensayos Modelo 1

Se realizó la calibración de las celdas disponibles, las cuales tuvieron las siguientes lecturas y resultados:

Tabla A2.3 Lecturas segunda calibración celdas ensayos Modelo 1. Fuente: Propia.

CELDA No.	Celda 1	Celda 2	Celda 4	Celda 5	Celda 6	Celda 7	Celda 8
<b>PRESION (Kpa)</b>	<b>LECTURA (STRAIN)(microvoltios)</b>						
<b>0</b>	-270.32	-244.79	-7.228	-695.92	-909.318	498.602	353.602
<b>50</b>	-259.24	-199.44	-6.927	-693.39	-861.936	501.074	356.074
<b>100</b>	-240.62	-148.92	-6.721	-690.16	-822.76	503.567	358.567
<b>150</b>	-221.18	-84.052		-686.35	-778.43	505.939	360.939
<b>200</b>	-203.5	-18.807	-6.532	-683.11		509.193	364.193
<b>250</b>	-185.52	40.882		-680.04		512.038	367.038
<b>300</b>	-166.49	98.3833		-677.05		514.97	369.97
<b>350</b>	-146.31	155.346		-674.25		518.05	373.05
<b>400</b>	-127.73	213.46		-672.15		520.9	375.9
<b>450</b>	-110.98	265.199		-669.59		522.969	377.969
<b>500</b>	-90.95	323.059		-667.03		524.572	379.572
<b>550</b>		371.245		-664.05		525.065	380.065
<b>600</b>		438.797		-661.73		524.98	379.98

Estas fueron empleadas en el desarrollo de tres ensayos del Modelo 1.

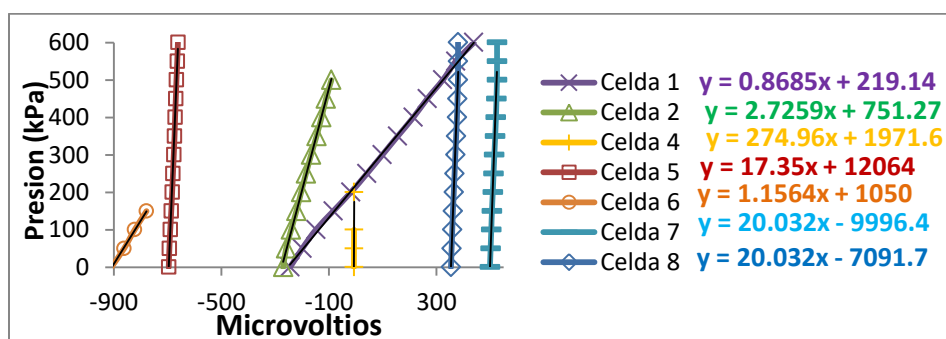


Figura A2.2. Gráficas y ecuaciones segunda calibración celdas ensayos Modelo 1. Fuente: Propia.

## Primera Calibración Celdas Ensayos Modelo 2

Para la preparación del inicio de los ensayos del Modelo 2, se realizó nuevamente la calibración de las celdas de presión disponibles.

Tabla A2.4 Lecturas primera calibración celdas ensayos Modelo 2. Fuente: Propia.

CELDA No.	Celda 1	Celda 2	Celda 3	Celda 4	Celda 5	Celda 6	Celda 7	Celda 8
<b>PRESION (Kpa)</b>	<b>LECTURA (STRAIN)(microvoltios)</b>							
0	363.252	-170.195	151.893	108.734	-573.376	-570.447	1678.98	877.747
100	431.194	-68.104	241.902	119.461	-548.464	-493.909	1686.61	878.376
200	495.561	40.468	343.613	132.245	-524.571	-416.648	1693.56	878.22
300	557.880	143.802	445.566	146.003	-501.428	-345.149	1701.18	877.107
400	623.774	245.792	548.97	159.722	-489.986	-270.111	1709.71	873.387
500	685.708	339.177	642.439	172.421	-459.908	-203.453	1717.24	868.747
600	748.072	417.499	721.347	186.189	-440.02	-144.166	1721.98	865.27

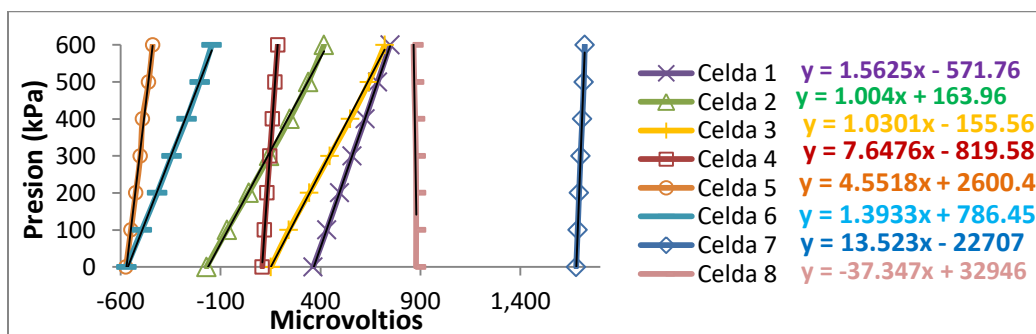


Figura A2.3. Gráficas y ecuaciones primera calibración celdas ensayos Modelo 2. Fuente: Propia.

Las celdas de presión, a pesar de que en su mayoría conservaron una respuesta lineal en la nueva calibración, cambiaron su respuesta frente a calibraciones anteriores.

Es preciso mencionar que algunas celdas presentaron lecturas variables y oscilatorias, que no se pudieron linealizar, razón por la cual se determinó que se encontraban defectuosas para la medición. Tal fue el caso de la celda 8.



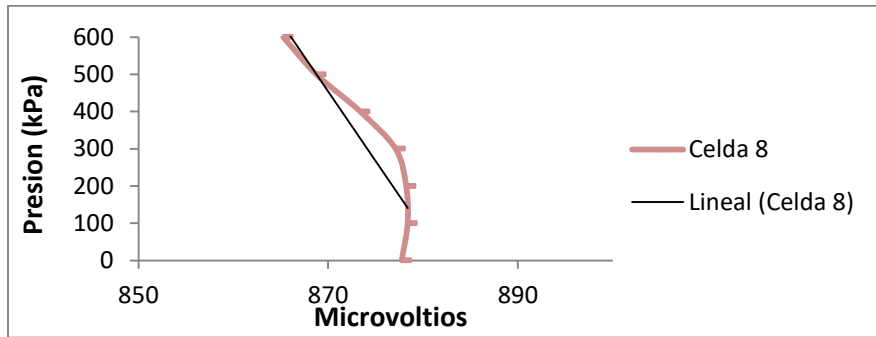


Figura A2.4. Gráfica calibración celda 8. Fuente: Propia.

Durante el desarrollo del Modelo 2, las celdas de presión se dañaron debido a la entrada de agua proveniente del material de estudio, lo cual dañó el instrumento alterando todas las lecturas.

En la primera calibración realizada, la respuesta en la mayoría de las celdas de presión fue la esperada, entregando una lectura de microvoltios, y la carga aplicada que se representaba con una función lineal nítida.

### Calibración Celdas Ensayos Modelo 2 – Segunda parte

Tras una suspensión en la realización del proyecto, para cuando se retomó el mismo, se inició con la calibración de las celdas de presión disponibles suministradas por el Laboratorio.

Para el momento, sólo había disponibles cuatro celdas de presión, las cuales fueron calibradas para su verificación, encontrando que los instrumentos no registraban de manera adecuada. Lo anterior pudo deberse a que los sensores estaban deteriorados por el uso dado durante el tiempo transcurrido.

La calibración de dichos elementos, dieron lecturas variables y oscilatorias, razón por la cual se determinó que se encontraban defectuosas para la medición.

Tabla A2.5 Lecturas calibración celdas ensayos Modelo 2 segunda parte. Fuente: Propia.

CELDA No.	Celda 1	Celda 2	Celda 3	Celda 4
<b>PRESION (Kpa)</b>	<b>LECTURA (STRAIN) (microvolts)</b>			
0	-6.837	-5.094	-6.335	-4.819
100	-7.151	-9.380	-6.332	-5.438
200	-7.319	-8.730	-7.229	-5.852
280	-7.090	-5.323	-6.161	-5.347

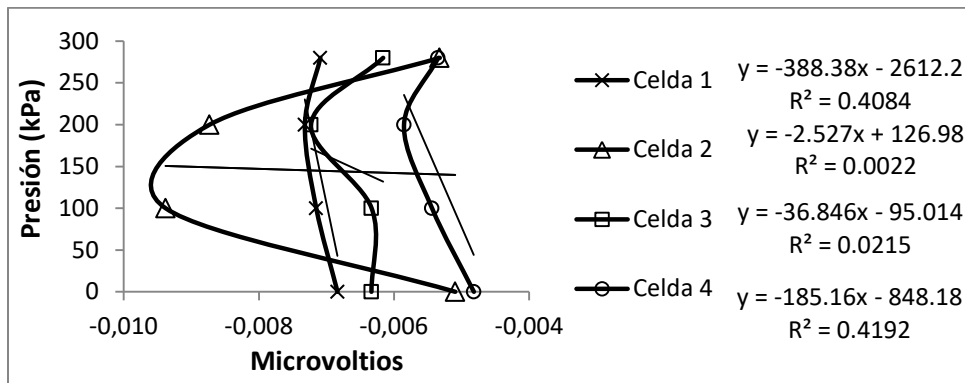


Figura A2.5. Gráficas y ecuaciones calibración celdas ensayos Modelo 2 segunda parte. Fuente: Propia.

Debido a que las celdas de presión no estaban funcionando, no se pudieron emplear en los montajes del Modelo 2.

## ANEXO 3

### PROCEDIMIENTO ENSAYO MODELO 1 PARA DETERMINAR LA INCIDENCIA DE LA CAMA DE ARENA EN EL USO DE LAS CELDAS DE PRESIÓN

#### A 3.1. OBJETIVO

Determinar la incidencia en la recepción de datos en las celdas de presión ante la colocación o no de cama de arena bajo esta, para el registro de las cargas y descargas aplicadas.

#### A 3.2 PROCEDIMIENTO PARA MODELO 1

Para ilustrar las actividades realizadas en cada ensayo de éstos, se describe el ENSAYO MODELO 1 - ESCENARIO 1 - CELDA DE PRESIÓN CON Y SIN CAMA DE ARENA, A 9cm DE PROFUNDIDAD.

##### Preparación:

1. Se mezcló el material a la humedad definida.
2. Se seleccionó la celda de presión a utilizar, debidamente calibrada.
3. Se preparó agregado pasa tamiz No.10.
4. Se preparó molde de ensayo de 15.2 cm de diámetro por 21 cm de alto, con la o las perforaciones respectivas en la o las posiciones de la o las celdas de presión.
5. Se preparó disco de aplicación de carga de 12,63 cm.
6. Se preparó equipo de cómputo con el programa LabView y la caja de adquisición de datos.

##### Montaje:

##### Molde y Material:

- 1- Se colocó una capa de arena de material pasa tamiz No. 10, de un espesor de 1.5 cm.
- 2- Se determinó el peso de material a compactar para una capa de 14 cm de espesor.

Este material se colocó en capas así:

- a) Capa de 4 cm de material
- b) Celda de Presión con cama de arena
- c) 10 cm de material colocado en dos capas de 5 cm.

Se colocó capa de 4 cm de material punzonándolo con una varilla para homogenizarlo, y con un pequeño pisón se fue compactando, aplicando el número de golpes necesarios para llegar a la altura correspondiente para la densidad definida.

- 3- Se hizo una cama de arena de forma circular, de un diámetro un poco mayor al diámetro de la celda, debidamente centrada. Seguido se colocó la celda sobre la cama de arena, y se sacó el cable por la perforación.

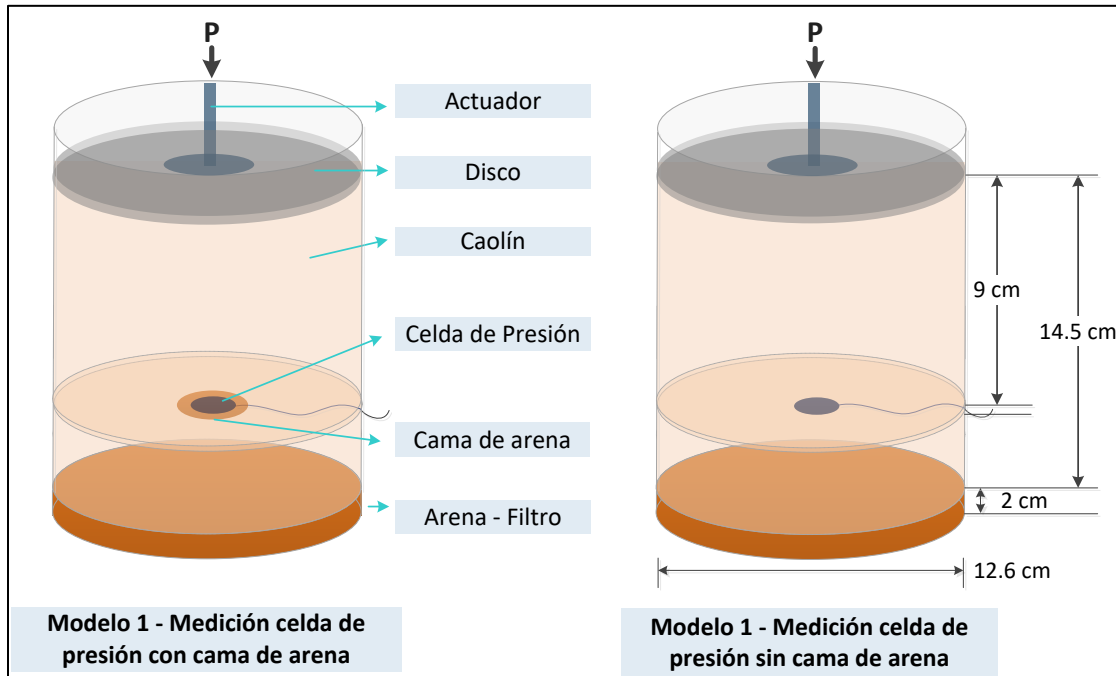


Figura A3.69. Esquema montaje Modelo 1 - Escenario 1  
Fuente: Propia

- 4- Se determinó el peso de material a compactar para una capa de 10 cm de espesor.  
Este material se colocó en dos capas de 5 cm cada una, punzonando el material con una con una varilla para homogenizarlo, y con un pequeño pisón se fue compactando, aplicando el número de golpes necesarios para llegar a la altura correspondiente para la densidad definida.
- 5- Una vez estuvo compactado todo el material, se colocó el disco de 12.6 cm de diámetro sobre la superficie del material.

#### Prensa Marshall:

- 6- Se colocó el molde en la máquina Marshall, listo para aplicarle la carga con el pistón.
- 7- Se programó la máquina de modo que se aplicara una carga sostenida con una velocidad de 0.127 m/s.
- 8- Se colocó un deformímetro, de modo que midiera el desplazamiento del plato de la máquina de Marshall. Para el registro, este debió estar totalmente extendido, ya que se mediría el desplazamiento hacia arriba del plato de la máquina Marshall.

### Equipo de cómputo y registro:

- 9- Se conectó el cable de la celda de presión a la bornera, y la bornera a la caja de adquisición de datos por el canal en el cual se calibró la celda de presión.
- 10- Se conectó la caja de adquisición de datos al computador.
- 11- Se dio inicio al programa LabView o INGENODULER, y se corrió el programa para verificar que se está registrando datos. Éstos debían ser coherentes con los valores de la calibración de la celda de presión.

### Ejecución ensayo:

1. Se tomó la lectura inicial de la celda de presión, se acercó el pistón de la prensa Marshall a la superficie, sin ponerle carga, y se verificó que el deformímetro estuviera bien apoyado en el plato y extendido.
2. Se dio inicio al programa LabView y a la aplicación de carga de la prensa Marshall al tiempo.
3. Se tomó la lectura de la celda de presión, de la carga y del deformímetro simultáneamente, cada 20 segundos durante 10 minutos.

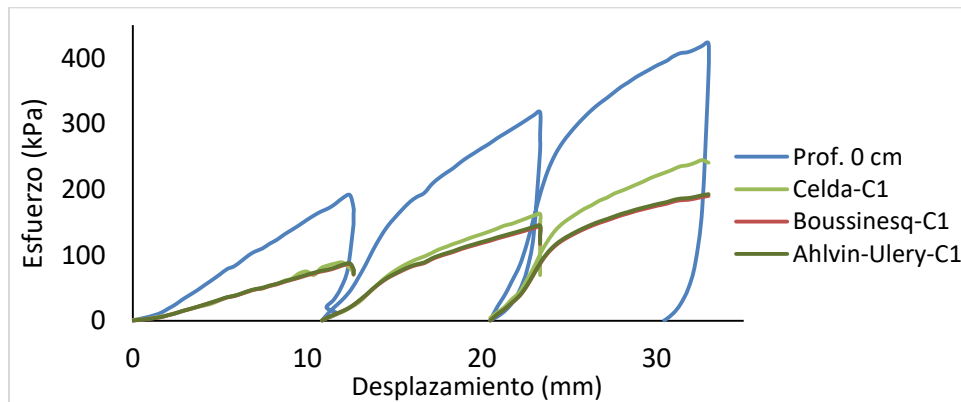








Figura A3.2. Registros de desplazamiento del Modelo 1 - Escenario 1  
Fuente: Propia

### A 3. 3 REGISTRO FOTOGRAFICO

A continuación se presentan las imágenes del paso a paso del ensayo descrito.

Tabla A3.8. Registro Fotográfico paso a paso ensayos Modelo 1

 <p>1. Preparación de la cantidad de material (caolín y arena)</p>	 <p>2. Colocación y compactación del material de filtro y la primera capa de caolín</p>
 <p>3. Colocación de cama de arena según escenario</p>	 <p>4. Colocación celda de presión</p>
 <p>5. Colocación del resto de material</p>	 <p>6. Colocación de disco para aplicar carga</p>



7. Colocar molde en Prensa Marshall



8. Ubicación deformímetro en el plato de la prensa Marshall



9. Aplicar carga con la prensa Marshall, y medir las deformaciones



10. Retiro del material



Imagen de agua saliendo de la celda de presión.

Fuente: Propia

### A 3.4 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Con los datos obtenidos, se tabuló el esfuerzo medido en la superficie, el esfuerzo registrado por la celda de presión a la profundidad de ésta, y el esfuerzo calculado teóricamente empleando la ecuación de Boussinesq (Ecuación A2. 1), a la profundidad de la celda de presión; donde para una carga circular:

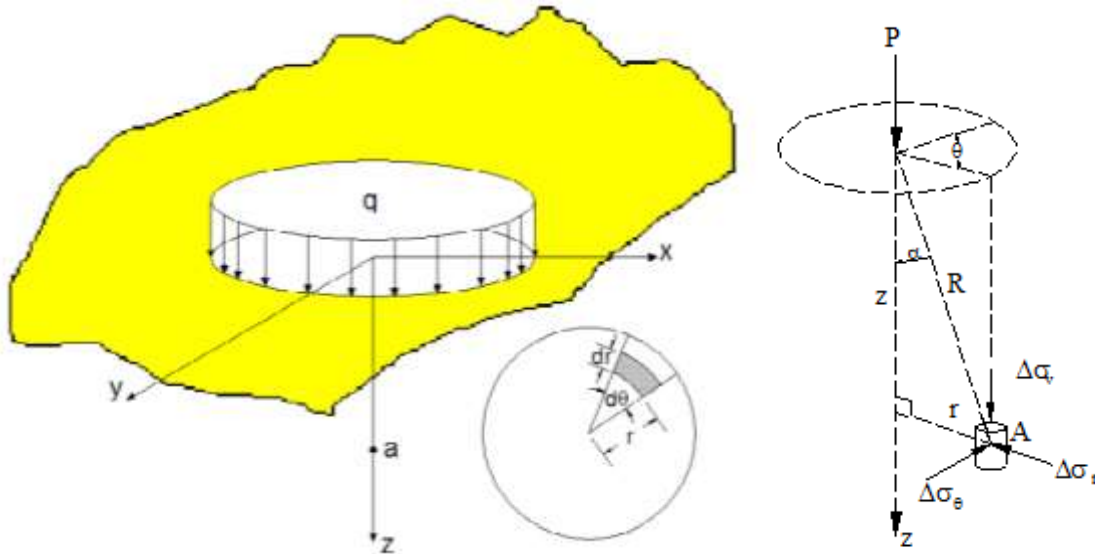


Figura A3.3. (a) Distribución de presiones. Modelo de carga circular ( $q$ ) sobre un medio elástico semi- infinito, y sistema de ejes utilizado. (b) Solución de Boussinesq para el sistema de coordenadas polares. Fuente: Crespo Villalaz, 2004.

$\Delta\sigma_z$  es el incremento del esfuerzo vertical para un punto  $a$  debajo del centro de una cimentación circular, de radio  $R$ , cargada con un valor de esfuerzo de contacto  $q$  uniformemente distribuido, en una profundidad dada  $z$  cualquiera .

$$\Delta\sigma_z = q \left[ 1 - \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right]$$

Ecuación A3.1 Ecuación de Boussinesq. Fuente: Crespo Villalaz, 2004.

Los resultados obtenidos para cada escenario fueron los siguientes:

- A. ENSAYO MODELO 1 – ESCENARIO 1 – CELDA DE PRESIÓN CON Y SIN CAMA DE ARENA, A 9cm DE PROFUNDIDAD



Tabla A3.9. Resultados Esfuerzos Modelo 1 – Escenario 1

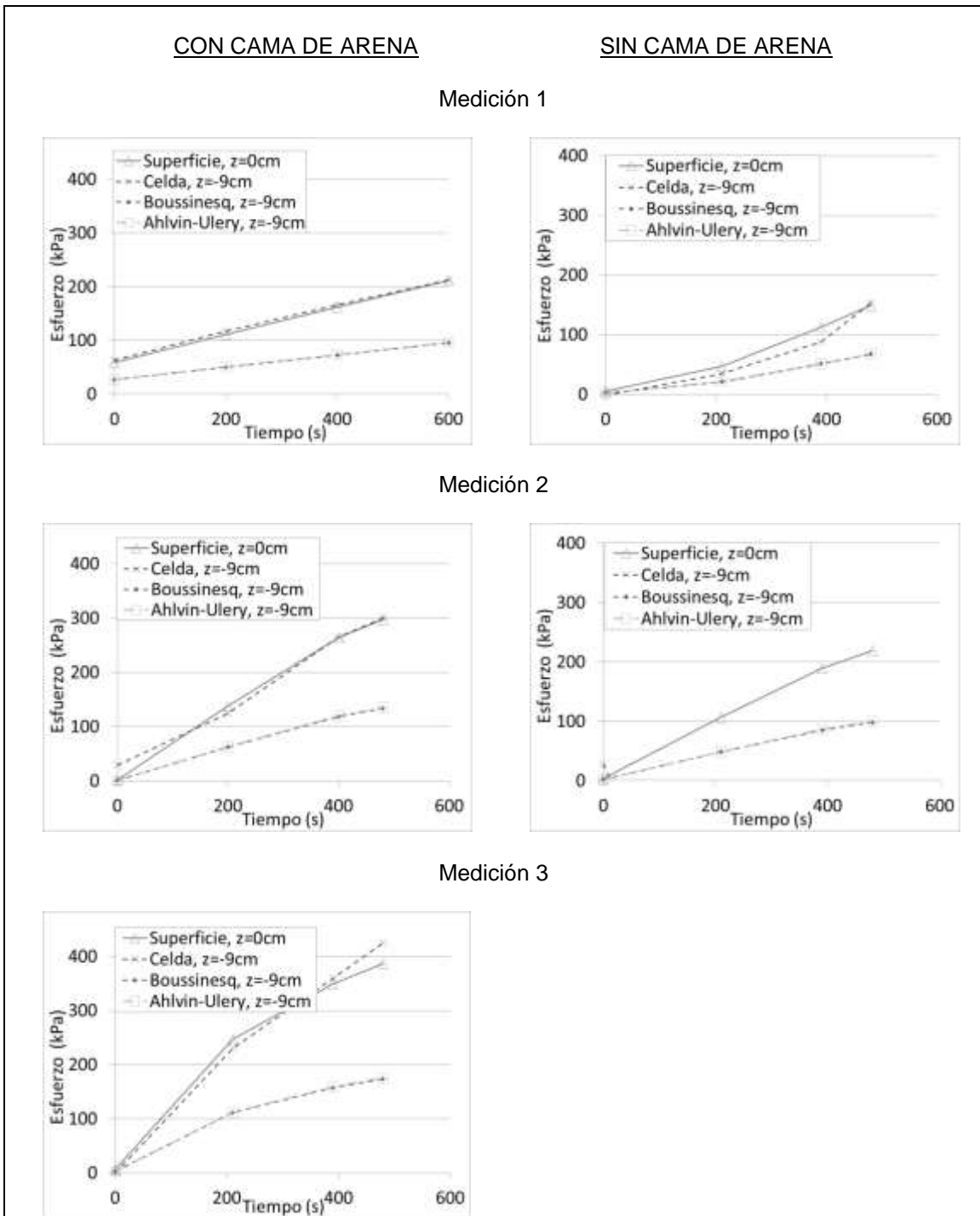
MODELO 1 – ESCENARIO 1 – CELDA CON CAMA DE ARENA					
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 9 cm DE PROFUNDIDAD		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin-Ulery, z=-9cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	0	59.1133	63.2217	26.6116	26.9872
	200	111.5092	116.8229	50.1992	50.9076
	400	161.5590	166.1600	72.7306	73.7570
	600	211.6088	212.8987	95.2620	96.6064
MEDICION 2	0	2.0253	29.6252	0.9117	0.9246
	200	138.0982	124.7848	62.1690	63.0464
	400	264.7867	265.5838	119.2017	120.8839
	480	297.6319	300.0464	133.9879	135.8788
MEDICION 3	0	7.4995	0.9287	3.3761	3.4237
	210	246.8001	229.8415	111.1044	112.6724
	390	349.2458	359.7803	157.2234	159.4422
	480	386.7831	425.1578	174.1220	176.5793

MODELO 1 – ESCENARIO 1 – CELDA SIN CAMA DE ARENA					
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 9 cm DE PROFUNDIDAD		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin-Ulery, z=-9cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	0	5.935	-1.254	2.672	2.710
	210	47.383	34.674	21.331	21.632
	390	113.073	88.342	50.903	51.622
	480	149.047	152.653	67.098	68.045
MEDICION 2	0	3.589	27.079	1.616	1.639
	210	106.817	-372.432	48.087	48.766
	390	188.930	-536.084	85.052	86.253
	480	218.647	-390.338	98.431	99.820

Fuente: Propia

Para evidenciar la incidencia de la presencia de la cama de arena en la medición de la celda de presión, para cada prueba realizada se graficó el esfuerzo contra el tiempo (s), y se comparó directamente el esfuerzo medido en la superficie, el esfuerzo registrado por la celda de presión a la profundidad de cada caso, y el esfuerzo calculado a la profundidad de cada caso según la ecuación de Boussinesq.

Tabla A3.10. Esfuerzo aplicado, medido y calculado Modelo 1-Escenario 1 con y sin cama de arena



Fuente: Propia

B. ENSAYO MODELO 1 – ESCENARIO 2 – DOS CELDAS DE PRESIÓN, A 4cm Y 9cm DE PROFUNDIDAD, CON Y SIN CAMA DE ARENA

Este ensayo presentó el siguiente esquema de desarrollo:

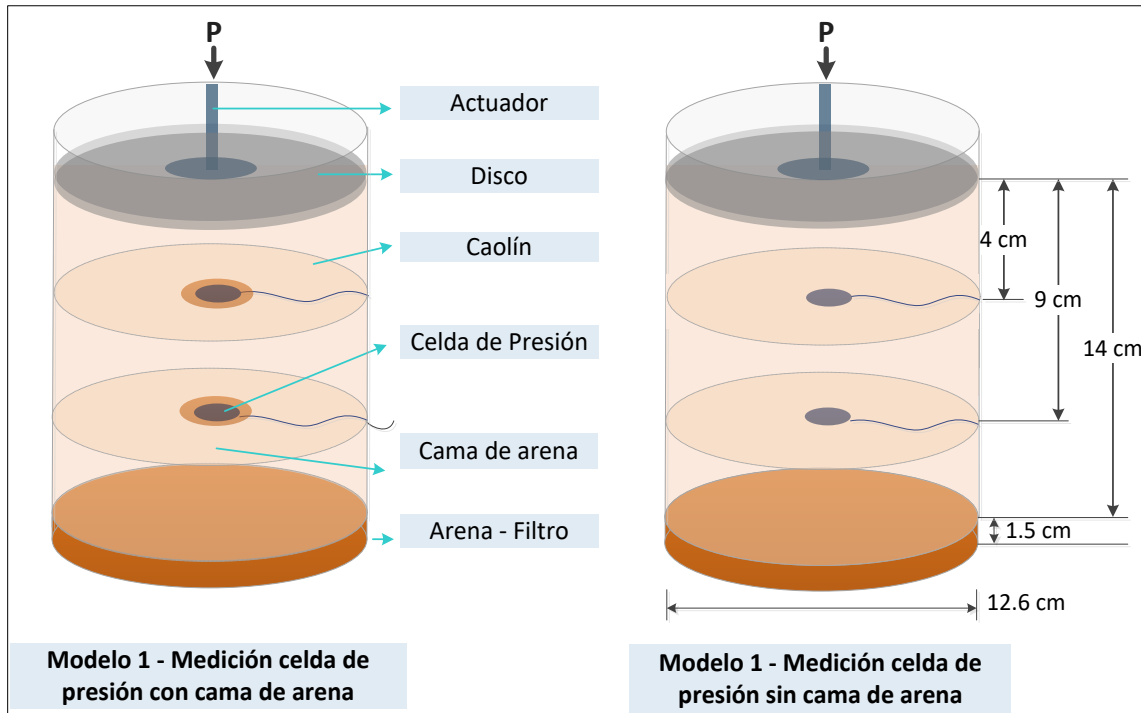


Figura A3 4. Esquema montaje Modelo 1 - Escenario 2  
Fuente: Propia

Los resultados obtenidos para cada escenario fueron los siguientes:

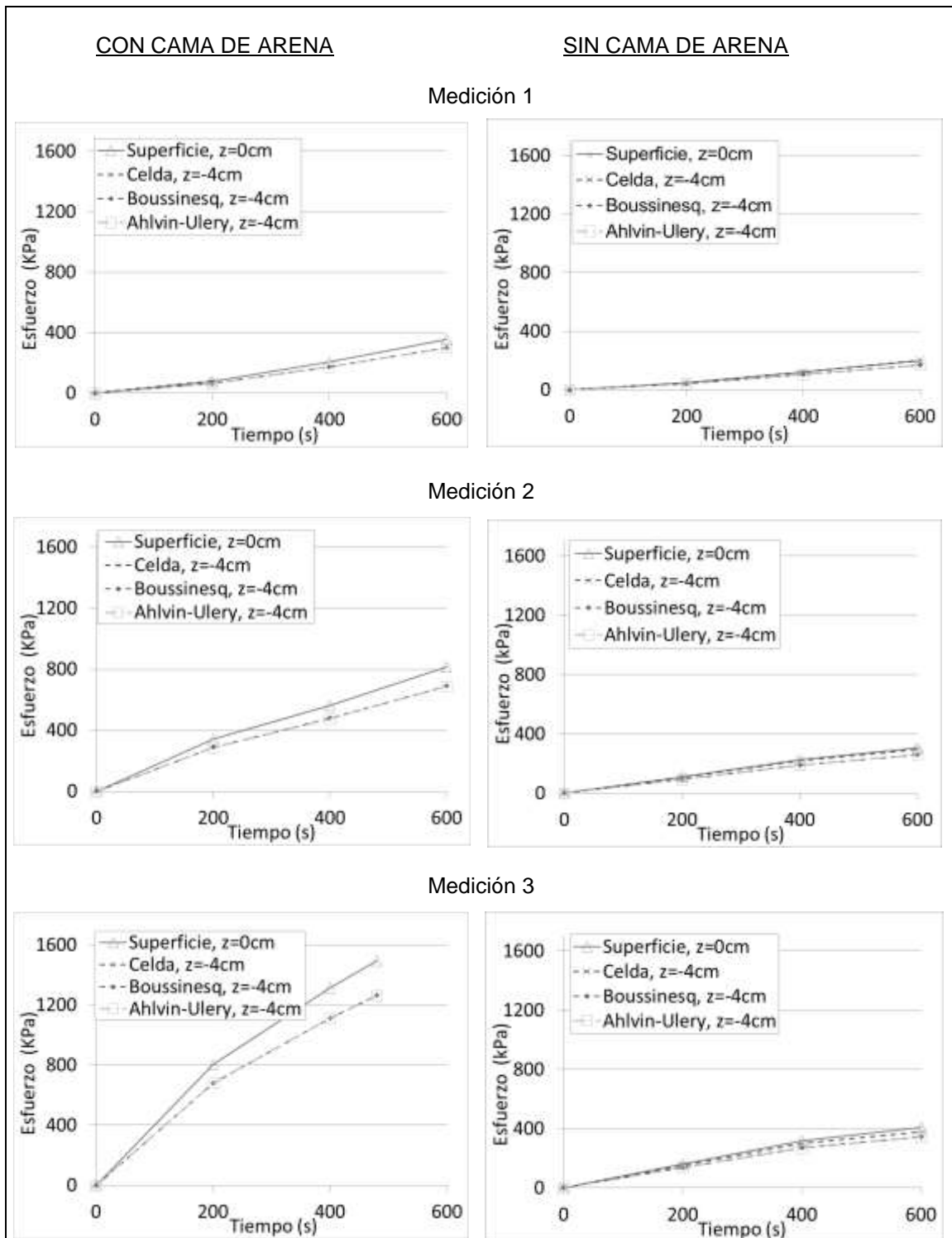
Tabla A3.11. Resultados Esfuerzos Modelo 1 – Escenario 2

MODELO 1 – ESCENARIO 2 – CELDA CON CAMA DE ARENA								
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 4 cm DE PROFUNDIDAD			$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 9 cm DE PROFUNDIDAD		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-4cm	Boussinesq, z=-4cm	Ahlvin- Ulery, z=-4cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin- Ulery, z=-9cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	0	0.461	0.822	0.390	0.390	2.459	0.208	0.208
	200	75.536	78.976	63.904	63.866	103.626	34.005	34.005
	400	206.135	68337.698	174.390	174.287	271.171	92.798	92.798
	600	355.502	68337.698	300.756	300.578	444.781	160.040	160.040
MEDICION 2	0	0.461	68337.698	0.390	0.390	2.459	0.208	0.211
	200	341.426	68337.698	288.847	288.676	370.001	153.703	155.872
	400	563.522	68337.698	476.741	476.459	648.833	253.686	257.266
	600	813.771	68337.698	688.452	688.045	1043.020	366.343	371.513
MEDICION 3	0	0.461	68337.698	0.390	0.390	2.459	0.208	0.211
	200	802.822	68337.698	679.189	678.789	999.460	361.414	366.515
	400	1314.269	68337.698	1111.874	1111.218	1690.620	591.657	600.007
	480	1494.135	68337.698	1264.042	1263.296	1649.817	672.630	682.122

MODELO 1 – ESCENARIO 2 – CELDA SIN CAMA DE ARENA								
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 4 cm DE PROFUNDIDAD			$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 9 cm DE PROFUNDIDAD		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-4cm	Boussinesq, z=-4cm	Ahlvin- Ulery, z=-4cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin- Ulery, z=-9cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	0	0.461	0.000	0.390	0.390	3.512	0.208	0.208
	200	46.601	46.503	39.424	39.401	27.380	20.979	20.979
	400	120.112	120.438	101.615	101.555	100.991	54.072	54.072
	600	198.314	199.155	167.774	167.675	184.519	89.277	89.277
MEDICION 2	0	0.461	0.000	0.390	0.390	0.000	0.208	0.211
	200	109.163	105.794	92.352	92.298	90.761	49.143	49.837
	400	224.121	218.479	189.607	189.495	190.445	100.895	102.319
	600	303.888	295.291	257.090	256.938	254.257	136.804	138.735
MEDICION 3	0	0.461	0.000	0.390	0.390	0.000	0.208	0.211
	200	161.559	151.226	136.679	136.599	151.168	72.731	73.757
	400	317.965	299.261	268.999	268.840	297.403	143.141	145.161
	600	406.334	377.942	343.759	343.556	374.284	182.923	185.505

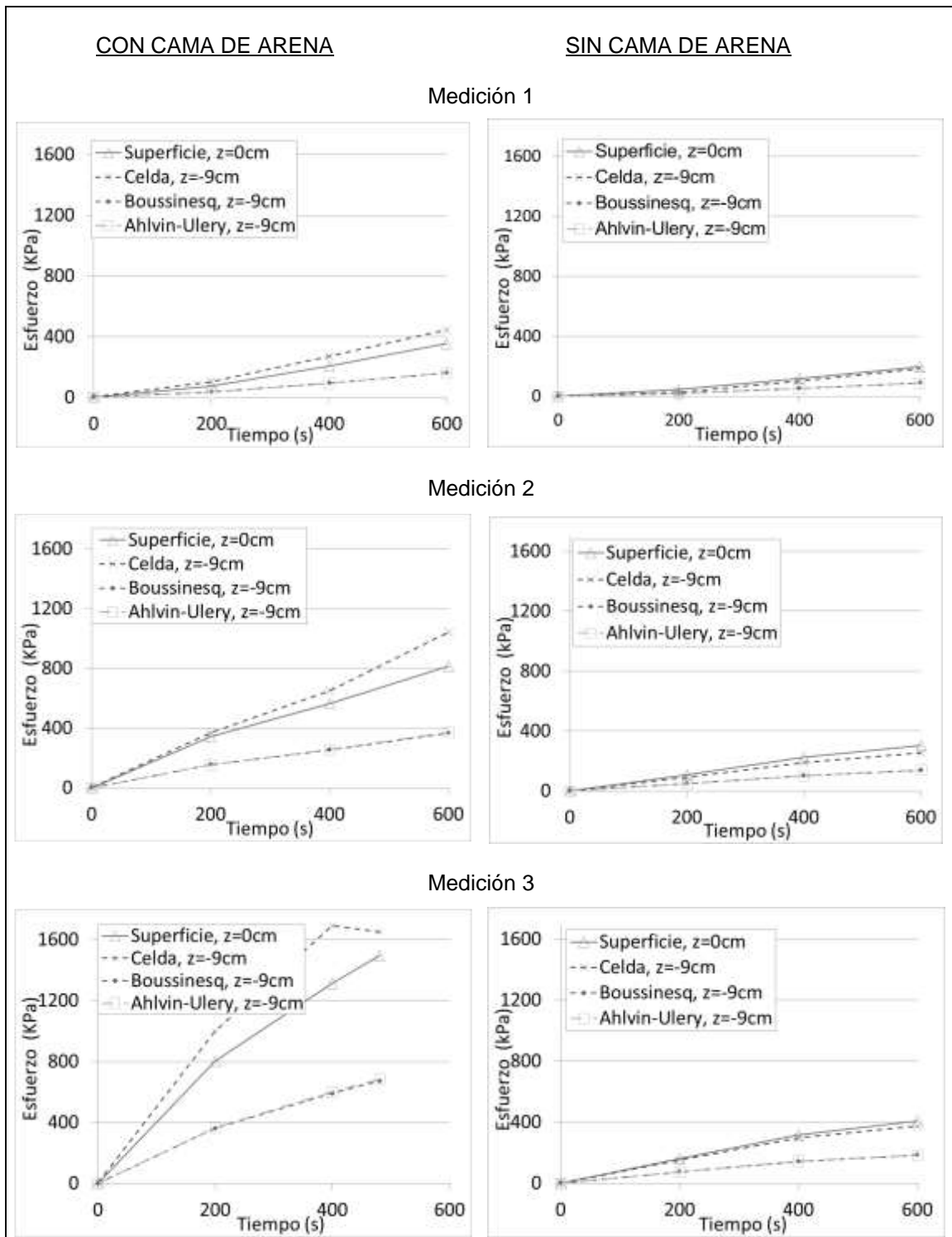
Fuente: Propia

Tabla A3.12. Esfuerzo aplicado, medido y calculado Modelo 1-Escenario 2 con y sin cama de arena celda a 4 cm de profundidad



Fuente: Propia

Tabla A3.13. Esfuerzo aplicado, medido y calculado Modelo 1-Escenario 2 con y sin cama de arena celda a 9 cm de profundidad



Fuente: Propia

C. ENSAYO MODELO 1 – ESCENARIO 3 – CELDA DE PRESIÓN CON CAMA Y CUBIERTA DE ARENA, Y SIN ARENA, A 9cm DE PROFUNDIDAD

Este ensayo presentó el siguiente esquema de desarrollo:

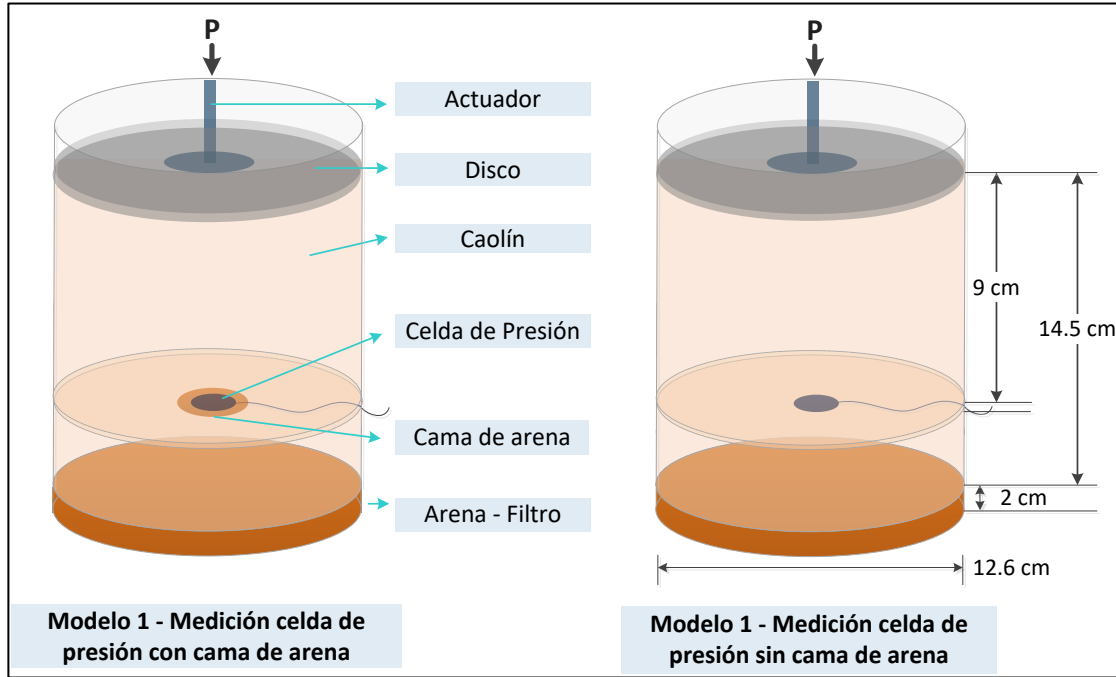


Figura A3.5. Esquema montaje Modelo 1 - Escenario 3  
Fuente: Propia

Los resultados obtenidos para cada escenario fueron los siguientes:

Tabla A3.14. Resultados Esfuerzos Modelo 1 – Escenario 3

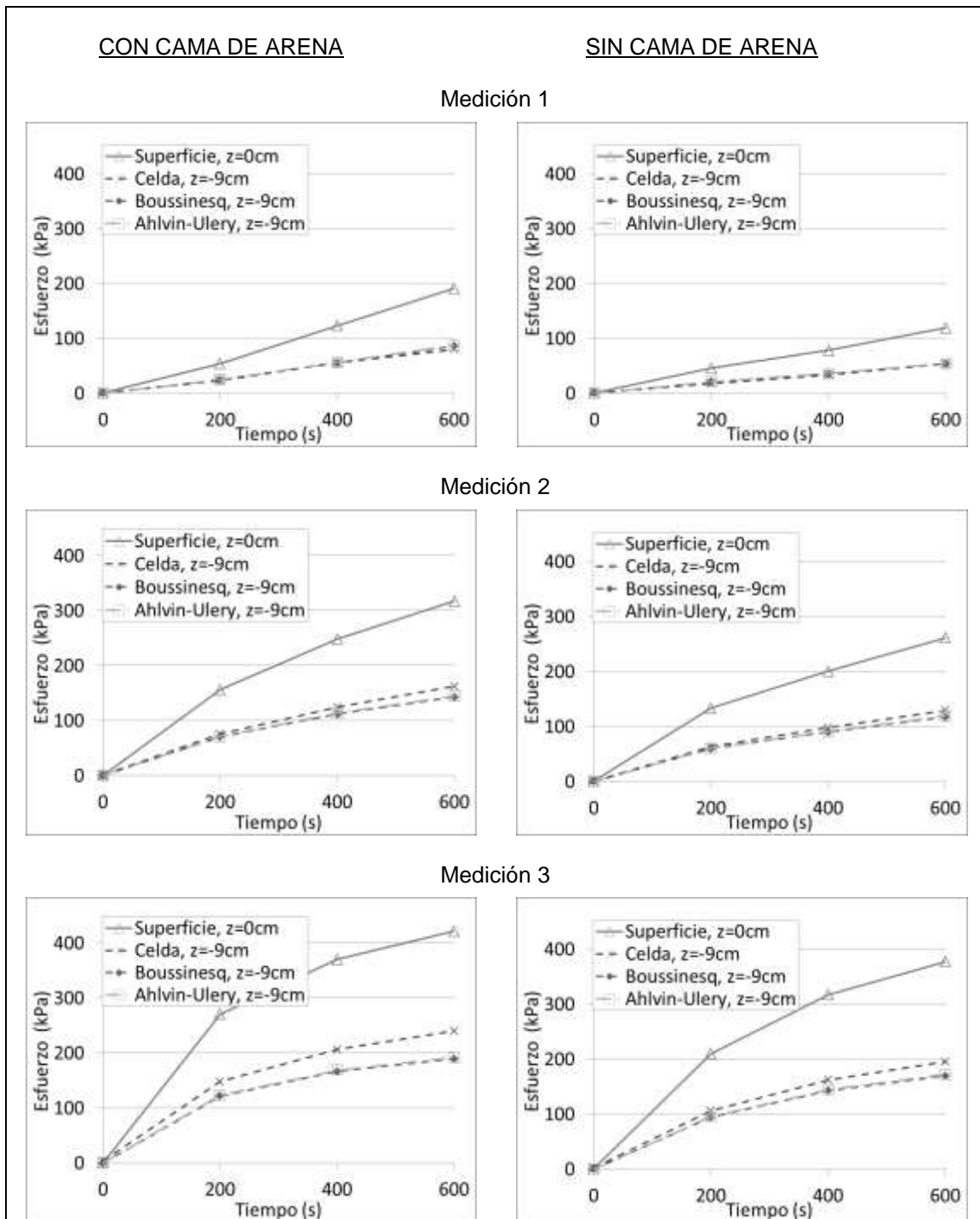
MODELO 1 – ESCENARIO 3 – CELDA CON CAMA DE ARENA					
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 9 cm DE PROFUNDIDAD		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin-Ulery, z=-9cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	0	0.461	1.150	0.208	0.211
	200	54.421	23.160	24.499	24.845
	400	123.240	55.620	55.480	56.263
	600	191.276	79.746	86.109	87.324
MEDICION 2	0	0.461	1.177	0.208	0.211
	200	156.085	75.675	70.266	71.258
	400	248.364	124.259	111.809	113.386
	600	317.183	162.458	142.789	144.804
MEDICION 3	0	0.461	4.335	0.208	0.211
	200	271.043	147.929	122.018	123.740
	400	370.361	206.789	166.729	169.082
	600	421.974	240.483	189.964	192.645

MODELO 1 – ESCENARIO 3 – CELDA SIN CAMA DE ARENA					
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 9 cm DE PROFUNDIDAD		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin-Ulery, z=-9cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	0	0.461	0.960	0.208	0.211
	200	45.819	17.865	20.627	20.918
	400	78.664	33.735	35.413	35.913
	600	119.329	53.753	53.720	54.478
MEDICION 2	0	0.461	0.964	0.208	0.211
	200	133.406	63.412	60.057	60.904
	400	200.660	98.278	90.333	91.608
	600	261.659	129.718	117.793	119.456
MEDICION 3	0	0.461	2.594	0.208	0.211
	200	210.045	106.428	94.558	95.892
	400	317.183	162.451	142.789	144.804
	600	377.399	195.347	169.897	172.295

Fuente: Propia



Tabla A3.15. Esfuerzo aplicado, medido y calculado Modelo 1-Escenario 3 con y sin cama de arena celda a 9 cm de profundidad



Fuente: Propia

D. ENSAYO MODELO 1 – ESCENARIO 4 – CELDA DE PRESIÓN CON Y SIN CAMA DE ARENA, A 4cm DE PROFUNDIDAD

Este ensayo presentó el siguiente esquema de desarrollo:

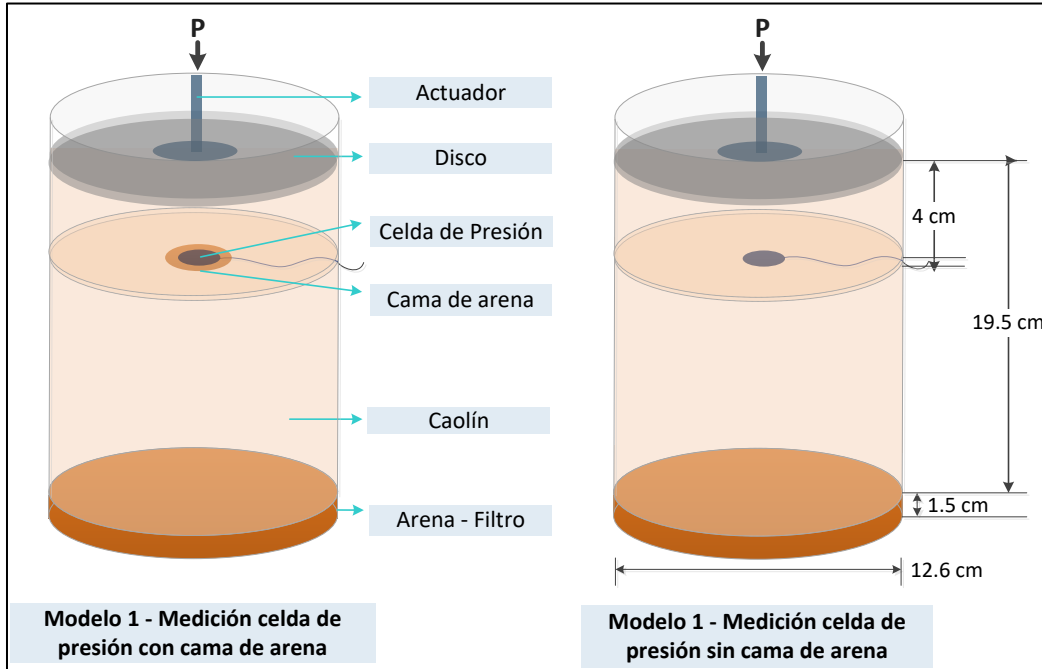


Figura A3.6. Esquema Montaje Modelo 1 - Escenario 4  
Fuente: Propia

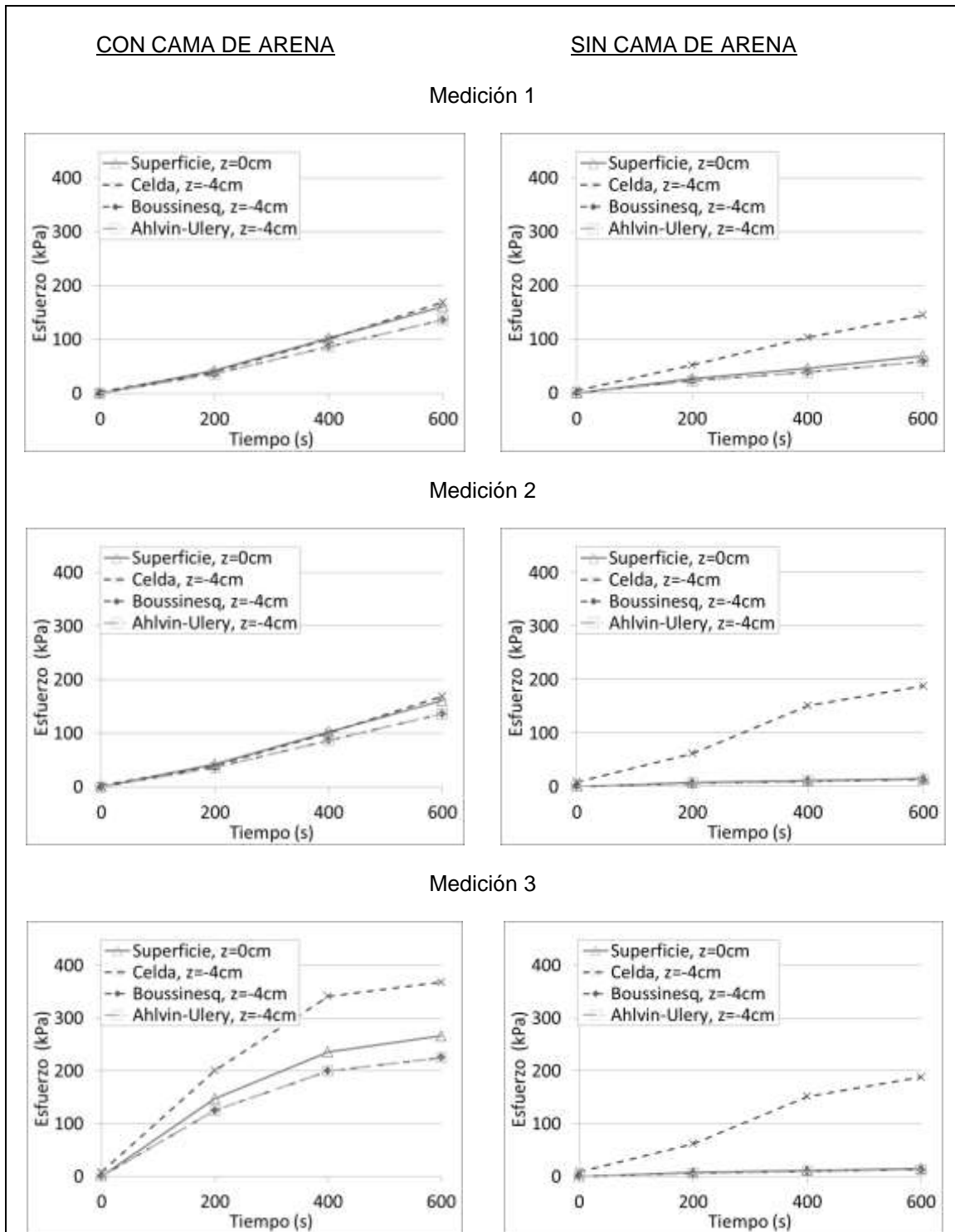
Tabla A3.16. Resultados Esfuerzos Modelo 1 – Escenario 4

MODELO 1 – ESCENARIO 4 – CELDA CON CAMA DE ARENA					
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 4 cm DE PROFUNDIDAD		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-4cm	Boussinesq, z=-4cm	Ahlvin-Ulery, z=-4cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	0	0.461	2.915	0.390	0.390
	200	42.691	39.941	36.116	36.095
	400	102.907	100.529	87.059	87.008
	600	161.559	169.190	136.679	136.599
MEDICION 2	0	0.461	11.166	0.390	0.390
	200	93.523	110.178	79.120	79.074
	400	180.328	213.676	152.558	152.468
	600	228.031	284.859	192.915	192.801
MEDICION 3	0	0.461	8.122	0.390	0.390
	200	147.483	200.401	124.771	124.697
	400	235.852	341.096	199.531	199.413
	600	266.351	368.154	225.333	225.200

MODELO 1 – ESCENARIO 4 – CELDA SIN CAMA DE ARENA					
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 4 cm DE PROFUNDIDAD		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-4cm	Boussinesq, z=-4cm	Ahlvin-Ulery, z=-4cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	0	0.461	4.853	0.390	0.390
	200	27.050	52.079	22.884	22.871
	400	45.819	103.655	38.763	38.740
	600	69.280	145.255	58.611	58.576
MEDICION 2	0	0.000	8.897	0.000	0.000
	200	7.742	62.042	6.550	6.546
	400	11.730	151.569	9.924	9.918
	600	15.250	188.248	12.901	12.894
MEDICION 3	0	0.000	9.154	0.000	0.000
	200	12.278	51.379	10.387	10.381
	400	18.456	177.720	15.614	15.604
	600	22.053	221.503	18.657	18.646

Fuente: Propia

Tabla A3.17. Esfuerzo aplicado, medido y calculado Modelo 1-Escenario 4 con y sin cama de arena celda a 4 cm de profundidad



Fuente: Propia

### A 3.5 ANALISIS DE RESULTADOS

En el Modelo 1-Escenario 1, con celda con cama de arena, se registraron esfuerzos similares al esfuerzo en superficie, duplicando el esfuerzo calculado con la Ecuación de Boussinesq a la profundidad de análisis.

Con celda sin cama de arena, en general se registraron esfuerzos mayores a los estimados con la Ecuación de Boussinesq, los cuales no conservaban linealidad.

Tabla A2.18. Relación Esfuerzos registrado Modelo 1-Escenario 1

MODELO 1 – ESCENARIO 1 – $\Delta\sigma$ ESFUERZO A 9 cm DE PROFUNDIDAD								
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	CELDA CON CAMA DE ARENA			CELDA SIN CAMA DE ARENA		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin- Ulery, z=-9cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin- Ulery, z=-9cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	0	1.00	1.07	0.45	0.46	-0.21	0.45	0.46
	200	1.00	1.05	0.45	0.46	0.73	0.45	0.46
	400	1.00	1.03	0.45	0.46	0.78	0.45	0.46
	600	1.00	1.01	0.45	0.46	1.02	0.45	0.46
MEDICION 2	0	1.00	14.63	0.45	0.46	7.54	0.45	0.46
	200	1.00	0.90	0.45	0.46	-3.49	0.45	0.46
	400	1.00	1.00	0.45	0.46	-2.84	0.45	0.46
	480	1.00	1.01	0.45	0.46	-1.79	0.45	0.46
MEDICION 3	0	1.00	0.12	0.45	0.46			
	210	1.00	0.93	0.45	0.46			
	390	1.00	1.03	0.45	0.46			
	480	1.00	1.10	0.45	0.46			

Fuente: Propia

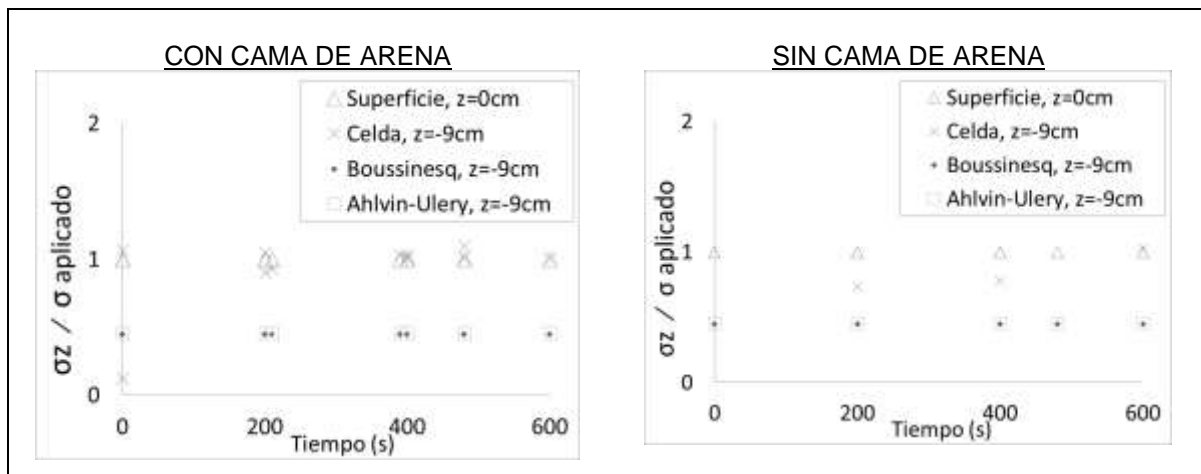


Figura A2.7. Relación Esfuerzos registrado Modelo 1-Escenario 1

Fuente: Propia

En el Modelo 1 - Escenario 2, cuando se realizó el ensayo sin la cama de arena, la celda de presión que estaba a 4 cm de profundidad registró esfuerzos similares a los aplicados en superficie, estando por encima del valor esperado de acuerdo con la ecuación del Boussinesq. La celda que estaba a 9 cm de profundidad siempre registró esfuerzos mayores a los aplicados, duplicando los esperados por Boussinesq.

Tabla A3.19. Relación Esfuerzos registrado Modelo 1-Escenario 2

MODELO 1 – ESCENARIO2 – $\Delta\sigma$ ESFUERZO A 4 cm DE PROFUNDIDAD								
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A	CELDA CON CAMA DE ARENA			CELDA SIN CAMA DE ARENA		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-4cm	Boussinesq, z=-4cm	Ahlvin- Ulery, z=-4cm	Celda, z=-4cm	Boussinesq, z=-4cm	Ahlvin- Ulery, z=-4cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	20	1.00	0.63	0.85	0.85	1.00	0.85	0.85
	200	1.00	1.05	0.85	0.85	1.00	0.85	0.85
	400	1.00	NA	0.85	0.85	1.00	0.85	0.85
	600	1.00	NA	0.85	0.85	1.00	0.85	0.85
MEDICION 2	20	1.00	NA	0.85	0.85	0.86	0.85	0.85
	200	1.00	NA	0.85	0.85	0.97	0.85	0.85
	400	1.00	NA	0.85	0.85	0.97	0.85	0.85
	480	1.00	NA	0.85	0.85	0.97	0.85	0.85
MEDICION 3	20	1.00	NA	0.85	0.85	0.78	0.85	0.85
	210	1.00	NA	0.85	0.85	0.94	0.85	0.85
	390	1.00	NA	0.85	0.85	0.94	0.85	0.85
	480	1.00	NA	0.85	0.85	0.93	0.85	0.85

MODELO 1 – ESCENARIO2 – $\Delta\sigma$ ESFUERZO A 9 cm DE PROFUNDIDAD								
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A	CELDA CON CAMA DE ARENA			CELDA SIN CAMA DE ARENA		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin- Ulery, z=-9cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin- Ulery, z=-9cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	20	1.00	1.14	0.45	0.45	0.78	0.45	0.45
	200	1.00	1.37	0.45	0.45	0.59	0.45	0.45
	400	1.00	1.32	0.45	0.45	0.84	0.45	0.45
	600	1.00	1.25	0.45	0.45	0.93	0.45	0.45
MEDICION 2	20	1.00	1.04	0.45	0.46	0.49	0.45	0.46
	200	1.00	1.08	0.45	0.46	0.83	0.45	0.46
	400	1.00	1.15	0.45	0.46	0.85	0.45	0.46
	480	1.00	1.28	0.45	0.46	0.84	0.45	0.46
MEDICION 3	20	1.00	1.64	0.45	0.46	0.88	0.45	0.46
	210	1.00	1.24	0.45	0.46	0.94	0.45	0.46
	390	1.00	1.29	0.45	0.46	0.94	0.45	0.46
	480	1.00	1.10	0.45	0.46	0.92	0.45	0.46

Fuente: Propia

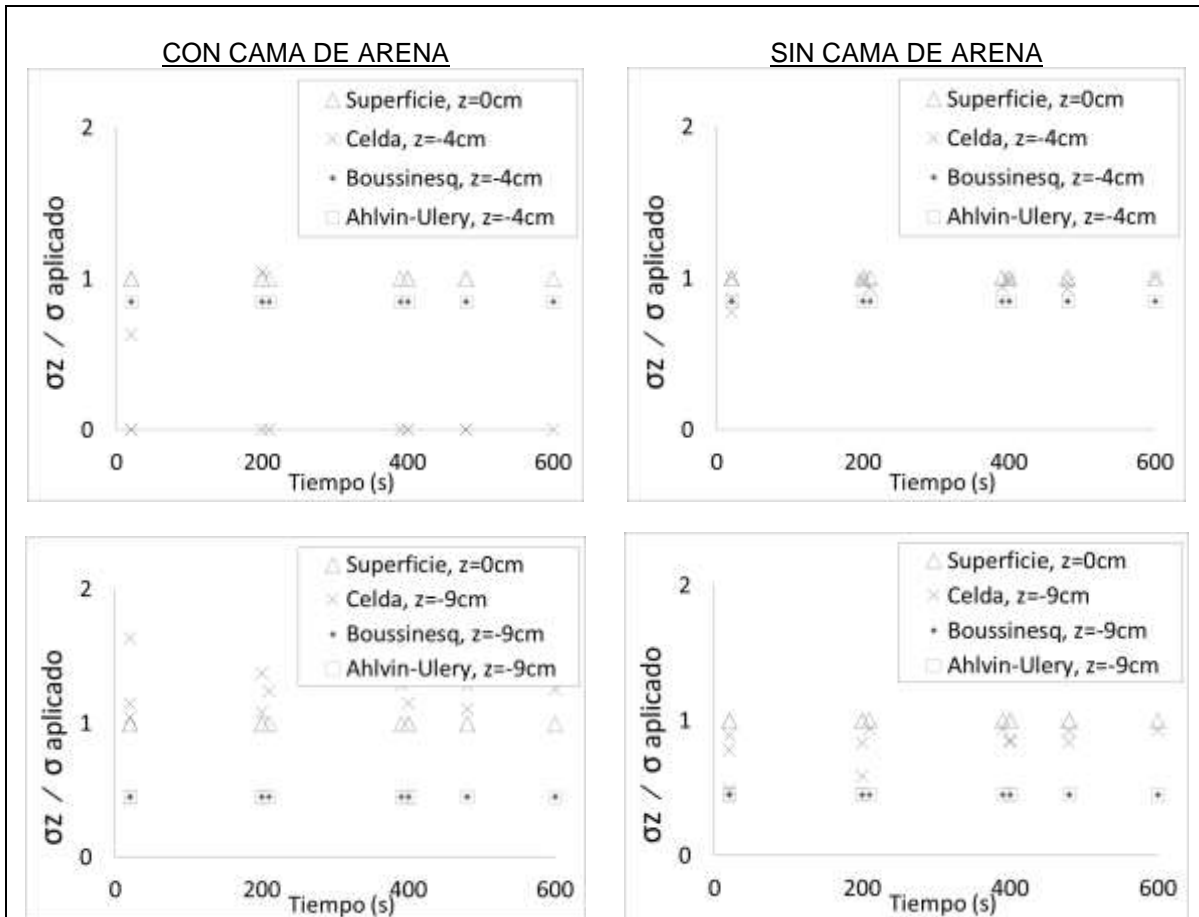


Figura A3.8. Relación Esfuerzos registrado Modelo 1-Escenario 2  
Fuente: Propia

En el Modelo 1-Escenario 3, cuando se evaluó el efecto de la cama de arena, la celda registró valores cercanos a los esperados por Boussinesq, excepto en los valores iniciales de cada medición. Sin cama de arena los resultados fueron similares.

Tabla A3.20. Relación Esfuerzos registrado Modelo 1-Escenario 3

MODELO 1 – ESCENARIO 3 – $\Delta\sigma$ ESFUERZO A 9 cm DE PROFUNDIDAD								
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A	CELDA CON CAMA DE ARENA			CELDA SIN CAMA DE ARENA		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin-Ulery, z=-9cm	Celda, z=-9cm	Boussinesq, z=-9cm	Ahlvin-Ulery, z=-9cm
	(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	20	1.00	2.49	0.45	0.46	2.08	0.45	0.46
	200	1.00	0.43	0.45	0.46	0.39	0.45	0.46
	400	1.00	0.45	0.45	0.46	0.43	0.45	0.46
	600	1.00	0.42	0.45	0.46	0.45	0.45	0.46
MEDICION 2	20	1.00	2.55	0.45	0.46	2.09	0.45	0.46
	200	1.00	0.48	0.45	0.46	0.48	0.45	0.46
	400	1.00	0.50	0.45	0.46	0.49	0.45	0.46
	480	1.00	0.51	0.45	0.46	0.50	0.45	0.46
MEDICION 3	20	1.00	9.40	0.45	0.46	5.62	0.45	0.46
	210	1.00	0.55	0.45	0.46	0.51	0.45	0.46
	390	1.00	0.56	0.45	0.46	0.51	0.45	0.46
	480	1.00	0.57	0.45	0.46	0.52	0.45	0.46

Fuente: Propia

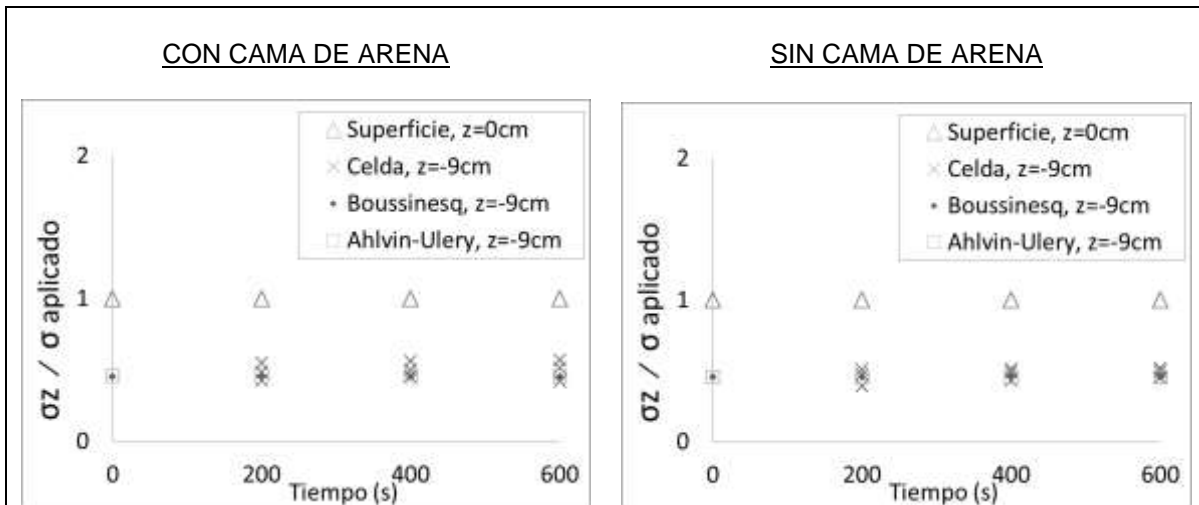


Figura A3.9. Relación Esfuerzos registrado Modelo 1-Escenario 3

Fuente: Propia

En el Modelo 1-Escenario 4, al igual que en el escenario anterior, cuando se evaluó el efecto de la cama de arena, la celda registró valores cercanos a los esperados por Boussinesq, excepto en los valores iniciales de cada medición.



Tabla A3.21. Relación Esfuerzos registrado Modelo 1-Escenario 4

MODELO 1 – ESCENARIO 4 – $\Delta\sigma$ ESFUERZO A 4 cm DE PROFUNDIDAD								
	Tiempo	$\Delta\sigma$ ESFUERZO A 0 cm	CELDA CON CAMA DE ARENA			CELDA SIN CAMA DE ARENA		
		Superficie, z=0cm	Celda, z=-4cm	Boussinesq, z=-4cm	Ahlvin- Ulery, z=-4cm	Celda, z=-4cm	Boussinesq, z=-4cm	Ahlvin- Ulery, z=-4cm
		(s)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
MEDICION 1	20	1.00	1.75	0.85	0.85	3.17	0.85	0.85
	200	1.00	0.94	0.85	0.85	1.93	0.85	0.85
	400	1.00	0.98	0.85	0.85	2.26	0.85	0.85
	600	1.00	1.05	0.85	0.85	2.10	0.85	0.85
MEDICION 2	20	1.00	1.78	0.85	0.85	11.04	0.85	0.85
	200	1.00	1.18	0.85	0.85	8.01	0.85	0.85
	400	1.00	1.18	0.85	0.85	12.92	0.85	0.85
	480	1.00	1.25	0.85	0.85	12.34	0.85	0.85
MEDICION 3	20	1.00	0.67	0.85	0.85	11.10	0.85	0.85
	210	1.00	1.36	0.85	0.85	4.18	0.85	0.85
	390	1.00	1.45	0.85	0.85	9.63	0.85	0.85
	480	1.00	1.38	0.85	0.85	10.04	0.85	0.85

Fuente: Propia

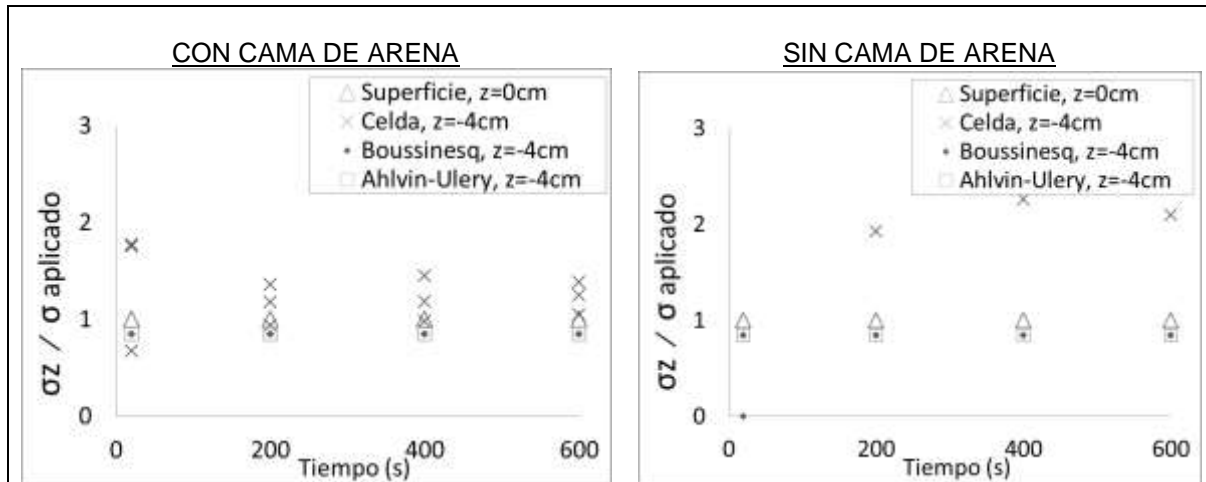


Figura A3.10. Relación Esfuerzos registrado Modelo 1-Escenario 4

Fuente: Propia

### **A 3.6 CONCLUSIONES:**

En general, se detectó que en todos los escenarios en los cuales se empleó la cama de arena, se logró una aplicación mayor de carga con la velocidad de 0.127 m/s durante el tiempo de aplicación de carga, lo que permitió leer cargas acordes con las esperadas al nivel de análisis.

### **A 3.7 DIFICULTADES**

Para el Modelo 1, en la medición 2 del escenario 1 y en la medición 1 del escenario 2, tras aplicar presión al material, algunas celdas comenzaron a entregar un registro diferente. Después de revisar las celdas después del ensayo, se detectó que les entró agua a los instrumentos, razón por la cual se afectaron los registros entregados, por lo que ésta información se descartó.

El cálculo de las presiones se realizó con base en la calibración efectuada después de los ensayos, ya que el rango de las lecturas eléctricas (voltios) entregadas por las celdas, se desplazó con relación a la calibración inicial, sin embargo la pendiente de la calibración final, en las celdas que registraban correctamente, era igual a de la calibración inicial.

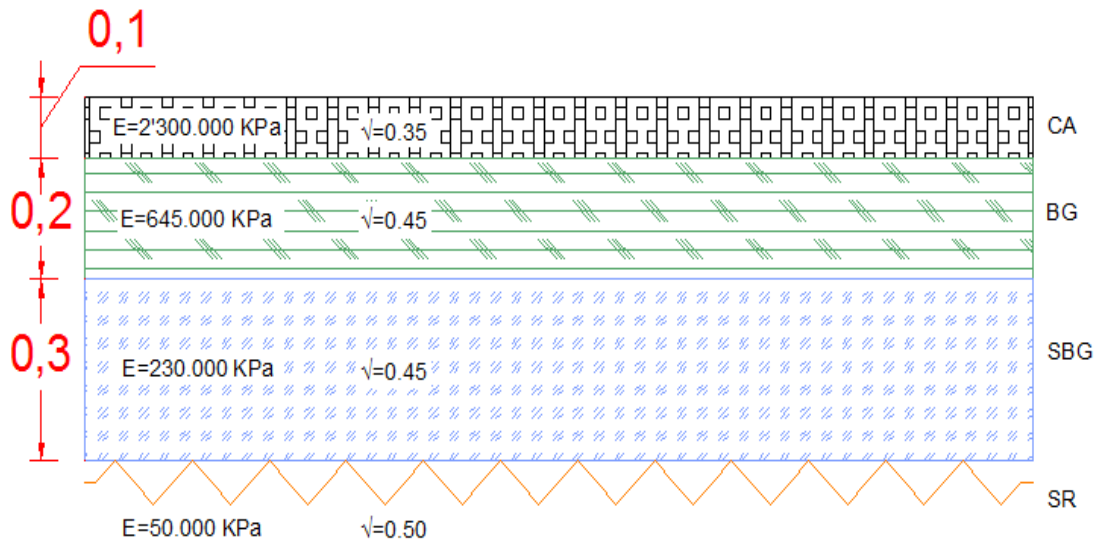
## ANEXO 4

### DISEÑO DE PAVIMENTOS REALIZADO CON KENPAVE

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los diseños de pavimentos realizados con el programa KENPAVE, en ejercicio para estimar las cargas que podría soportar una subrasante, para la definición de las cargas que se aplicaron en el Modelo 2.

DISEÑO 1

ESTRUCTURA EVALUADA



Teniendo en cuenta que:

$$r = \sqrt[2]{\frac{\text{Fuerza}}{\text{Presion} \times \pi}}$$

La presión de inflado de la llanta se puede asumir como 0.66 Mpa

La fuerza corresponde a el peso del eje dividido en el numero de llantas que lo compone.

Para un eje simple de llanta doble de 8.2 ton se tiene que el radio es= 9.94 cm

**YW:** Separación entre centros y centro de las llantas de un mismo eje.

Se puede definir como tres veces el radio del área de contacto

$$YW = 3 \times CR$$

**XW:** Separación entre centros y centro de las llantas de diferente eje.

Se puede definir como:

- Eje simple:  $XW = 0 \text{ cm}$
- Eje Tamden:  $XW = 120 \text{ cm}$

DISEÑO 1 CON KENPAVE

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 4  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 4  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

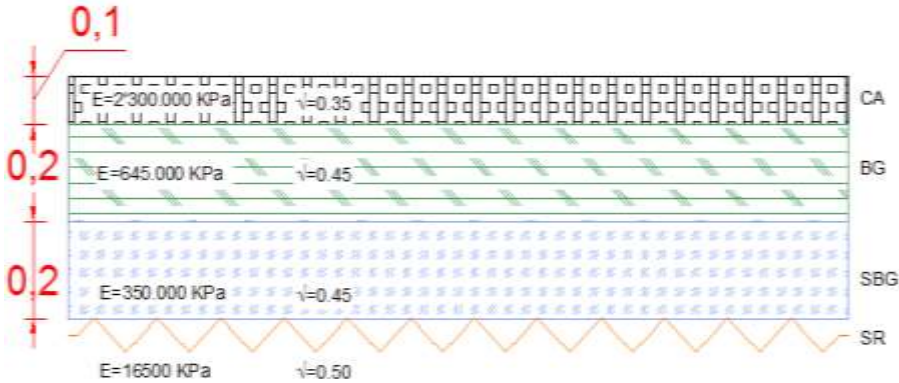
THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE :                                        10                20                30  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE :                                        0.35                0.45                0.45                0.5  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE:                                        10                10.0001                30.0001                60.0001  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE :                                        1                2.30E+06                                        2                6.45E+05                3                2.30E+05                4                5.00E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS                                        9.94 cm  
 CONTACT RADIUS (CR)----- =                                        660 Kpa  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- =                                        3  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- =                                        0  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- =                                        29.82 cm  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- =

Punto No	Corde-nada Vertical	Esfuerzo Normal en X	Esfuerzo Normal en Y	esfuerzo mayor principal	esfuerzo menor principal	esfuerzo intermedio principal
1	10	0.04543	299.871	303.458	65.064	82.779
		-1.69E-04	2.37E-04	2.37E-04	-1.69E-04	-1.21E-04
	10.0001	0.04543	299.871	303.458	65.064	82.779
		-1.69E-04	3.59E-04	3.67E-04	-1.69E-04	-1.29E-04
	30.0001	0.04029	59.639	63.011	-13.35	-7.969
		-1.66E-04	2.94E-04	3.16E-04	-1.66E-04	-1.32E-04
	60.0001	0.03362	14.948	15.243	1.592	2.053
		-1.41E-04	2.60E-04	2.68E-04	-1.41E-04	-1.27E-04
2	10	0.04569	204.222	210.422	-276.524	10.145
		-1.54E-04	1.28E-04	1.32E-04	-1.54E-04	1.45E-05
	10.0001	0.04569	204.23	217.353	49.299	112.631
		-1.54E-04	1.95E-04	2.24E-04	-1.54E-04	-1.14E-05
	30.0001	0.04133	63.527	63.809	-14.083	-4.585
		-1.77E-04	3.12E-04	3.14E-04	-1.77E-04	-1.17E-04
	60.0001	0.03419	15.685	15.719	1.596	2.103
		-1.46E-04	2.76E-04	2.77E-04	-1.46E-04	-1.31E-04
3	10	0.04549	162.518	162.518 -2	21.056	149.329
		-1.44E-04	8.16E-05	8.16E-05	-1.44E-04	7.38E-05
	10.0001	0.04549	162.518	162.517	43.726	140.431
		-1.44E-04	1.24E-04	1.24E-04	-1.44E-04	7.38E-05
	30.0001	0.04148	63.66	63.66	-14.162	-4.013
		-1.78E-04	3.12E-04	3.12E-04	-1.78E-04	-1.14E-04
	60.0001	0.0343	15.774	15.774	1.608	2.122
		-1.47E-04	2.78E-04	2.78E-04	-1.47E-04	-1.31E-04

DISEÑO 2  
TITLE -LAURA



MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 4  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 4  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL) - = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE :                      10                      20                      20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE :                      0.35                      0.45                      0.45                      0.5  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE:                      10                      10.0001                      30.0001                      50.0001  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE :                      1                      2.30E+06                      2                      6.45E+05                      3                      3.50E+05                      4                      1.65E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS                      9.94 cm  
 CONTACT RADIUS (CR)----- =                      660 Kpa  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- =                      3  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- =                      0  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- =                      29.82 cm  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- =

DISEÑO 2  
TITLE -LAURA

Punto No	Cordenada Vertical	VERTICAL DISPL. (Horizontal P. strain)	VERTICAL STRESS (strain)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE PRINCIPAL STRESS (STRAIN)
1	10	0.08669	300.569	302.014 -3	58.962	-280.175
		-1.59E-04	2.28E-04	2.29E-04	-1.59E-04	-1.13E-04
	10.0001	0.08669	300.567	304.61	76.132	93.037
		-1.59E-04	3.45E-04	3.54E-04	-1.59E-04	-1.21E-04
	30.0001	0.08161	53.468	58.236	-48.184	-42.006
		-1.59E-04	2.63E-04	2.82E-04	-1.59E-04	-1.33E-04
50.0001	0.07633	8.83	8.97	2.097	2.366	
	-2.16E-04	3.96E-04	4.08E-04	-2.16E-04	-1.92E-04	
2	10	0.0871	205.073	212.264	-243.266	41.661
		-1.44E-04	1.19E-04	1.23E-04	-1.44E-04	2.28E-05
	10.0001	0.0871	205.08	219.352	60.839	122.826
		-1.44E-04	1.80E-04	2.12E-04	-1.44E-04	-5.05E-06
	30.0001	0.08284	56.305	56.719	-50.601	-38.651
		-1.68E-04	2.75E-04	2.77E-04	-1.68E-04	-1.18E-04
50.0001	0.07725	9.204	9.22	2.101	2.402	
	-2.25E-04	4.21E-04	4.22E-04	-2.25E-04	-1.98E-04	
3	10	0.08731	163.369	182.097	-187.629	163.369
		-1.34E-04	7.19E-05	8.29E-05	-1.34E-04	7.19E-05
	10.0001	0.08731	163.369	163.369	55.327	151.859
		-1.34E-04	1.09E-04	1.09E-04	-1.34E-04	8.29E-05
	30.0001	0.08341	56.215	56.215	-50.846	-37.987
		-1.69E-04	2.75E-04	2.75E-04	-1.69E-04	-1.15E-04
50.0001	0.07779	9.287	9.287	2.143	2.45	
	-2.26E-04	4.24E-04	4.24E-04	-2.26E-04	-1.00E+00	

Punto No	Cordenada Vertical	Esfuerzo Normal X	Esfuerzo Normal Y	SHEAR XY	SHEAR YZ	SHEAR XZ
1	10	-359	-278.7	0	-28.97	0
		-1.59E-04	-1.12E-04	0.00E+00	-3.40E-05	0.00E+00
	10.0001	76.13	97.08	0	-28.97	0
		-1.59E-04	-1.12E-04	0.00E+00	-1.30E-04	0.00E+00
	30.0001	-48.18	-37.24	0	-21.33	0
		-1.59E-04	-1.13E-04	0.00E+00	-1.77E-04	0.00E+00
50.0001	2.097	2.505	0	-0.951	0	
	-2.16E-04	-1.79E-04	0.00E+00	-1.73E-04	0.00E+00	
2	10	-243.3	48.85	0	34.28	0
		-1.44E-04	2.71E-05	0.00E+00	4.02E-05	0.00E+00
	10.0001	60.84	137.1	0	34.26	0
		-1.44E-04	2.70E-05	0.00E+00	1.54E-04	0.00E+00
	30.0001	-50.6	-38.24	0	-6.273	0
		-1.68E-04	-1.17E-04	0.00E+00	-5.20E-05	0.00E+00
50.0001	2.101	2.418	0	-0.3288	0	
	-2.25E-04	-1.96E-04	0.00E+00	-5.98E-05	0.00E+00	
3	10	-187.6	182.1	0	0	0
		-1.34E-04	8.29E-05	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
	10.0001	55.33	151.9	0	0	0
		-1.34E-04	8.29E-05	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
	30.0001	-50.85	-37.99	0	0	0
		-1.69E-04	-1.15E-04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
50.0001	2.143	2.45	0	0	0	
	-2.26E-04	-1.98E-04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	

## ANEXO 5

### EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE CONTORNO

#### A 5.1 Descripción del procedimiento.

Con el objetivo de verificar el efecto que tienen las restricciones de la caja metálica empleada en los ensayos, en el comportamiento de la subrasante sin refuerzo (SSR) cuando se aplica una carga monotónica de 5 KN, se desarrolló un modelo usando el software PHASE2 (empleando una licencia estudiantil), para calcular los desplazamientos en la matriz del material, y verificar las condiciones de borde de la estructura.

Para lograrlo, se reconstruyó la geometría de las estructuras de SSR; para ello se generaron mallas que se dejaron como constantes de esta investigación, e igualmente se reconstruyeron las propiedades del material, variando únicamente las condiciones de borde.

Las propiedades mecánicas de los materiales, fueron tomadas y asignadas con base en la información encontrada en la literatura consultada.

Finalmente, se compararon los resultados de las simulaciones con los resultados de los ensayos mecánicos realizados en las estructuras de SSR, y se logró observar su comportamiento mediante los contornos generados por el programa.

Este proceso comprendió:

- **Construcción de los modelos:**

Primero se tomó la configuración en 3D, se le realizó un corte virtual a través del eje medio de la estructura, asumiéndose la estructura como un plano para representación en 2D mediante el Software PHASE2.

Para generar los modelos, el primer paso consistió en reproducir la geometría externa de la estructura de SSR, donde se creó, a partir de los puntos y líneas, un volumen definiendo así la geometría de la estructura, y generando a partir de esta superficie, un volumen que pudiera ser mallado, como se presenta en la figura A1.

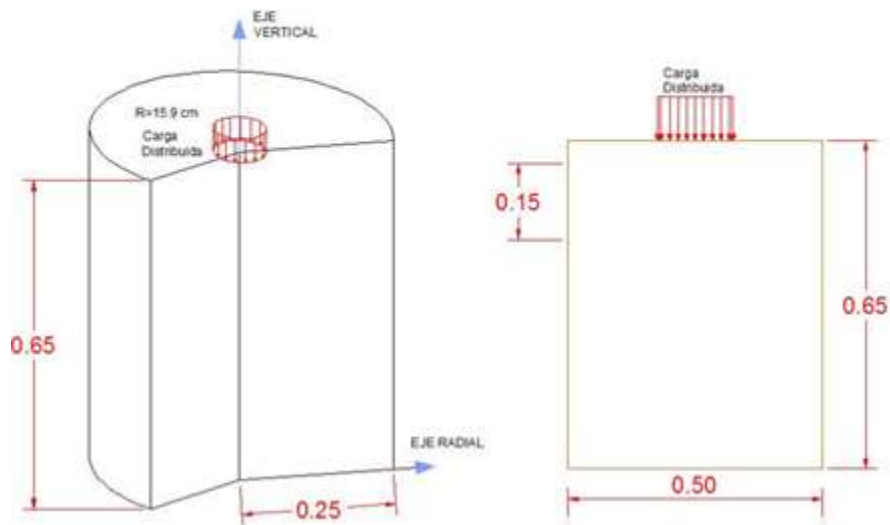


Figura A5.1 Configuración en 3D de la estructura analizada. Configuración modelada en PHASE 2D.  
Fuente: Propia

- **Mallas de Elementos Finitos:** En la tabla 1 se presentan las características de la malla utilizada para los modelos

Tabla A5.1. Malla de los modelos.

Mallas	Tamaño [mm]
1	30

Fuente: Propia

- **Asignación de Propiedades Mecánicas:** Para el análisis, se trabajó con los siguientes parámetros:

Tabla A5.2. Parámetros para el modelo en PHASE2.

Parámetro	Descripción	Arcilla reconstituida CL
$E_{50}$	Módulo de Young (kPa)	38000
$\nu'$	Relación de Poisson (-)	0.33
$c'$	Cohesión (kPa)	10
$\phi'$	Ángulo de fricción (°)	10
$\Psi$	Ángulo de dilatación (°)	0

Fuente: (Nieto, Camacho, & Ruiz, 2009)<sup>19</sup>

<sup>19</sup> Los parámetros empleados en el para la modelación realizada, fueron tomados del artículo de Nieto, Camacho, & Ruiz, 2009 titulado DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS PARA LOS MODELOS ELASTOPLÁSTICOS MOHR-COULOMB Y HARDENING SOIL EN SUELOS ARCILLOSOS, en el cual se empleó caolín, mismo material de la presente investigación.



El modelo constitutivo utilizado para el material de subrasante, fue Mohr-Coulomb, por ser un modelo que permite simular el comportamiento de suelos finos normalmente consolidados, con parámetros básicos de entrada.

- **Condiciones de Borde:** Para el análisis, se clasifican en dos tipos de casos:
  - 1- Las cargas aplicadas. Se realizó el análisis para el caso de aplicación de carga estática de 5 kN. Debido a que el área del disco de aplicación de carga empleado fue de 0.019607 m<sup>2</sup>, la carga aplicada equivalió a un esfuerzo de 255,0 kPa.
  - 2- Los apoyos, o restricciones, determinados por la configuración de la caja. Para la configuración de la caja, se tomó el corte a través del eje medio de la estructura, para su representación en 2D, se modeló de la caja rectangular de 0.5 m de diámetro, por 0.65 m de alto, restringiendo los desplazamientos en la base y los lados.

En la figura A2a, se presenta el modelo analizado de la estructura de subrasante sin reforzamiento (SSR) con restricciones (en la caja de 0.5 m de diámetro). En la figura A2b se presenta la estructura SSR sin restricciones laterales.

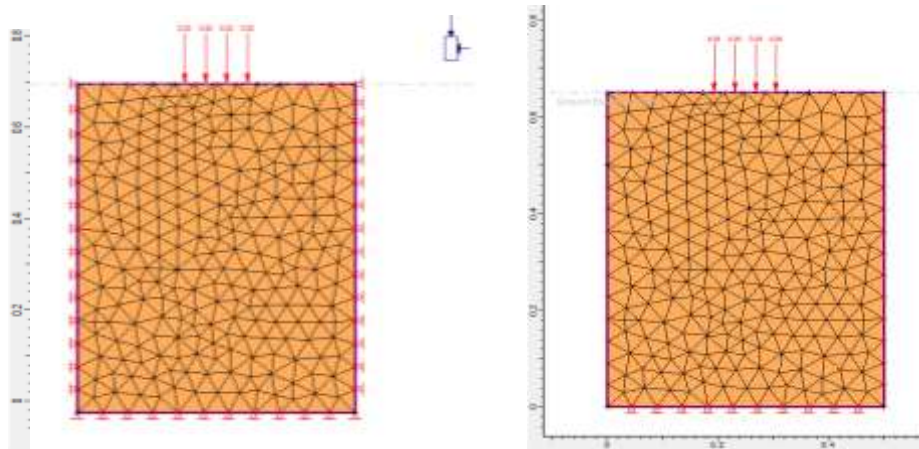


Figura A5.2. Modelo realizado en Phase2. (a) SSR con restricciones de borde. (b) SSR sin restricciones de borde. Fuente: Propia

Con el desarrollo de ambos modelos, se pudo comparar el comportamiento de la estructura SSR bajo estas condiciones, y el efecto que tuvo las condiciones de frontera.

## A 5.2 Evaluación de las condiciones de contorno.

### a. Análisis del modelo con restricciones laterales.

Se realizó la modelación de la subrasante sin reforzamiento (SSR) con restricciones. Para esto, se tuvo en cuenta el estrato del filtro, definiéndolo como una frontera con restricción en el eje Y, considerándolo como roca. Lo mismo se realizó con las fronteras de la caja para confinar el material y colocar restricciones en el eje X.

### b. Análisis del modelo sin las restricciones laterales.

Para esta modelación se suprimieron las restricciones en el eje X que correspondían a las paredes de la caja, pero se conservó la restricción en el eje Y. Además se mantuvieron las condiciones de carga y propiedades del suelo.

Comparando ambos casos analizados, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Para el esfuerzo Sigma 1:

Tabla A5.3. Resultados arrojados por Phase2 para las profundidades analizadas – SIGMA 1. Para SSR-C y SSR-NC. Fuente: Propia

PROFUNDIDAD	SSR-C	SSR-NC	$\Delta$
	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$
(m)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
0	0.280	0.260	0.020
0.05	0.250	0.240	0.01
0.2	0.140	0.140	0
0.35	0.110	0.110	0
0.5	0.100	0.090	0.01

Dónde:

SSR-C: Subrasante sin reforzamiento – confinado en la caja metálica.

SSR-NC: Subrasante sin reforzamiento – no confinado.

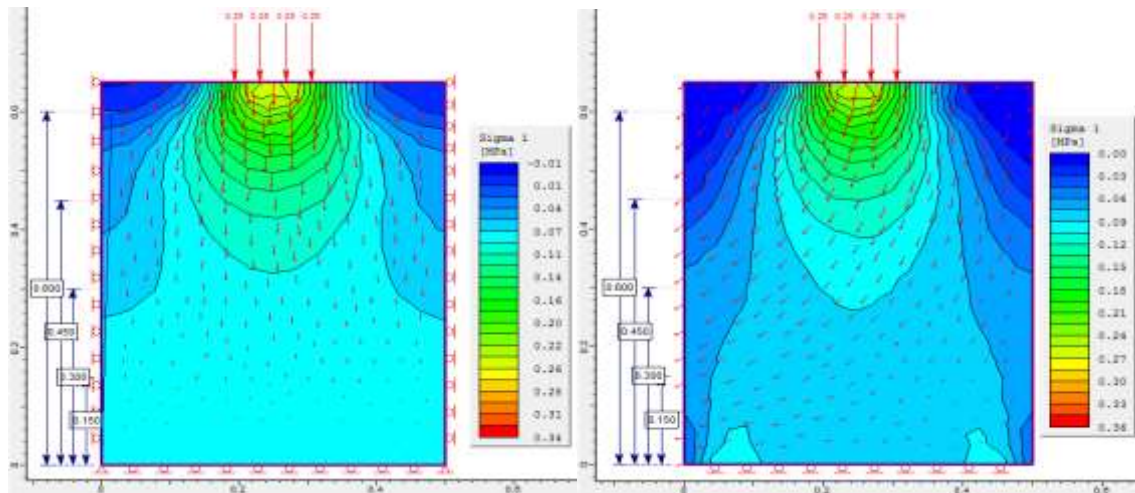


Figura A5.3. Orientación de los campos de esfuerzos SIGMA 1 (a) SSR con restricciones en los contornos. (b) SSR sin restricciones en los contornos. Fuente: Propia

Se observa que hay una concentración de los esfuerzos Sigma 1 en la superficie y en el área suprayacente a la aplicación de carga. Las líneas de contorno y la distribución de colores representativos de los esfuerzos, indican que un esfuerzo mayor se distribuye y se acomoda al área de la caja, registrando una mayor densidad de los campos de esfuerzos, frente a la condición sin restricciones, la cual registra menores valores de esfuerzos.

- Para el esfuerzo Sigma 3:

Tabla A5.4. Resultados arrojados por Phase2 para las profundidades analizadas – SIGMA 3. Para SSR-C y SSR-C. Fuente: Propia

PROFUNDIDAD	SSR-C	SSR-NC	$\Delta$
	$\sigma_3$	$\sigma_3$	$\sigma_3$
(m)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
0	0.160	0.160	0.000
0.05	0.100	0.090	0.010
0.2	0.050	-0.020	0.070
0.35	0.030	-0.020	0.050
0.5	0.010	0.001	0.009

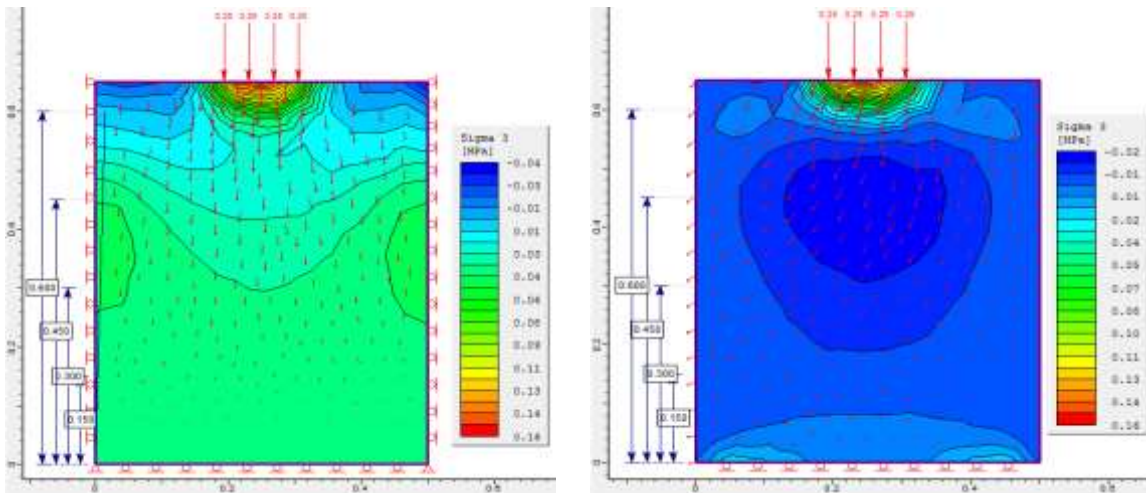


Figura A4.4. Orientación de los campos de esfuerzos SIGMA 3 (a) SSR con restricciones en los contornos. (b) SSR sin restricciones en los contornos. Fuente: Propia

Se puede observar que hay una concentración de los esfuerzos Sigma 3 en la superficie y en el área inmediata a la aplicación de carga para ambas condiciones (confinada en la caja y sin confinar). Sin embargo, las líneas de esfuerzos y la distribución de colores representativos de los mismos, indican que un esfuerzo mayor se distribuye y se acomoda al área de la caja, frente a la condición sin restricciones; se registra que los esfuerzos sigma 3 se disipan rápidamente en la estructura con horizonte infinito.

- Para el esfuerzo Sigma Z:

Tabla A5.5. Resultados arrojados por Phase2 para las profundidades analizadas – SIGMA Z. Para SSR-C y SSR-NC. Fuente: Propia

PROFUNDIDAD (m)	SSR-C	SSR-NC	$\Delta$
	$\sigma_z$ (Mpa)	$\sigma_z$ (Mpa)	$\sigma_z$ (Mpa)
0	0.160	0.150	0.010
0.05	0.130	0.110	0.020
0.2	0.080	0.040	0.040
0.35	0.070	0.030	0.040
0.5	0.050	0.030	0.020

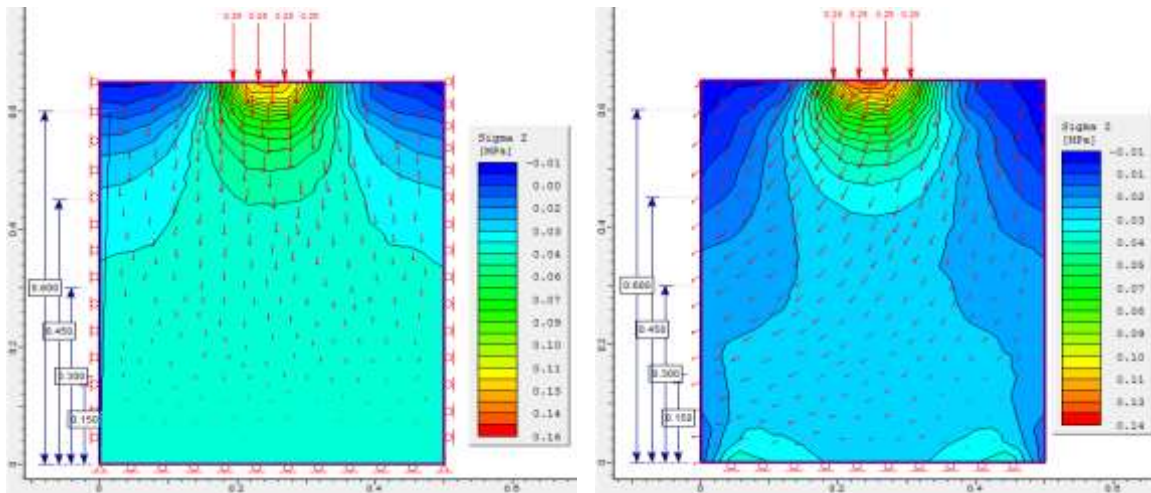


Figura A4.5. Orientación de los campos de esfuerzos SIGMA Z (a) SSR con restricciones en los contornos. (b) SSR sin restricciones en los contornos. Fuente: Propia

Al igual que en el caso anterior, la concentración de los esfuerzos Sigma z es alta en la superficie y en el área inmediata a la aplicación de carga para ambas condiciones (confinada en la caja y sin confinar). Sin embargo, las líneas de esfuerzos indican que éste se distribuye y se acomoda al área de la caja, contrario a la condición sin restricciones, donde los esfuerzos sigma Z se disipan en la estructura sin restricciones.

- Para el desplazamiento vertical:

Tabla A5.6. Resultados arrojados por Phase2 para las profundidades analizadas – Desplazamiento vertical. Para SSR-C y SSR-NC. Fuente: Propia

PROFUNDIDAD (m)	SSR-C	SSR-NC	$\Delta$
	$\delta$ (mm)	$\delta$ (mm)	$\delta$ (mm)
0	1.440	1.800	-0.36
0.05	1.320	1.650	-0.33
0.2	0.900	1.050	-0.15
0.35	0.600	0.700	-0.1
0.5	0.300	0.450	-0.15

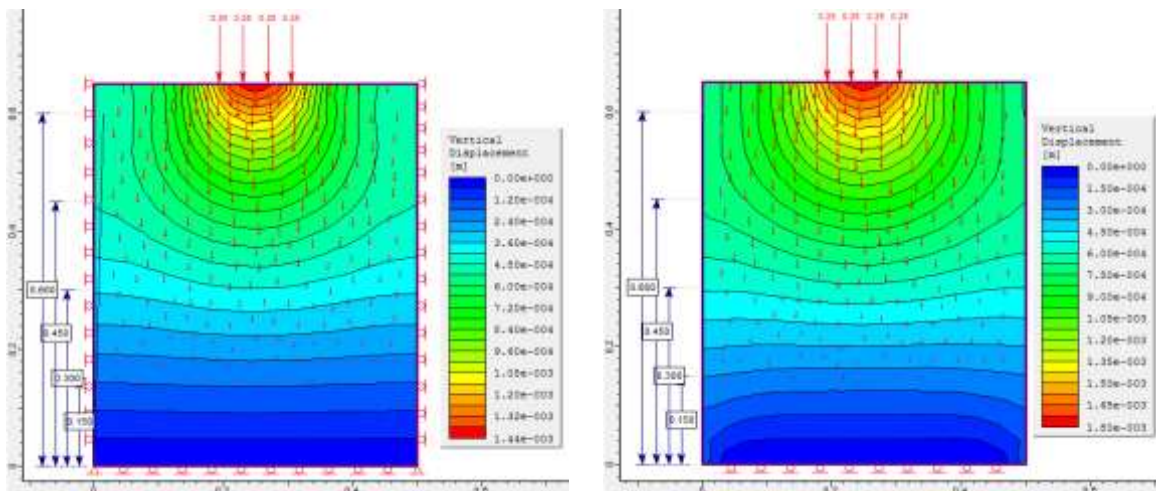


Figura A5.6. Orientación de los campos de desplazamiento vertical (a) SSR con restricciones en los contornos. (b) SSR sin restricciones en los contornos. Fuente: Propia

Para el caso de los desplazamientos verticales, en el modelo sin la restricción, los desplazamientos presentan una forma parabólica mucho más ancha, en el modelo con restricciones en el eje X.

Para el material confinado, los desplazamientos presentan una forma parabólica más cerrada, y a medida que aumenta la profundidad del material, se horizontaliza el rango de colores, lo que indica que los desplazamientos se hacen uniformes para toda el área.

Se realizó la comparación de los desplazamientos registrados con la modelación en PHASE2 para los dos modelos, con los desplazamientos registrados en el ensayo de laboratorio para la SSR bajo carga monotónica de 5 kN, y se encontró que el modelo físico registró desplazamientos menores para las capas internas de la estructura (a 0.05 m, 0.2 m, 0.35 m y 0.5m); sin embargo el desplazamiento registrado en superficie, superó en más de diez veces el desplazamiento calculado por medio del programa, debido probablemente al efecto de punzonamiento que tuvo el disco de aplicación de carga, en la superficie del material.

Tabla A5.7. Desplazamiento vertical para las profundidades analizadas, para SSR-C y SSR-NC y modelo real. Fuente: Propia

PROFUNDIDAD (m)	SSR-C	SSR-NC	Modelo real
	$\delta$ (mm)	$\delta$ (mm)	$\delta$ (mm)
0	1.440	1.800	20.460
0.05	1.320	1.650	1.100
0.2	0.900	1.050	1.010
0.35	0.600	0.700	0.270
0.5	0.300	0.450	0.150