



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

MECANISMO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DINÁMICA EN ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN CON INCLUSIONES COMPRESIBLES

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTORA EN INGENIERÍA

PRESENTA:

CLAUDIA MARCELA GONZÁLEZ BLANDÓN

TUTOR PRINCIPAL

DR. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA – INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTORAL

DR. DANIEL RESÉNDIZ NÚÑEZ – INSTITUTO DE INGENIERÍA

DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY – INSTITUTO DE INGENIERÍA

DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO – INSTITUTO DE INGENIERÍA

DR. RAÚL FLORES BERRONES – INSITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA

MÉXICO, D.F. DICIEMBRE DE 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. DANIEL RESÉNDIZ NÚÑEZ
Secretario: Dr. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Vocal: Dr. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA
1^{er} Suplente: Dr. RAÚL FLORES BERRONES
2^{do} Suplente: Dr. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA – UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA

FIRMA

“A mi familia”

Agradezco de manera especial, el apoyo brindado para el desarrollo de esta investigación a:

Dr. Miguel Pedro Romo Organista

Instituto de Ingeniería - UNAM

Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología - CONACyT

Consejo de Estudios de Posgrado - CEP

Javier Hernández

Alejandro Malla

Ing. Enrique Gómez

Oliver Nava

Daniel Palencia

Guillermo Sherwell

Francisco Zúñiga

Santiago Cuevas

Jaime Carrizosa

Mónica Rangel

Espumados de Estireno S.A.

Dr. Rodolfo Silva Casarín

*Doctores Daniel Reséndiz, Efraín Ovando,
Raúl Flores y Eduardo Botero*

ÍNDICE

	Pág.
RESUMEN	5
ABSTRACT	7
1. INTRODUCCIÓN	9
1.1. Planteamiento	10
1.2. Objetivos	10
1.3. Alcances	11
1.4. Aportaciones	11
2. ANTECEDENTES	13
2.1. Teorías clásicas de presión de tierra lateral estática	13
2.2. Teoría clásica de presión de tierra lateral dinámica	15
2.3. Comportamiento dinámico de estructuras de retención rígidas	16
2.3.1. Métodos de análisis pseudo-estáticos	18
2.3.2. Métodos de análisis analíticos	19
2.3.3. Métodos de análisis numéricos	20
2.4. Inclusiones compresibles en estructuras de retención.....	21
3. DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN UN SISTEMA MR-IC-S: ASPECTOS CONCEPTUALES ...	27
3.1. Comportamiento bajo esfuerzos de compresión estática	28
3.2. Comportamiento bajo esfuerzos de compresión dinámica	32
3.3. Energía de deformación durante compresión estática	33
3.4. Energía de deformación durante compresión dinámica	35
4. COMPONENTES EXPERIMENTALES Y PROCESAMIENTO DE DATOS	37
4.1. Prototipos de muros de retención	37
4.2. Depósitos de arena	39
4.3. Inclusiones compresibles	40
4.4. Mesa vibradora	41
4.5. Instrumentación	42
4.5.1. Calibración de sensores	47
4.6. Sistema de adquisición de datos	47
4.7. Señales dinámicas	50

4.8. Procesamiento de la información	51
4.8.1. Sensor de desplazamiento de la mesa	51
4.8.2. Acelerómetros en los prototipos	51
4.8.3 Celdas de carga en los prototipos	53
5. EQUIPO DE PLUVIACIÓN	55
5.1. Técnicas de formación de probetas	56
5.1.1. Evaluación visual de las técnicas de formación de especímenes	58
5.1.2. Pruebas de dispersión de arena	59
5.1.3. Pruebas de medición de peso volumétrico de arena	62
5.2. Nuevo equipo de pluvitación	64
5.2.1. Diseño	64
5.2.2. Construcción	67
5.2.3. Formación de un depósito de arena	68
5.3. Validación del equipo de pluvitación	70
5.3.1. Evaluación visual de depósitos	70
5.3.2. Medición de pesos volumétricos de especímenes	71
5.3.3. Medición de pesos volumétricos de depósitos	72
6. CONDICIONES DE FRONTERA Y VALIDACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN	73
6.1. Condiciones de frontera	73
6.1.1. Frontera lateral	73
6.1.2. Frontera posterior	75
6.1.3. Frontera inferior	79
6.2. Cargas horizontales hidrostáticas	81
7. COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE SISTEMAS DE RETENCIÓN	85
7.1. Comportamiento estático	85
7.1.1. Distribuciones de carga horizontal estática	87
7.2. Comportamiento dinámico	90
7.2.1. Registros de aceleración	90
7.2.2. Distribuciones de carga horizontal dinámica	92
7.3. Método de estimación de la carga horizontal dinámica máxima en sistemas MR-IC-S	104
7.3.1. Método Modificado M-O (Método M-M-O) para sistemas MR-IC-S	107
7.3.2. Ejemplo de aplicación	109

8. DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN SISTEMAS MR-IC-S: RESULTADOS EXPERIMENTALES	113
8.1. Desempeño estático de sistemas MR-IC-S	113
8.2. Desempeño dinámico de sistemas MR-IC-S	117
9. CONCLUSIONES	133
10. REFERENCIAS	137
ANEXOS	143
ANEXO 1: Descripción de la mesa vibradora	145
A-1.1. Componentes mecánicos	145
A-1.2. Componentes hidráulicos	146
A-1.3. Componentes electrónicos	148
A-1.4. Programa de operación	149
ANEXO 2: Especificaciones de operación teóricas de la mesa vibradora	155
ANEXO 3: Base de datos empleada en la selección de las señales dinámicas	157
ANEXO 4: Estudio de fricción en interfaces	163

RESUMEN

Actualmente, existen diversas investigaciones que evidencian experimental y numéricamente la efectividad de las inclusiones compresibles en estructuras de retención; sin embargo, no se cuenta con un razonamiento del fenómeno físico que explique el mecanismo de alivio de empuje sobre una estructura de retención, en condiciones de carga dinámica.

Ante este panorama, se planteó una investigación experimental enfocada al razonamiento y entendimiento del fenómeno de reducción de empujes en sistemas *muro de retención-inclusión compresible-suelo* (MR-IC-S). Para el desarrollo de esta investigación, se consideraron ensayos en mesa vibradora de prototipos de estructuras de retención de 20 cm de altura, con rellenos de material granular e inclusiones compresibles de poliestireno expandido (EPS) de diferentes densidades (entre 10 y 32 kg/m³) y distintas relaciones "espesor de la inclusión/altura del muro, δ/H " (entre 4.7% y 7.8%). Las variables consideradas en esta investigación corresponden exclusivamente a características de la señal de excitación (aceleración y frecuencia) y propiedades de las inclusiones (densidad y espesor); por consiguiente, la estructura de retención atañe a una estructura rígida, cuyos modos de falla (rotación y traslación) están restringidos.

En esta investigación se plantea que en un sistema MR-IC-S, el mecanismo de reducción de presiones laterales en el respaldo de la estructura de retención, se debe a la disipación de energía del material de relleno (arena en este estudio). Estas atenuaciones están asociadas a las deformaciones elásticas de la inclusión compresible, provocadas por acciones sísmicas. Los resultados experimentales muestran que la relación de amortiguamiento alcanzada por el material de relleno, alcanza valores entre 23 y 32 veces el valor de la relación de amortiguamiento de la IC (según sea la relación δ/H), prevaleciendo los valores superiores a 20 veces. Esta evidencia experimental valida el planteamiento hecho en esta investigación.

Adicionalmente, los resultados experimentales evidencian que las presiones laterales dinámicas en el respaldo del MR disminuyen a causa de: 1) aumento del espesor de la IC y 2) disminución en la densidad de la IC. Por otro lado, los resultados de los ensayos indican que al disminuir la aceleración y/o la frecuencia de la señal de excitación decrecen los empujes dinámicos.

La realización de este estudio fue posible gracias al desarrollo de una técnica basada en la pluviación de arena, con la cual fue factible formar los depósitos de arena de los prototipos MR-IC-S y MR-S. Con la innovación introducida en esta técnica de pluviación, ahora es posible formar especímenes de arena homogéneos de grandes dimensiones.

ABSTRACT

A number of experimental and numerical studies show the effectiveness of compressible inclusions to reduce dynamic pressure on retention systems. However, a scientific reasoning to explain the mechanism of thrust relief has not been advanced.

Henceforth, an experimental research aimed at understanding the pressure-reduction mechanism on non yielding walls due to a compressible inclusion was undertaken. In this research, prototypes of retaining structures of 20 cm in height with granular deposits and compressible inclusions of different densities (between 10 and 32 kg/m³) and variable relations "thickness of inclusion-wall height, δ/H " (between 4.7% and 7.8%), were tested on a shaking table. Given the purpose of this study, only the characteristics of the excitation signals (acceleration and frequency) as well as the inclusion properties (density and thickness) were considered. The retaining structure of the prototypes was a rigid non yielding wall, *i. e.* rotation and translation modes were restricted.

This research suggests that in a *retaining wall-compressible inclusion-soil* (RW-CI-S) system, the pressure reduction mechanism on the back side of the retaining structure is due to energy dissipation thru the backfill, caused by its relatively high damping associated to the inelastic deformations developed by shaking, even at compressible inclusion-elastic deformations (hence zero mechanical damping). The experimental results show that the damping ratio of backfill material reaches values between 23 and 32 times the damping ratio of IC, depending on the δ/H relation, prevailing values greater than 20 times. This experimental evidence lends support to the hypothesis advanced.

Additionally, the experimental information produced in this thesis shows a sustained decrease in wall earth pressures as: 1) thickness of the IC increases and 2) density of the IC decreases. Furthermore, the results indicate that dynamic pressures decrease as acceleration and frequency of the excitation signal grow.

This research was possible on account of the innovation introduced in the well known pluviation technique, which made possible building homogeneous sand fills for the RW-CI-S prototypes tested in this study.

1. INTRODUCCIÓN

Estructuras relativamente rígidas se emplean habitualmente en diferentes tipos de obras civiles, como muros de retención, estribos de puentes, cimentaciones, esclusas de navegación, etcétera, en zonas sísmicas y en distintos tipos de suelo. Tales estructuras suelen diseñarse, estática y dinámicamente, bajo conceptos simplificados. Estas simplificaciones se deben a los posibles mecanismo de falla, los empujes de tierra, las fuerzas de inercia, las interacciones entre el muro tanto con el suelo de relleno como con el suelo de cimentación, el comportamiento inelástico del suelo, el contenido de frecuencias en la excitación de la base, entre otros. Esto se debe a que el análisis dinámico de las estructuras de retención rígidas es un problema complejo, difícil de resolver y por ende se tiende a sobreesimplificarlo.

Diversas investigaciones se han realizado para proponer soluciones al problema de empuje de tierra dinámico en muros con relleno de tipo granular no saturado (*e. g.* Sherif *et al.*, 1982; Richards y Elms, 1979). Ghosh *et al.* (2008) y Saran y Prakash (1968) han manejado suelos con cohesión y fricción. El caso de rellenos con materiales cohesivos es prácticamente desconocido (Whitman, 1991). Actualmente, con el propósito de mitigar el peligro sísmico que representa la falla de muros de retención en zonas de alto riesgo sísmico, se llevan a cabo investigaciones relacionadas al empuje de tierra dinámico en muros con el uso de inclusiones compresibles (*e. g.* Hazarika, 2006; Bathurst *et al.*, 2007b).

El uso de inclusiones compresibles es una de las técnicas empleadas para mejorar el comportamiento dinámico tanto de estructuras de retención como de pavimentos, túneles y cimentaciones (Horvath, 1997); además de brindar una alternativa atractiva para disminuir presiones que suelos expansivos inducen en elementos estructurales (Aytakin, 1997).

Una inclusión compresible corresponde a un elemento altamente compresible ubicado entre una estructura y el suelo. Normalmente, las inclusiones son conformadas de poliestireno expandido (EPS por sus singlas en inglés) debido a sus características de peso, compresibilidad, resistencia a la compresión, al agua y manejabilidad, entre otras (Ossa y Romo, 2009).

Particularmente, el EPS posee un alto grado de compresión gracias a que el 98% de su volumen es aire. Esta propiedad permite que, al generar presión sobre un bloque de EPS, dicho aire sea expulsado, ocasionando grandes cambios volumétricos y por ende una alta compresión (Tsukamoto *et al.*, 2002).

En estructuras de retención, la función principal de una inclusión es propiciar la reducción de los empujes laterales impuestos por el suelo de relleno mediante disipación de energía. Fenomenológicamente, en términos de empujes estáticos, la compresión de una inclusión permite que el suelo aledaño a ésta se desplace, de manera que la presión de tierra, inicialmente igual al empuje de tierra en reposo, tienda al estado activo provocando una reducción en la presión actuante sobre el respaldo de una estructura de retención. Para el caso de los empujes de tierra dinámicos, la compresión de una inclusión induce desplazamientos en el suelo de relleno, provocando una gran disipación de energía en el suelo y por ende una atenuación en los empujes dinámicos.

Para el caso de empujes de tierra dinámicos, la atenuación en la magnitud de dichos empujes depende de la densidad (Bathurst *et al.*, 2007a), del área (Murphy, 1997) y del espesor de la inclusión (Hazarika y Okuzono, 2004). Aunados estos factores permiten reducir las presiones ejercidas sobre estructuras de retención rígidas y fijas, hasta en un 60% respecto a las presiones dinámicas obtenida en estructuras similares sin inclusión.

En la actualidad, pese a la evidencia de las ventajas en el uso de inclusiones compresibles (*e. g.* Horvath, 1997; Hazarika y Okuzono, 2004), no parece existir una explicación sustentada sobre el mecanismo de alivio de empuje en una estructura de retención. Ante este panorama, este trabajo presenta el desarrollo y los resultados de una investigación dedicada al estudio de sistemas *muro de retención-inclusión compresible-suelo*, cuyo planteamiento, objetivos, alcances y aportaciones se mencionan a continuación.

1.1. Planteamiento

Desarrollar una investigación experimental enfocada al razonamiento y entendimiento del fenómeno de reducción de empujes, en un sistema compuesto *muro de retención-inclusión compresible-suelo* (MR-IC-S), por la disipación de energía en la inclusión y en el material de relleno, bajo esfuerzos de compresión dinámica.

1.2. Objetivos

Los objetivos de la investigación son los siguientes:

- Diseñar, construir e instrumentar prototipos de estructuras de retención rígidas, con y sin inclusión compresible.
- Definir las propiedades dinámicas de la arena de relleno mediante ensayos de laboratorio.
- Ensayar en mesa vibradora los prototipos de estructuras de retención, empleando excitaciones unidireccionales senoidales, aplicadas en la base de los prototipos.

- Analizar el desempeño dinámico de los sistemas MR-IC-S y MR-S, en términos de cargas horizontales en el respaldo de un muro de retención.
- Para un sistema MR-IC-S, explicar el mecanismo de disipación de energía de la IC y del suelo, bajo esfuerzos de compresión dinámica, por el cual se alivia la presión en el respaldo de la estructura de retención.

1.3. Alcances

Los alcances de la investigación son los siguientes:

- Diseñar prototipos de estructuras de retención rígidas, restringiendo los modos de rotación y traslación.
- Emplear inclusiones compresibles de diferentes densidades y distintos espesores.
- Someter los prototipos de estructuras de retención a excitaciones dinámicas senoidales, variando la amplitud de desplazamiento y la frecuencia de excitación.
- Interpretar fenomenológicamente los resultados experimentales.

1.4. Aportaciones

En el transcurso de esta investigación, se hicieron las siguientes aportaciones:

- Innovación de una metodología de pluviación para la preparación de volúmenes de arena homogéneos de dimensiones no convencionales en un Laboratorio de Mecánica de Suelos.
- Producción de evidencia experimental sobre el mecanismo de atenuación de empujes de tierra dinámicos en muros rígidos con inclusiones de EPS.
- Planteamiento del mecanismo de alivio de empujes de tierra dinámicos sobre una estructura de retención, en términos de disipación de energía, debido a la deformación del conjunto *inclusión compresible-suelo* (IC-S).
- Desarrollo de un método de cálculo para obtener empujes dinámicos en sistemas MR-IC-S, considerando características de la señal de excitación como propiedades de la inclusión compresible que se considere.

2. ANTECEDENTES

El problema de retención de suelo es uno de los más antiguos en ingeniería geotécnica, éste data desde comienzos del siglo XVIII, cuando las estructuras de retención de tierra eran empleadas principalmente para el desarrollo de sistemas de defensa como fuertes; hoy día representan elementos claves en puertos, sistemas de transporte y líneas viales entre otros (figura 2.1). Cabe mencionar que algunos de los principios fundamentales de la mecánica de suelos, fueron desarrollados para alcanzar un diseño racional de muros de retención.

2.1. Teorías clásicas de presión de tierra lateral estática

Las primeras investigaciones realizadas acerca de muros de retención se remontan al siglo XVIII cuando Coulomb, en 1776, publicó su trabajo sobre presión de tierra, del que surgió la actual teoría de presión de tierra de Coulomb o teoría de la cuña deslizante, considerando una porción de suelo granular, limitada por un muro de retención y una superficie de falla plana. En dicho trabajo el autor, también introduce el concepto de resistencia de los materiales en función de la cohesión y la fricción, expresión desarrollada en términos de esfuerzos totales y subsecuentemente modificado por Terzaghi para esfuerzos efectivos, conformando la base de la teoría de resistencia del suelo.

Posteriormente, en 1857 Rankine presentó su trabajo sobre la teoría de presión de tierra, teoría de Rankine, diferenciándose del trabajo de Coulomb por considerar una masa semi-infinita de suelo con cohesión y fricción, en estado de falla y no una porción de masa limitada por una superficie plana.

Ambas teorías proponen estimar la magnitud de la presión de tierra, en condiciones estáticas, de acuerdo con el movimiento de una estructura de retención determinada. Para un desplazamiento de un muro de retención hacia el relleno corresponderá la presión de tierra pasiva mientras que, para un movimiento en sentido contrario se referirá a la presión de tierra activa. En caso de que el muro no experimente desplazamiento, la presión estará asociada a la condición en reposo del muro (figura 2.2).

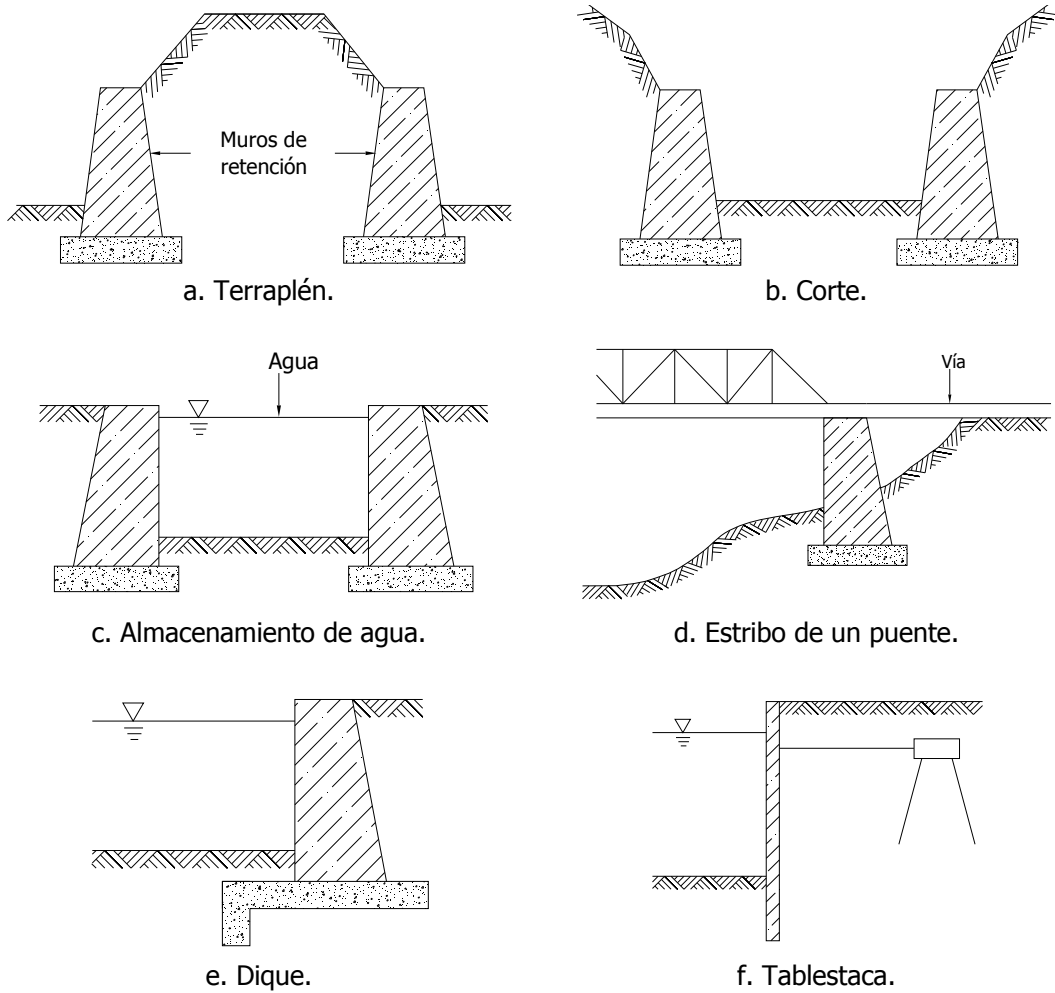


Figura 2.1. Usos de estructuras de retención (tomada de Murthy, 2003).

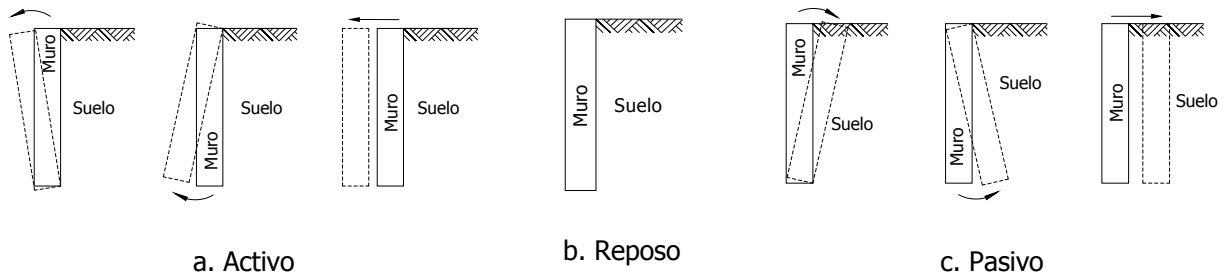


Figura 2.2. Movimientos de una estructura de retención (tomado de Sherif *et al.*, 1982).

Culmann, en 1866, presentó un método gráfico, método de Culmann, para obtener la presión de tierra activa generada por una cuña de suelo granular, tomando en cuenta las mismas hipótesis del método de Coulomb.

En 1938, diferentes investigadores, entre ellos Spangler, indicaron que las presiones laterales sobre un muro rígido debidas a sobrecargas de diversos tipos (puntual, lineal y áreas cargadas), ubicadas encima de la superficie del relleno, podían ser calculadas usando formas modificadas de las ecuaciones de la teoría de la elasticidad, partiendo de las expresiones planteadas por Boussinesq.

A finales de 1920 y comienzo de 1930 Karl Terzaghi introdujo el concepto de coeficiente de presión de tierra, K , como la relación entre los esfuerzos efectivos horizontal y vertical de una masa de suelo, indicando una condición activa, pasiva o en reposo de la estructura de retención. El coeficiente de presión de tierra activa, K_a , indica que la presión sobre el respaldo de un muro decrece hasta alcanzar un valor mínimo. Por el contrario, el coeficiente de presión de tierra pasiva, K_p , representa que la presión sobre el respaldo del muro aumenta hasta un valor máximo. En caso de que el muro no presente un movimiento relativo, corresponderá el coeficiente de presión de tierra en reposo, K_0 .

2.2. Teoría clásica de presión de tierra lateral dinámica

En cuanto al estudio de muros de retención en condiciones dinámicas, fue hasta 1926–1929 cuando Okabe y Mononobe propusieron, basados en la teoría de Coulomb, un método de análisis pseudo-estático. A la fecha, este método ha sido y sigue siendo aceptado ampliamente en la práctica geotécnica a nivel internacional; por consiguiente, se presenta una descripción somera de dicho método a continuación.

Método Mononobe-Okabe

El método de análisis del empuje de tierra dinámico propuesto por Mononobe y Okabe (1929-1926) obedece a una extensión de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb, para condiciones pseudo-estáticas. Este método permite obtener presiones dinámicas activas y pasivas sobre una estructura de retención con relleno de material granular.

Para el análisis de las presiones dinámicas, dicho método considera un bloque de suelo limitado por una superficie de falla plana y sometido a fuerzas inerciales inducidas por una excitación sísmica. Estas fuerzas son representadas en términos de aceleraciones pseudo-estáticas y del peso de la cuña en estudio (figura 2.3).

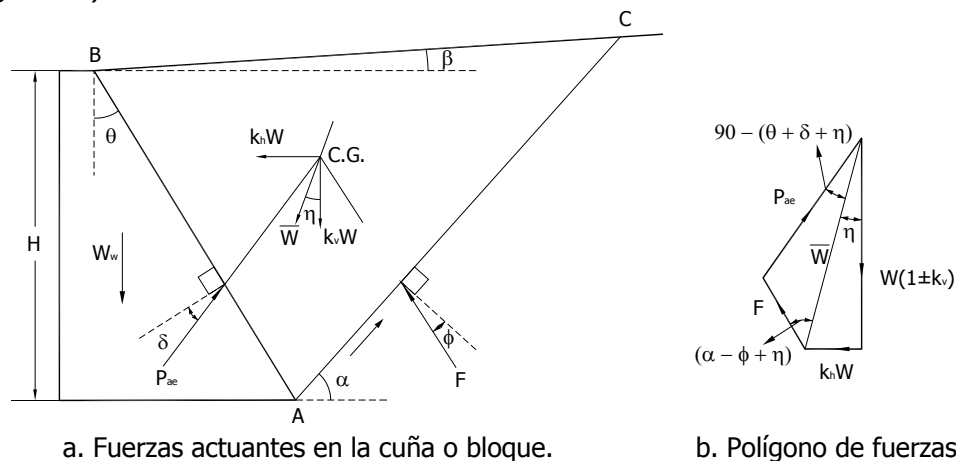


Figura 2.3. Presión de tierra activa en condiciones dinámicas (modificada de Prakash, 1981).

El cálculo de las presiones totales activa (P_{ae}) y pasiva (P_{pe}), bajo condiciones de fuerza dinámica, así como de los coeficientes de presión de tierra correspondientes, K_{ae} y K_{pe} , toma en cuenta factores como: propiedades de resistencia del suelo de relleno y de la estructura de retención, propiedades geométricas, aceleración de la gravedad y aceleraciones pseudo-estáticas, tal como lo indican las siguientes expresiones.

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae} \quad [2.1]$$

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\theta + \eta - \phi)}{\cos(\eta) \text{sen}^2(\theta) \text{sen}(\delta + \theta + \eta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \eta - \beta)}{\text{sen}(\delta + \theta + \eta) \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad [2.2]$$

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{pe} \quad [2.3]$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \eta + \theta)}{\cos(\eta) \cos^2(\theta) \cos(\delta - \theta - \eta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \eta + \beta)}{\cos(\delta - \theta + \phi) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad [2.4]$$

donde $\eta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$; k_h y k_v son las aceleraciones horizontal y vertical, respectivamente, entre la aceleración de la gravedad, g ; γ es el peso volumétrico del suelo; ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo y δ es el ángulo de fricción en el contacto suelo-muro; β y θ son los correspondientes ángulos de inclinación de la superficie del relleno y del respaldo del muro y H es la altura del muro.

Las expresiones 2.1 a 2.4 comúnmente son presentadas en la literatura; sin embargo, algunas versiones reproducen la versión errónea del K_{pe} , presentada por Seed y Whitman (1970), tal como lo comenta propiamente Whitman en 1991.

Las presiones de tierra totales corresponden a la suma de la componente estática y la dinámica, tanto para el caso activo como para el pasivo (ecuaciones 2.5 y 2.6).

$$P_{ae} = P_a + \overline{P_{ae}} \quad [2.5]$$

$$P_{pe} = P_p + \overline{P_{pe}} \quad [2.6]$$

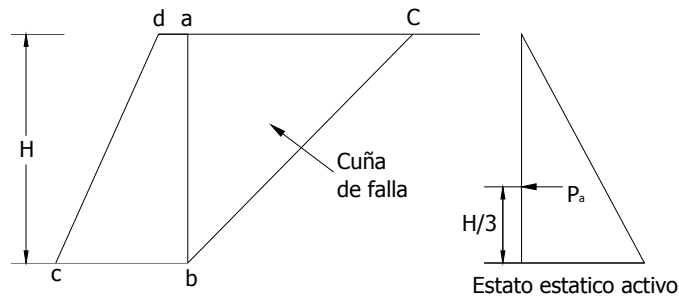
donde $\overline{P_{ae}}$ y $\overline{P_{pe}}$ son las componentes dinámicas para el caso activo y el pasivo, respectivamente; mientras que las componentes estáticas correspondientes son $P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$ y $P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$

2.3. Comportamiento dinámico de estructuras de retención rígidas

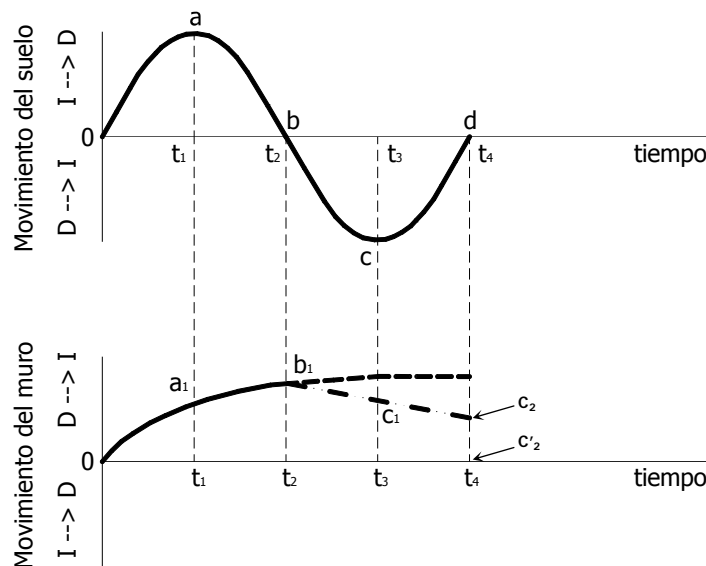
La respuesta de una estructura de retención sujeta a una excitación senoidal en su base, se ilustra en la figura 2.4. Inicialmente, el comportamiento estático de la estructura obedece al estado activo (figura 2.4a); a continuación, durante el tiempo t_1 el suelo presenta un movimiento 0-a (figura 2.4b), de izquierda (I) a derecha (D) y debido a las fuerzas de inercia, el muro y la cuña de falla abc se mueven

de derecha a izquierda (trayectoria 0-a₁), o sea a la izquierda de su punto de equilibrio, en dirección opuesta al relleno. En este punto pueden analizarse las siguientes tres situaciones:

- El movimiento de la estructura y la cuña de falla es el mismo; por lo tanto, la presión sobre el muro no se altera.
- El movimiento de la estructura es mayor que el de la cuña de falla; por consiguiente, la presión sobre el muro decrece en comparación con la condición estática.
- El movimiento de la estructura es menor que el de la cuña de falla; por ende, la presión sobre el muro aumenta en comparación con la presión activa, en condición estática.



a. Estructura de retención.



b. Movimiento del sistema muro - suelo.

Figura 2.4. Respuesta de una estructura de retención bajo excitación en la base (modificada de Prakash, 1981).

Durante el intervalo de tiempo t_1 - t_2 , el muro presenta el movimiento a_1 - b_1 , en un rango probablemente menor que el de 0- a_1 . Para el intervalo de tiempo t_2 - t_3 , el suelo exhibe un movimiento b - c , de derecha a izquierda, mientras que la estructura tiende a moverse de izquierda a derecha. Durante t_2 - t_3 , el movimiento del muro es reducido por la presencia del relleno, registrándose así un desplazamiento b_1 - c_1 . De igual manera, en el intervalo de tiempo t_3 - t_4 , el movimiento del muro es representado por

c_1-c_2 . Finalmente, el desplazamiento total de la estructura hacia fuera del relleno, desde su posición original de equilibrio (condición estática activa), es $c_2-c'_2$, debido al ciclo de movimiento del suelo oabcd.

A la fecha, autores como Seed y Whitman (1970), Prakash (1981) y Whitman (1991) han desarrollado trabajos que compilan diferentes investigaciones referidas al análisis y diseño de estructuras de retención. Los métodos actuales para el análisis dinámico de estructuras de retención pueden agruparse en tres categorías (Veletsos y Younan, 1994a), descritas brevemente en las siguientes secciones.

2.3.1. Métodos de análisis pseudo-estáticos

Los métodos de análisis pseudo-estáticos se basan en el desarrollo de un estado límite de falla alcanzado por el suelo (Mononobe-Okabe, 1929-1926; Richards y Elms, 1979; Sherif *et al.*, 1982; Whitman y Liao, 1984; Ghosh *et al.*, 2008, entre otros). Estos métodos consideran un bloque de suelo deslizante, limitado por un muro de retención y una determinada superficie de falla. Este bloque se mueve con aceleración semejante a la del terreno, despreciando así el efecto de la amplificación dinámica en el suelo. La aceleración de excitación es tomada en cuenta a través de una fuerza de inercia constante adicional que actúa sobre una estructura de retención. Dentro de estos métodos se encuentra el propuesto por Mononobe y Okabe (método M-O) y sus variantes.

Variantes del método M-O

Arango (1969) desarrolló un procedimiento simple para obtener el valor del coeficiente dinámico de presión de tierra en estado activo, K_{ae} , a partir de cartas con valores del coeficiente estático correspondiente, K_a , determinado con el método de Coulomb. Este método toma en cuenta distintos ángulos de fricción del relleno y del muro, así como diferentes ángulos de inclinación del respaldo del muro y del material de relleno.

Seed y Whitman (1970) recomiendan emplear el método M-O, obteniendo el coeficiente de presión de tierra activa como $K_{ae} = K_a + \frac{3}{4}Kh$.

Prakash y Nandkumaran (1979) propusieron una expresión para obtener el valor del coeficiente sísmico horizontal, K_h , utilizado en el método M-O. En dicha expresión K_h está en función de la velocidad máxima del suelo, la frecuencia del movimiento del suelo y la aceleración debida a la gravedad.

Richards y Elms (1979) realizaron una investigación en la que el peso de un muro de gravedad provee cierta resistencia al deslizamiento del mismo; por tanto, proponen una expresión para el peso de la estructura, en función de la presión total activa, P_{ae} , y un factor de inercia del muro. Debido a que el empleo de la expresión que estos autores proponen resulta en estructuras demasiado robustas y por tanto poco económicas, los autores plantearon un método de diseño de muros de gravedad basado en la selección de un desplazamiento permisible de la estructura.

Whitman y Liao (1984) identificaron algunos errores en el método de cálculo de desplazamientos propuesto por Richards y Elms (1979), debidos a simplificaciones realizadas. Por tanto, proponen un método para estimar desplazamientos tomando en cuenta aspectos como la influencia de la componente vertical de la aceleración de la estructura y la inclinación de la pendiente de la cara interior del muro. Adicionalmente, toma en cuenta el comportamiento dinámico del suelo de relleno.

Steedman y Zeng (1990) proponen una modificación del método M-O, tomando en cuenta la variación espacio temporal de la aceleración, que un determinado sismo induce a una estructura de retención.

Morrison y Ebeling (1995) asumieron un arco de espiral logarítmica como superficie de falla, con objeto de mitigar los valores conservadores de la presión de tierra pasiva obtenidos con el método M-O, al considerar una superficie de falla plana.

Ghosh *et al.* (2008) desarrollaron un método para calcular la presión de tierra activa dinámica, considerando la cohesión y la fricción del material de relleno así como el coeficiente sísmico horizontal y vertical, además de una sobrecarga uniformemente distribuida en la superficie del relleno.

Otros métodos pseudo-estáticos

Matsuo y O'Hara (1960) presentan un análisis dinámico de presión lateral sobre muelles, considerando tanto la presión del suelo como la presión del agua. Emplearon las teorías de propagación de ondas y de Westergaard (1933) para las presiones dinámicas del suelo y del agua, respectivamente. Los resultados obtenidos con este procedimiento presentan buena aproximación con los obtenidos con el método M-O.

Kapila (1962) presenta una modificación del método gráfico de Culmann, para obtener la presión de tierra dinámica activa generada por una cuña de suelo granular, basándose, igualmente, en las hipótesis del método de Coulomb.

Sherif *et al.* (1982), basados en pruebas en mesa vibradora, plantearon un criterio para identificar el nivel de deformación de un muro en estado activo. Este criterio plantea que la condición activa se alcanza, cuando el ángulo de fricción entre la estructura de retención y el relleno llega a su valor máximo. Adicionalmente, este estudio reveló que el desplazamiento necesario para iniciar el estado activo, se incrementa con la altura de la estructura y decrece con la resistencia la corte del relleno.

2.3.2. Métodos de análisis analíticos

Los métodos de análisis analíticos son aquellos que consideran exclusivamente el comportamiento elástico del suelo (*e. g.* Wood, 1973; Arias *et al.*, 1981; Veletsos y Younan, 1994; Theodorakopoulos *et al.*, 2001). Estos métodos se caracterizan por considerar que las estructuras de retención rígidas son sometidas a intensidades sísmicas bajas tales que, el comportamiento del suelo de relleno es linealmente elástico.

Wood (1973) presenta una solución analítica para el cálculo de la respuesta dinámica de una estructura de contención rígida, desarrollando una solución elástica aproximada. Este trabajo se

destaca por la exactitud de sus resultados; no obstante, la aplicación de este método es algo compleja y está limitada al rango de los pequeños desplazamientos.

Arias *et al.* (1981) proponen expresiones analíticas relativamente simples para obtener las presiones inducidas por excitaciones sísmicas y armónicas, sobre una estructura de retención, basadas en la representación simplificada de un medio elástico. Adicionalmente, indican la longitud mínima que debe tener un relleno para que la frontera opuesta a la estructura de retención, no presente algún efecto sobre las presiones generadas en el respaldo del muro.

Veletsos y Younan (1994a) desarrollaron tres metodologías que permiten evaluar las presiones dinámicas, inducidas por un sismo, sobre una estructura de retención rígida con respaldo vertical, bajo la hipótesis de que el suelo de relleno es un medio semi-infinito y uniforme con propiedades visco-elásticas. Además, mostraron que puede haber decrementos sustanciales en las presiones de tierra dinámicas, al tomar en cuenta la flexibilidad estructural del muro y la rotación del mismo respecto a su base.

Wu y Finn (1996, 1999) propusieron un método basado en el método de la viga cortante, incluyendo conceptos desarrollados por Wood y Veletsos y Younan para el cálculo de la respuesta dinámica de una estructura de retención. Este método considera rellenos de suelo homogéneos con propiedades elásticas y con longitud finita y semi-infinita.

Scott (1973), basado igualmente en el método de la viga cortante, plantea un modelo para evaluar el comportamiento dinámico de una estructura de retención, tomando en cuenta la heterogeneidad del suelo así como la flexibilidad del muro. Los valores de esfuerzos y momentos obtenidos por Scott, son significativamente más altos que los calculados con el método M-O.

Theodorakopoulos *et al.* (2001) presentan una solución que permite conocer el comportamiento dinámico de un sistema de retención con relleno de longitud semi-infinita, de características poro-elásticas y en condiciones saturadas, sometido a señales armónicas de baja intensidad. Esta solución permite conocer la variación de la respuesta dinámica en función del amortiguamiento, porosidad y permeabilidad del suelo de relleno.

2.3.3. Métodos de análisis numéricos

Los métodos de análisis numéricos contemplan la no linealidad y comportamiento histerético del suelo (*e. g.* Siller *et al.*, 1991; Bakhtin, 2002; Athanasopoulos *et al.*, 2007). Estos métodos son soluciones de tipo numérico que permiten analizar la interacción en sistemas de retención, definidos por su geometría, restricciones en el movimiento rotacional y/o traslacional y características del suelo tales como la no linealidad y el comportamiento histerético. Estas soluciones emplean herramientas como el método de elementos finitos y de diferencias finitas a través de programas computacionales tales como el FLUSH, FLAC y SASSI, entre otros.

Ostadan y White (1998) observaron que los empujes dinámicos que actúan en una estructura de retención, pueden variar dentro de un rango que depende de las propiedades dinámicas del suelo de

relleno y del contenido de frecuencias del sismo. Los valores extremos de dicho rango corresponden a las soluciones de Mononobe-Okabe (1929, 1926) y Wood (1973).

Bakhtin (2002) propuso un método para determinar la presión de tierra dinámica sobre una estructura de retención rígida, basado en un esquema de interacción entre un muro y el relleno, tomando en cuenta característica geométricas, grado de compactación del relleno a causa de las vibraciones y parámetros de la excitación.

2.4. Inclusiones compresibles en estructuras de retención

Históricamente han sido reportados diversos daños en estructuras de retención, a causa de sismos, los cuales van desde insignificantes deformaciones hasta el colapso total, con consecuencias desastrosas tanto físicas como económicas. Para mitigar el peligro sísmico asociado, se han desarrollado sistemas innovadores de estructuras de retención que incluyen elementos como refuerzos metálicos, polímeros y geotextiles. De estas alternativas, el uso de inclusiones compresibles ofrece grandes ventajas en cuanto a disipación de energía y consecuentemente en la reducción de empujes laterales sobre muros. Así mismo, el proceso constructivo es más expedito.

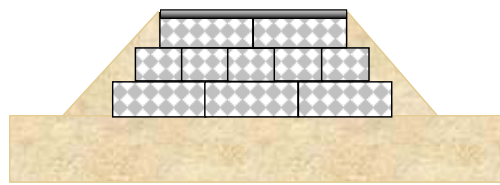
La expresión inclusión compresible es definida como cualquier material relativamente compresible que es ubicado entre una estructura rígida y el suelo. El empleo del poliestireno expandido (EPS) es el más usado (sobre todo en bloques) debido a su baja densidad, del orden de 100 veces menos que la densidad de un suelo, además de buena resistencia a la compresión (Ossa y Romo, 2007).

Además de las inclusiones compresibles, el EPS es usado en obras geotécnicas como: material aligerante en la construcción de terraplenes y taludes, material impermeable, aislante térmico e inclusión compresible (figura 2.5). De acuerdo a la aplicación del EPS, es la densidad de fabricación del mismo; esto permite contar con una gama de posibilidades en un diseño. Sin embargo, esto puede al mismo tiempo ser un inconveniente, ya que sus propiedades mecánicas dependen de la densidad (Hazarika y Okuzono, 2004).

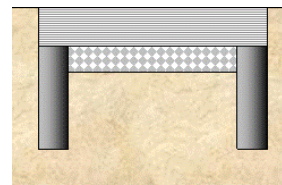
La dificultad para estandarizar las propiedades mecánicas del EPS ha hecho difícil la elaboración de normas que regulen los métodos de ensaye y por ende la generalización del comportamiento de dicho material. A pesar de esta situación, han sido propuestas distintas correlaciones entre la densidad y el módulo de elasticidad del EPS (*e. g.* Horvath, 1995; Duškov, 1997 y Elragi *et al.*, 2000). Por su parte, Hazarika (2006) desarrolló una ley constitutiva del comportamiento esfuerzo-deformación del EPS incorporando factores de forma y de tamaño así como la densidad del espécimen ensayado.

El presente trabajo de investigación se enfoca en el estudio de inclusiones compresibles usando EPS; por consiguiente, se referirá sólo a esta aplicación, con este material, de aquí en adelante.

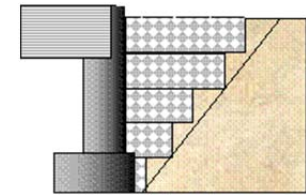
En obras de retención, la función principal de una inclusión es comprimirse ante presiones sostenidas y permitir que el suelo adyacente a la estructura se desplace, de manera que la presión de tierra (inicialmente en estado de reposo) tienda al estado activo, disminuyendo así la magnitud de los empujes de tierra ejercidos sobre el respaldo del muro.



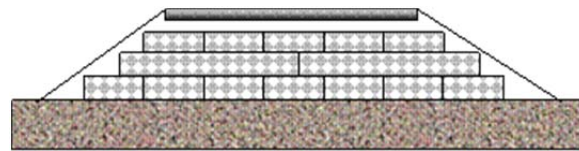
Terraplenes



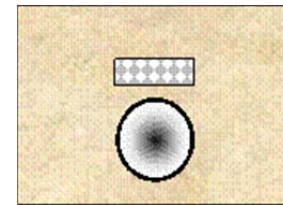
Cimentaciones



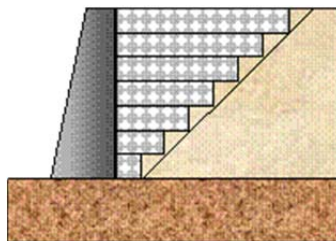
Estribos en puentes



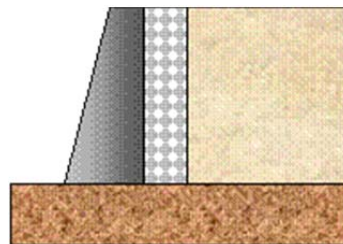
Pavimentos



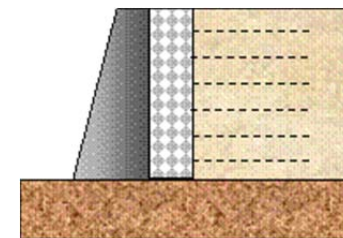
Tubería



Muro de retención



Muro de retención



Muro de retención

Figura 2.5. Aplicaciones geotécnicas del poliestireno expandido.

Respecto a condiciones de carga sísmica, hasta la fecha, diversos autores han concluido que la atenuación en la magnitud de los empujes de tierra dinámicos depende de la densidad (Zarnani *et al.*, 2005; Bathurst *et al.*, 2007b), del espesor del material empleado como inclusión y del área (Murphy, 1997), así como de la aceleración de la señal dinámica (Hazarika y Okuzono, 2004). El manejo de estos factores ha permitido reportar porcentajes de reducción de las presiones ejercidas sobre estructuras de retención, hasta del 60% respecto de las presiones dinámicas obtenidas en estructuras similares sin inclusión (figura 2.6, 2.7 y 2.8).

Karpurapu y Bathurst (1992) mediante un análisis paramétrico, proponen cartas de diseño preliminar para la selección de la rigidez y el espesor de inclusiones compresibles, en estructuras de retención con rellenos de arena bien graduada compactada. Estas cartas involucran factores como la altura de la estructura de retención, el grado de compactación del relleno, el espesor y la rigidez de la capa compresible. En este análisis, los autores confirman que al aumentar el espesor de una inclusión y/o disminuir su rigidez, el empuje lateral sobre el muro decrece; el mismo efecto puede producirse conservando constante el espesor y la rigidez de la inclusión mientras aumenta el ángulo de fricción y la rigidez del suelo de relleno.

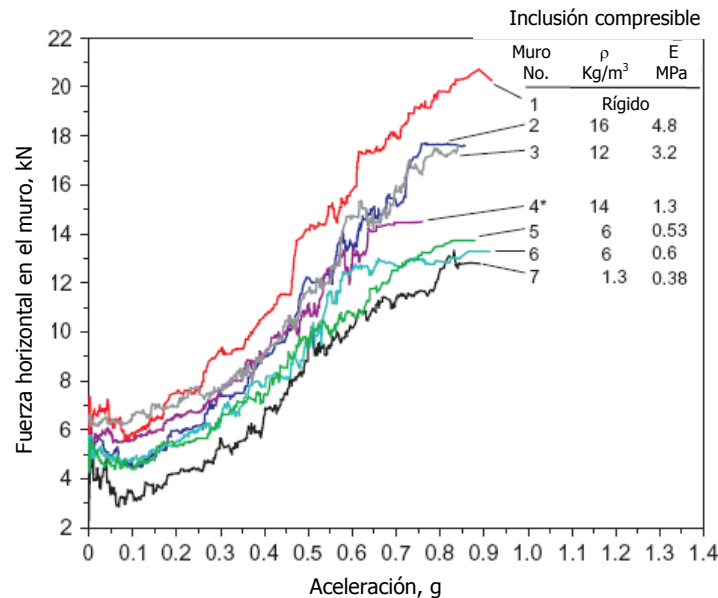


Figura 2.6. Efecto de la densidad de la inclusión (modificado de Zarnani y Bathurst, 2007).

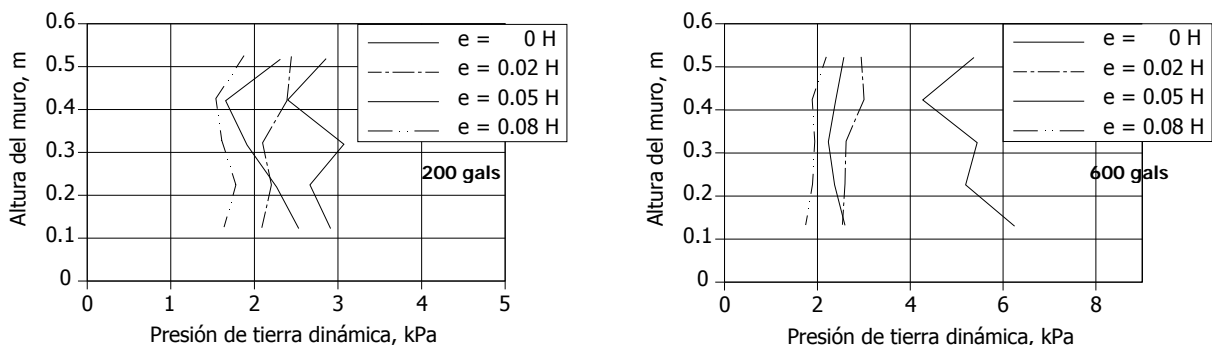


Figura 2.7. Efecto del espesor de la inclusión y la aceleración (modificado de Hazarika y Okuzono, 2004).

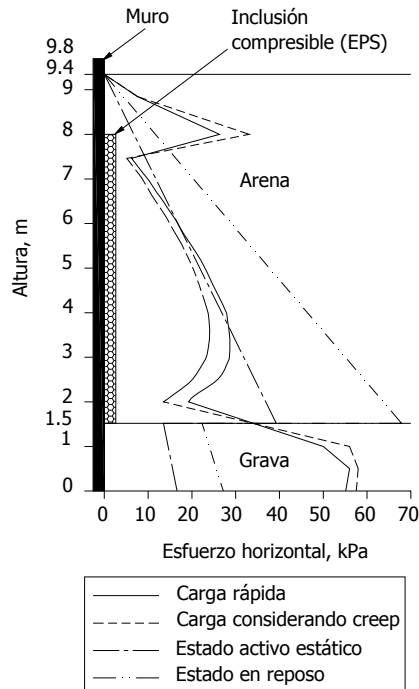


Figura 2.8. Efecto del área de la inclusión (modificado de Murphy, 1997).

Horvarth (2004) indicó que la distribución de presiones laterales de tierra usando IC corresponde a una distribución parabólica; sin embargo, esta distribución es asumida usualmente como una distribución triangular tradicional.

Hazarika y Okuzono (2004) reportaron la existencia de un espesor límite de IC, el cual aporta la mayor reducción de empuje lateral dinámico sobre el muro. Adicionalmente, indican que, para inclusiones de igual espesor, el efecto de su compresibilidad aumenta al ser mayor el nivel de aceleración.

Athanasopoulos *et al.* (2007), basados en análisis numéricos usando PLAXIS y considerando el comportamiento no lineal tanto de la inclusión como del relleno, proponen tentativamente una metodología de diseño limitada a inclusiones con densidad de 20 kg/m^3 o resistencia a la compresión de 100 kPa y una efectividad en la reducción de los empujes de tierra dinámicos del 50%. Con esta metodología es posible obtener, mediante diagramas, el espesor de la inclusión requerido en función de la altura de la estructura de retención y de la intensidad del movimiento. Adicionalmente, los autores anotan que la efectividad del uso de las inclusiones depende de la densidad y espesor de estas, así como de la altura y flexibilidad de la estructura de retención, además de la intensidad y frecuencia de la excitación.

Bathurst *et al.* (2007a) proponen un modelo numérico basado en una cuña de suelo bajo condiciones de deformación plana, para obtener la respuesta tiempo-carga de compresión de un sistema muro de retención–inclusión compresible-suelo.

Bathurst y Zarnani (2008) comparan resultados experimentales con tres métodos numéricos: 1) método simple de la cuña deslizante, 2) método de diferencias finitas en FLAC, usando el modelo lineal elasto-plástico de Mohr Coulomb con amortiguamiento Tipo Rayleigh y 3) método lineal equivalente,

incorporando funciones tipo Masing y funciones de variación del módulo cortante y el amortiguamiento con la deformación. Para efectos prácticos, los autores dan un crédito considerable al método simple de la cuña deslizante, exclusivamente.

3. DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN UN SISTEMA MR-IC-S: ASPECTOS CONCEPTUALES

En zonas de alto riesgo sísmico los empujes dinámicos pueden alcanzar magnitudes que causan daños significativos a las estructuras de retención, llegando en algunos casos a la falla. Como alternativa al diseño de muros capaces de soportar dichos incrementos de presiones, en diversas investigaciones se ha demostrado que el uso de inclusiones compresibles (IC) de poliestireno expandido de alta densidad (EPS) en la interfaz muro-relleno, con el fin de atenuar los empujes dinámicos de tierra, es efectivo (*i. e.*, Zarnani *et al.*, 2005; Bathurst *et al.*, 2007b; Murphy, 1997 y Hazarika y Okuzono, 2004). Sin embargo, no se ha clarificado el fenómeno físico que ocasiona tal atenuación. En este capítulo se discute e interpreta el problema en términos de la disipación de energía del EPS y de la arena de relleno, para diferentes niveles de deformación inducidos por la acción sísmica en estos materiales.

En condiciones de carga sostenida, la función principal de una inclusión es comprimirse y permitir que el suelo adyacente a ésta se desplace, de manera que la presión de tierra pase de un estado en reposo a uno cercano al estado activo, disminuyendo así la magnitud de los empujes de tierra ejercidos sobre el respaldo del muro.

Por otro lado, cuando el sistema MR-IC-S es sometido a acciones sísmicas, la respuesta del suelo acoplada con la inclusión libera parte de la energía contenida en el sismo, con la consecuente disminución de empujes dinámicos en el muro de retención rígido. En este capítulo se presentan razonamientos, apoyados en el comportamiento dinámico del EPS y de arena suelta como material de relleno, que permiten concluir que, el suelo es el medio a través del cual se disipa gran parte de la energía sísmica. En el capítulo 7 se presentan datos experimentales que avalan los planteamientos presentados a continuación.

3.1. Comportamiento bajo esfuerzos de compresión estática

El comportamiento esfuerzo-deformación de una arena suelta sometida a un proceso de carga se ilustra en la figura 3.1, en la cual se distinguen dos etapas, descritas a continuación.

- *Etapa 1* (trayectoria OA de la figura 3.1a), obedece a un comportamiento elástico lineal, en el que las deformaciones son totalmente recuperables al momento de una descarga. Este comportamiento se describe en función del módulo tangente inicial $E_{i(Arena)}$ (figura 3.1b).
- *Etapa 2* (trayectoria AB de la figura 3.1a), corresponde a un comportamiento plástico, en el que se evidencian deformaciones permanentes al momento de una descarga. Cuando la descarga ocurre desde el punto B, se genera la trayectoria BC, paralela a una tangente de la trayectoria OA. Las deformaciones generadas durante la carga OAB corresponden a deformaciones plásticas o permanentes (OC) y deformaciones elásticas o recuperables (CD).

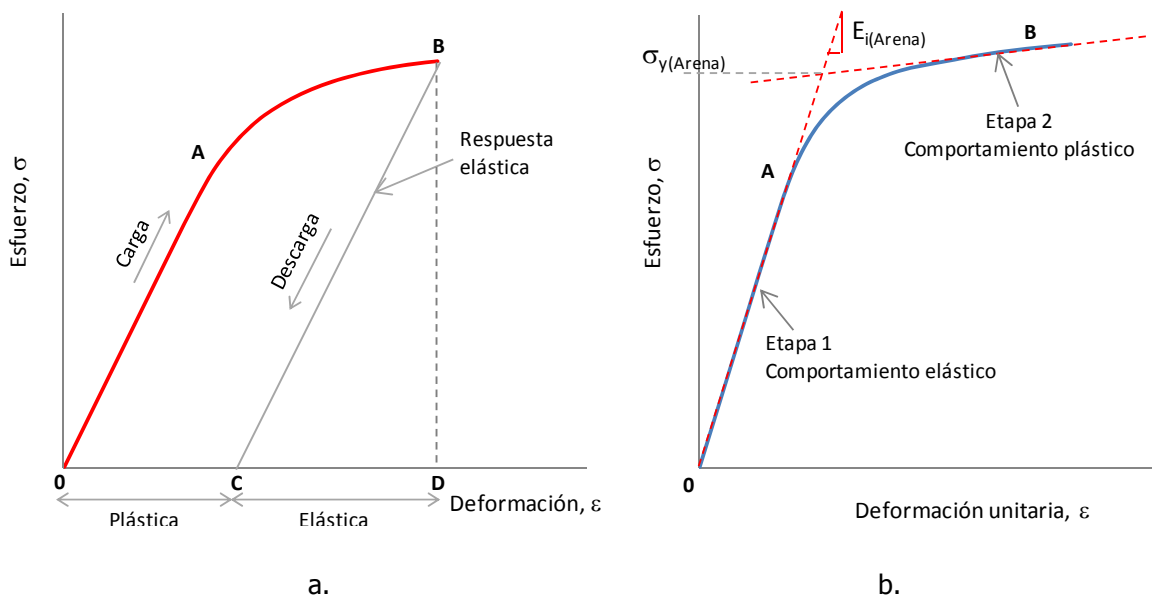


Figura 3.1. Comportamiento esfuerzo-deformación de una arena suelta.

Para el caso del poliestireno expandido (EPS), el comportamiento esfuerzo-deformación ante la aplicación de una fuerza de compresión se caracteriza por tres etapas, las cuales se ilustran en la figura 3.2.

- *Etapa 1*, obedece a un comportamiento elástico lineal con deformaciones unitarias máximas entre el 1% y el 2%. Las deformaciones son totalmente recuperables. El comportamiento elástico se describe en función del módulo tangente inicial $E_{i(EPS)}$ y la relación de Poisson.
- *Etapa 2*, corresponde a un comportamiento plástico que alcanza deformaciones unitarias máximas cercanas al 70%. En esta etapa ocurren grandes distorsiones de los elementos que integran la estructura celular y el colapso de ésta. Se generan grandes deformaciones permanentes y por ende reducciones volumétricas significativas. El comportamiento plástico ocurre a partir del esfuerzo de fluencia $\sigma_{Y(EPS)}$ y se caracteriza por el módulo tangente $E_{p(EPS)}$.

→ *Etapa 3*, representa un proceso de densificación en el cual la estructura celular cambia a prácticamente un sólido integrado por capas de las paredes de las celdas, ocurriendo deformaciones superiores al 70%.

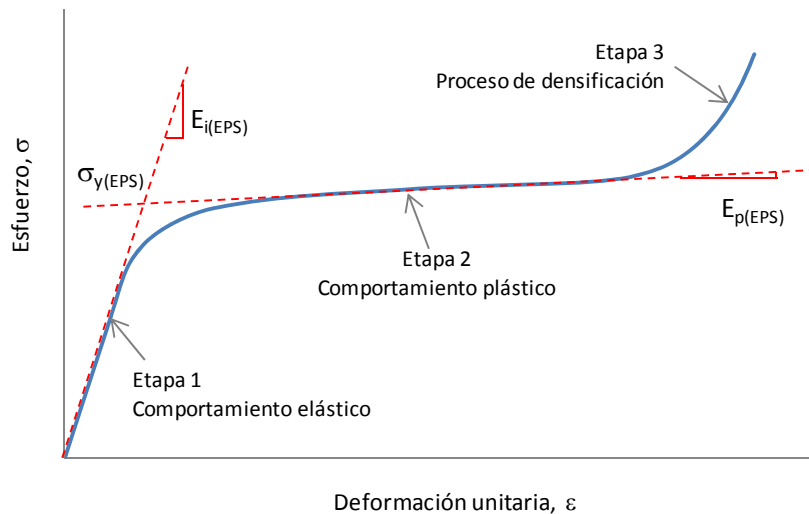


Figura 3.2. Comportamiento esfuerzo-deformación del poliestireno expandido. (Modificada de Gibson y Ashby 1999).

En un sistema muro de retención-suelo, MR-S (figura 3.3), la presión de tierra sobre el respaldo de la estructura de retención es función del estado de esfuerzos en la masa de suelo que conforma el relleno; el cual depende del tipo de movimiento (rotación y/o traslación) que experimenta el muro de retención ante este empuje.



Figura 3.3. Sistema muro de retención-suelo (MR-S).

Los estados de esfuerzos alcanzables por el suelo de relleno son:

- *Estado de esfuerzos en reposo*. En este caso, la relación entre el esfuerzo efectivo principal menor (σ'_h) y el esfuerzo efectivo principal mayor (σ'_v) del suelo es tal, que el muro de retención no experimenta movimiento alguno y la presión transmitida por el suelo al respaldo del MR se denomina presión en reposo, P_o (figura 3.4). El círculo de Mohr correspondiente a este estado de esfuerzos, se ilustra con una línea punteada verde en la figura 3.5.
- *Estado de esfuerzos activo*. En condición activa, el MR experimenta movimientos en sentido contrario al relleno, lo cual implica una reducción del σ'_h , conservando el mismo σ'_v . La presión transmitida al MR se denomina presión activa, P_a (figura 3.4), y el círculo de Mohr correspondiente es el indicado con una línea continua roja en la figura 3.5.

→ *Estado de esfuerzos pasivo*. La aplicación de una presión pasiva, P_p , en el respaldo de un MR es el producto de un movimiento del muro hacia el relleno (figura 3.4), provocando un aumento del esfuerzo principal menor del suelo. Este aumento es tal que, el σ'_h excede el σ'_v , lo cual ocasiona una inversión en la relación de esfuerzos, como se puede constatar en el círculo de Mohr correspondiente (línea segmentada azul de la figura 3.5).

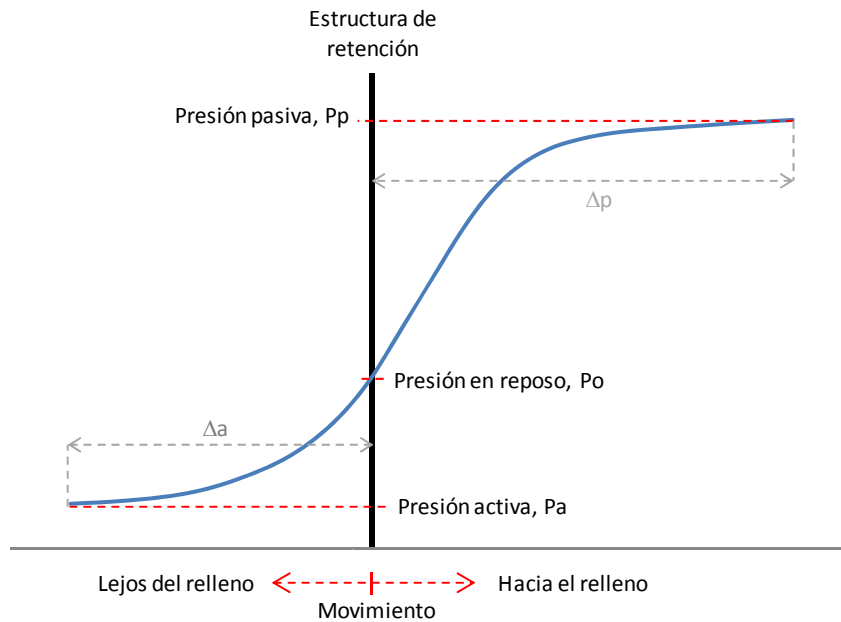


Figura 3.4. Movimientos presentes en los diferentes estados de esfuerzos.

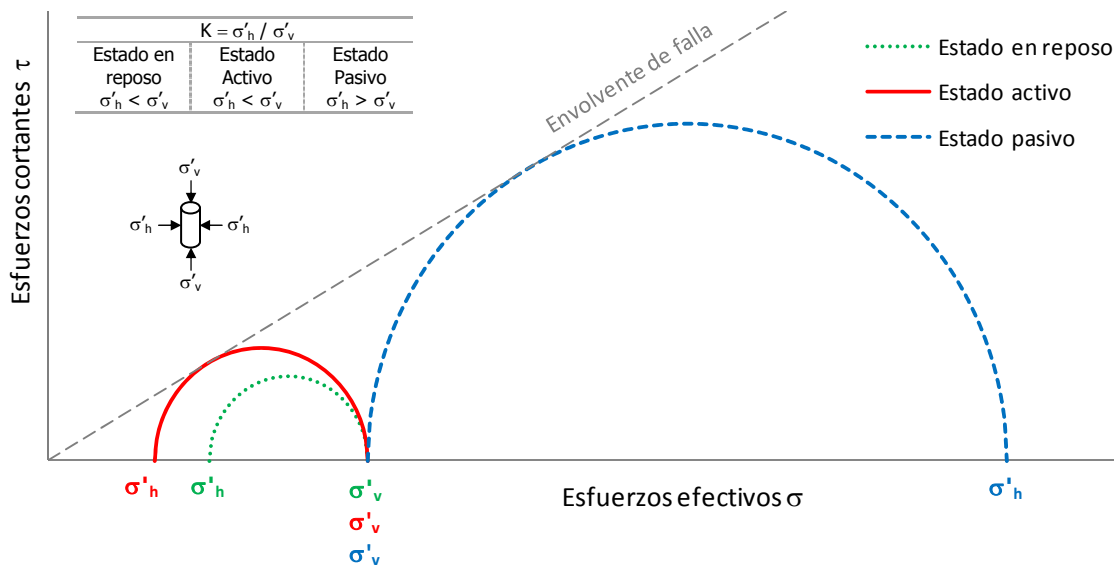


Figura 3.5. Círculos de Mohr para los diferentes estados de esfuerzos.

En un sistema muro de retención-inclusión compresible-suelo, MR-IC-S (figura 3.6), el comportamiento esfuerzo-deformación del relleno y de la inclusión, de manera acoplada, es un factor

fundamental en la reducción de los esfuerzos transmitidos a la estructura de retención. La figura 3.7 esquematiza la respuesta, ante esfuerzos de compresión, de una arena suelta y de un bloque de EPS; para el punto A de la figura 3.6; en esta figura se aprecia que el esfuerzo de fluencia y la deformación de fluencia de la arena, $\sigma_{y(Arena)}$ y $\varepsilon_{y(Arena)}$, son menores al esfuerzo de fluencia y la deformación de fluencia del EPS, $\sigma_{y(EPS)}$ y $\varepsilon_{y(EPS)}$. Por consiguiente, durante el rango de comportamiento elástico del EPS, la arena presenta un comportamiento elástico-plástico. Esto significa, en términos de deformación, que mientras el EPS presenta deformaciones totalmente recuperables, la arena puede experimentar: a) deformaciones reversibles o b) deformaciones irreversibles y recuperables (figura 3.1a). Conviene señalar que la curva esfuerzo-deformación de la arena debe obtenerse de un ensayo triaxial en el que la etapa de falla se obtiene manteniendo constante el esfuerzo axial, mientras se disminuye el esfuerzo radial.

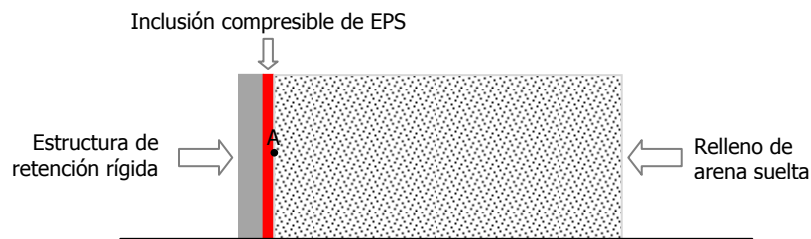


Figura 3.6. Sistema muro de retención-inclusión compresible-suelo (MR-IC-S).

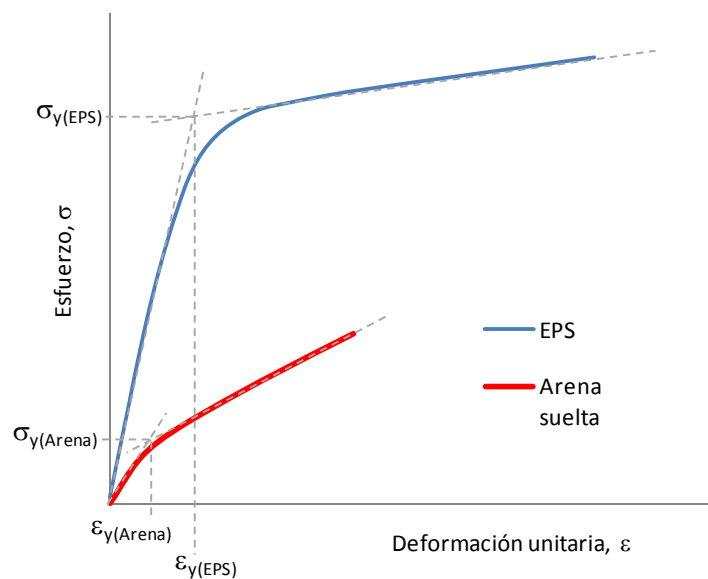


Figura 3.7. Comportamientos esfuerzo-deformación.

A la fecha, diversos autores han concluido que el comportamiento esfuerzo-deformación del EPS depende, para un mismo estado de esfuerzos, primordialmente de la densidad del material (*e. g.* Hazarika, 2006; Horvath, 1995; Ossa y Romo, 2009). Por consiguiente, en un sistema MR-IC-S la disminución de las presiones en el respaldo de la estructura de retención, debido a los desplazamientos en la arena de relleno, será función de la densidad de la inclusión compresible. Por

otro lado, dado el tamaño reducido de los prototipos ensayados en este estudio, el efecto del estado de esfuerzos en el comportamiento del EPS es despreciable.

Con base en estos comentarios se puede concluir que, para igual deformación unitaria, la compresión (desplazamiento lateral) de una inclusión de EPS aumenta con su espesor, lo cual significa que el abatimiento en el empuje de tierra sobre el muro se incrementa, hasta alcanzar el empuje correspondiente al del equilibrio plástico activo (empuje activo) en el suelo. El empuje de tierra disminuirá en función de la magnitud de los desplazamientos inducidos en la arena. El mínimo empuje se tendrá cuando el suelo de relleno alcance su deformación de fluencia (estado de falla activo).

3.2. Comportamiento bajo esfuerzos de compresión dinámica

El comportamiento de un suelo sometido a cargas dinámicas puede describirse con el conocimiento de propiedades dinámicas tales como el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y la relación de amortiguamiento, λ . Estas propiedades exhiben un comportamiento no lineal respecto a la deformación angular, γ , tal como se indica en la figura 3.8. En dicha figura, la zona A indica la transición entre el comportamiento lineal y no lineal del suelo y por consiguiente, el umbral entre las deformaciones recuperables y las deformaciones permanentes. Regularmente, la rigidez de un suelo aumenta a medida que el esfuerzo de confinamiento incrementa. A la fecha existen modelos teóricos y numéricos que permiten analizar el comportamiento dinámico de los suelos (*e. g.* Seed e Idriss, 1970; Hardin y Drnevich, 1972; González y Romo, 2011), los cuales están basados en información experimental de campo y de laboratorio.

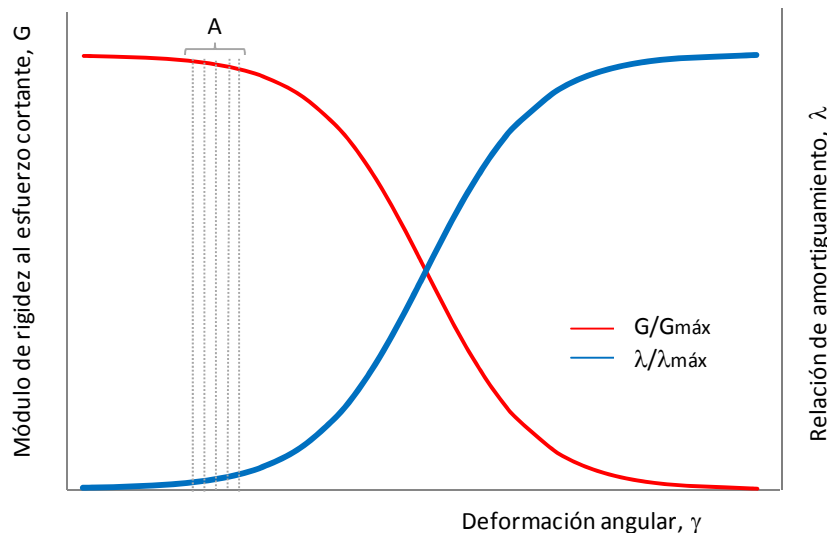


Figura 3.8. Propiedades dinámicas de un suelo.

La variación de las propiedades dinámicas G y λ respecto a la deformación angular, γ , del poliestireno expandido es semejante al indicado en la figura 3.8. Resultados de investigaciones relacionadas con la caracterización y comportamiento dinámico del EPS muestran que al aumentar su densidad, la rigidez aumenta y la deformabilidad disminuye (*e. g.* Athanopoulos *et al.*, 1999; Duškov, 1997 y Leo,

2001); por otro lado, al incrementar el confinamiento, la rigidez decrece y la deformabilidad aumenta (Ossa y Romo, 2011).

En un sistema MR-IC-S, la respuesta del EPS y el material de relleno es acoplado; por consiguiente, es preciso comparar las propiedades dinámicas de las arenas con las del EPS. En este sentido, una comparación entre los resultados presentados por numerosos investigadores, por ejemplo, Seed *et al.* (1986) para arenas con los mostrados por Ossa y Romo (2011) para muestras de EPS, dan como resultado los esquemas de la figura 3.9; en esta figura se presentan los comportamientos normalizados de G y λ respecto a sus valores máximos, $G_{m\acute{a}x}$ y $\lambda_{m\acute{a}x}$. De esta figura se destaca que la rigidez dinámica de una arena comienza a degradarse a deformaciones angulares menores que la rigidez del EPS y su capacidad para disipar energía, es mayor en el intervalo de deformaciones pequeñas a altas. En conclusión, dinámicamente el EPS tolera deformaciones más altas que una arena, sin presentar deformaciones permanentes y por consiguiente, su capacidad para disipar energía es prácticamente nula; caso contrario a la arena, que para igual intervalo de deformaciones angulares, presenta amortiguamientos muy superiores. Por consiguiente, la arena disipa mucho más energía sísmica que el EPS para un intervalo amplio de deformaciones angulares dinámicas, como las causadas por temblores severos y micro-tremores.

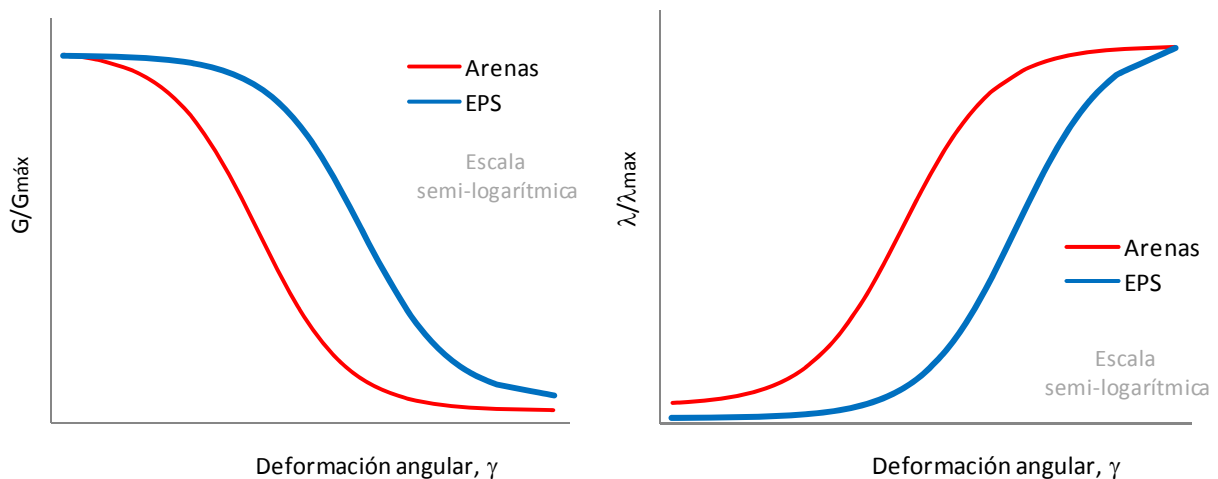


Figura 3.9. Propiedades dinámicas de arenas y del EPS.

3.3. Energía de deformación durante compresión estática

Para materiales elasto-plásticos como las arenas y el EPS, la variación de la carga conforme aumenta el desplazamiento, depende de factores como las propiedades intrínsecas de cada material y el esfuerzo de confinamiento (figura 3.10a). Cuando una arena o un bloque de EPS se someten a esfuerzos de compresión mediante la aplicación de una carga estática, el trabajo efectuado corresponde al producto de la fuerza por el desplazamiento generado. En términos geométricos, el trabajo realizado corresponde al área debajo de la curva carga-desplazamiento (ver figura 3.10b) y por el principio de conservación, la energía de deformación o energía absorbida por el material (arena o EPS) será igual a dicho trabajo, siempre que no se agregue o reste energía en forma de calor.

Si después de aplicar una carga a un material éste es descargado, podrán ocurrir dos casos: 1) que el material regrese a su condición inicial; o sea, que la deformación máxima alcanzada durante la carga no excedió la deformación de fluencia del material, ε_y , y por consiguiente, toda la energía de deformación se recuperó en forma de trabajo y 2) que el material presente una deformación permanente; o sea, que la deformación máxima alcanzada durante la carga sí excedió la deformación de fluencia del material y por ende sólo una parte de la energía de deformación se recuperó en forma de trabajo. En el caso de una arena y de un bloque de EPS, es importante recordar que $\varepsilon_{y(Arena)}$ es apreciablemente menor a $\varepsilon_{y(EPS)}$.

De manera esquemática y en términos de energía, la figura 3.10b presenta el comportamiento carga-deformación de un material elasto-plástico. Durante la carga, el trabajo realizado es igual al área delimitada por los puntos OABCD. Si a partir del punto B el material se descarga, se obtienen, en general, dos trayectorias: 1) si el punto B se encuentra más allá del límite elástico ($B > A$), ocurrirá una deformación permanente OD y 2) si $B < A$, el material recuperará su condición inicial, sin presentar deformación permanente. El triángulo sombreado BCD representa la energía de deformación recuperada durante la descarga, llamada energía de deformación elástica. El área OABDO representa la energía de deformación inelástica, correspondiente a la energía perdida durante el proceso de deformación permanentemente del material (Gere y Timoshenko, 1998).

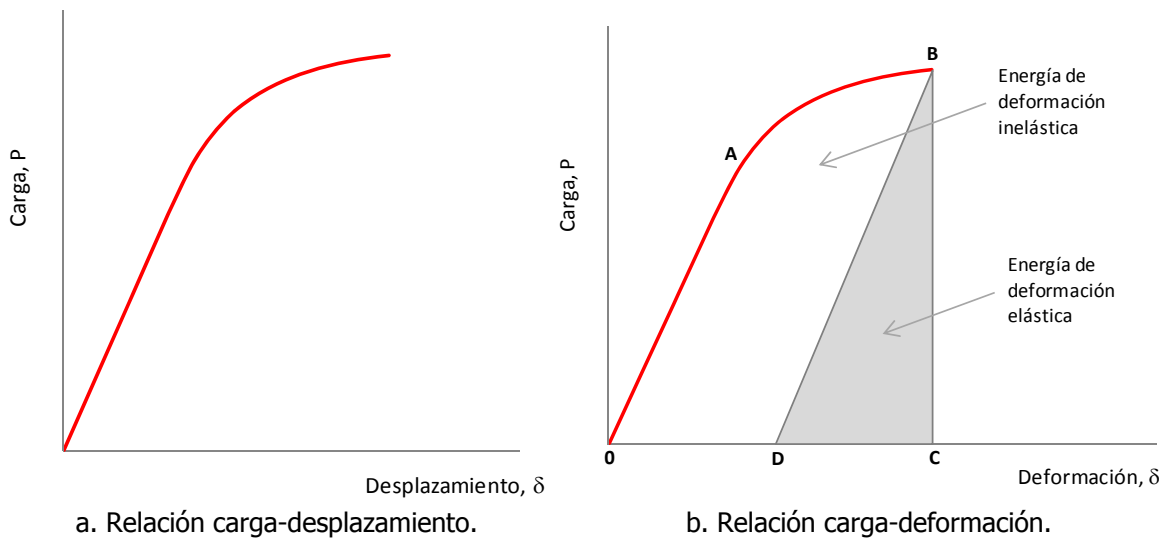


Figura 3.10. Respuesta estática.

Definido el concepto de energía de deformación estática y considerando que el rango de comportamiento elástico del EPS es mayor al rango correspondiente para las arenas (figura 3.7), es posible concluir que el material con mayor capacidad para absorber energía corresponde a las arenas. Consecuentemente, en un sistema MR-IC-S la deformación elástica de la inclusión induce deformaciones plásticas en la arena, provocando un alivio en los empujes sobre el muro (*e. g.*, el estado inicial de empuje de tierra tiende al estado activo). Estos argumentos pueden comprobarse experimentalmente con la información presentada en el capítulo 8.

A la fecha, no existen estudios orientados a estimar el espesor de la franja de material contiguo a la IC que alcance el estado de falla activo; este aspecto es importante para la práctica ingenieril, ya que

permitiría definir zonas aleatorias a la estructura de retención, donde no será recomendable desplantar construcciones. Este aspecto, sin embargo, está fuera del alcance de esta tesis.

3.4. Energía de deformación durante compresión dinámica

La respuesta de una arena y de un bloque de EPS ante la aplicación de una carga cíclica, dependerá de factores como el esfuerzo de confinamiento y el nivel de deformación inducido. Para amplitudes de deformación angular pequeñas, en las cuales el comportamiento de la arena y del EPS es elástico, la respuesta dinámica no depende del número de ciclos y las propiedades de rigidez y amortiguamiento permanecen sin cambio durante la aplicación de la carga cíclica; sin embargo, cuando el nivel de deformación angular (γ) es suficientemente grande para inducir un comportamiento inelástico de la arena y del EPS, la respuesta se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis no lineales en la relación esfuerzo-deformación (figura 3.11).

De manera esquemática (figura 3.11a), cuando un esfuerzo cíclico relativamente grande se aplica a un suelo o un bloque de EPS, la curva esfuerzo-deformación forma un ciclo de histéresis cerrado; en el cual, la trayectoria OA representa el proceso de carga inicial, seguido de un proceso de descarga (trayectoria ABCD) y finalmente una recarga (trayectoria DEFA). El punto D corresponde al cambio de descarga a recarga y está ubicado, respecto al punto A, en el extremo opuesto del ciclo. En esta curva esfuerzo-deformación, se puede hacer referencia a dos trayectorias: 1) la curva esqueleto o trayectoria DOA, asociada a una carga monótonica y 2) el ciclo de histéresis o trayectoria ABCDEFA, asociado a un ciclo descarga-recarga (Ishihara, 1996).

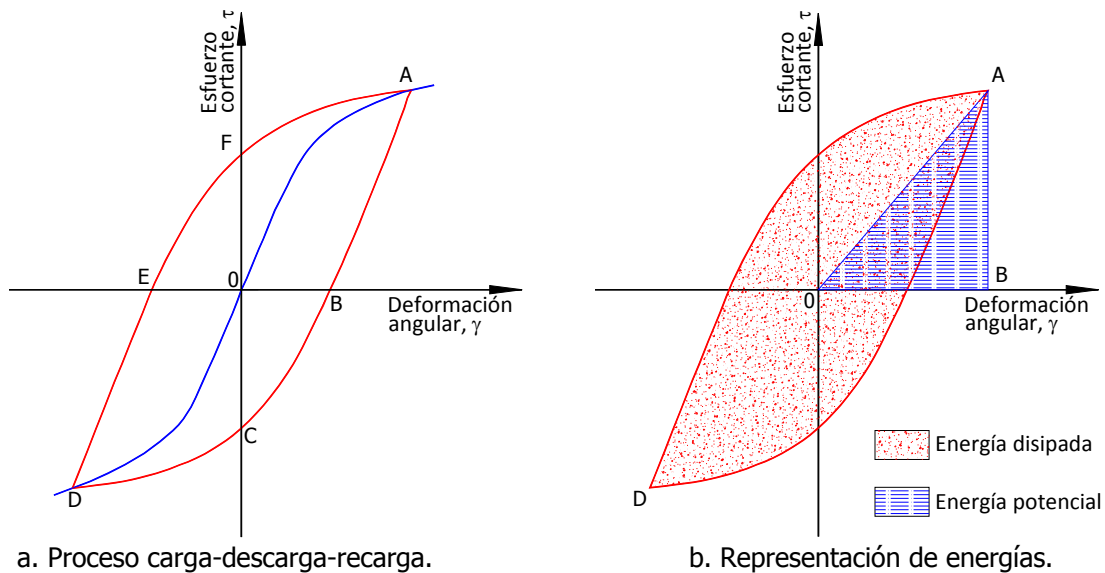


Figura 3.11. Respuesta dinámica.

Los ciclos de histéresis indican la capacidad de un material para disipar energía, ya que la energía disipada en un ciclo descarga-recarga corresponde al área dentro de dicho ciclo de histéresis (figura 3.11b); por otro lado, la energía potencial o energía almacenada durante un ciclo descarga-recarga comúnmente se asume como el área del triángulo OAB (figura 3.11b). La relación entre la energía disipada y la energía potencial se denomina amortiguamiento histerético, λ ,

$$\lambda = \frac{\text{Área dentro del ciclo de histéresis}}{4 \pi \text{Área del triángulo } OAB} \quad [3.1]$$

el cual es una medida de las características disipadoras de una arena y de un bloque de EPS. Para pequeñas deformaciones, estos materiales no disipan mucha energía por histéresis y el valor de la relación de amortiguamiento normalizada respecto a su valor máximo, $\lambda_{\text{máx}}$, se mantiene constante, lo cual es reflejo de un comportamiento elástico lineal del material; en cambio, para deformaciones relativamente grandes, tanto la arena como el EPS, disipan mayor energía por histéresis y por consiguiente la relación de amortiguamiento empieza a aumentar su valor, indicando un comportamiento no lineal del material (figura 3.12).

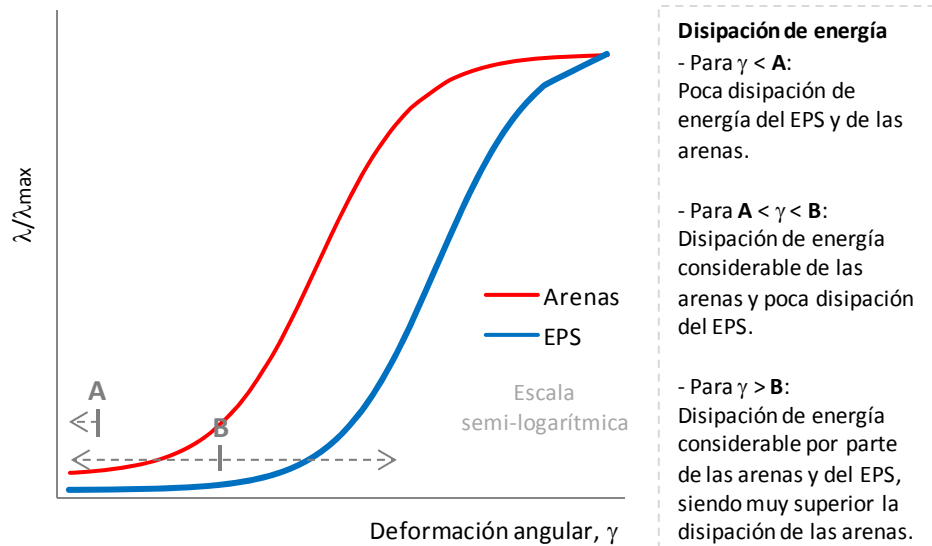


Figura 3.12. Medida de disipación de energía.

Dinámicamente, las tendencias en los comportamientos de la arena y del EPS se asemejan; sin embargo, es importante recordar que la deformación de umbral a partir de la cual el EPS tiene un comportamiento no lineal es apreciablemente mayor que la correspondiente en las arenas (figura 3.9). Consecuentemente, las arenas, como la utilizada en esta investigación, tienen mayor capacidad para disipar energía.

De manera análoga al comportamiento ante esfuerzos de compresión estática, en un sistema MR-IC-S sometido a cargas cíclicas, los empujes horizontales en el respaldo de la estructura de retención se verán reducidos, primordialmente, por la disipación de energía en la arena adyacente a la inclusión compresible, tal como se puede comprobar experimentalmente con la información presentada en el capítulo 8. En términos de disipación de energía, la influencia de la IC de EPS en la atenuación de empujes dinámicos sobre el muro es despreciable.

Resumiendo, la disminución de los empujes dinámicos (disipación de la energía sísmica) en sistemas MR-IC-S (con rellenos conformados por arenas sueltas-medianamente densas), se deben a la deformación plástica en la arena de relleno (consecuentemente altos amortiguamientos), propiciada por la deformación elástica (amortiguamientos prácticamente nulos) de la inclusión de EPS. Estos argumentos desasisten la creencia generalizada en el sentido de que las IC son directamente responsables de las atenuaciones de empujes de tierra sobre muros rígidos.

4. COMPONENTES EXPERIMENTALES Y PROCESAMIENTO DE DATOS

El desarrollo de una investigación experimental conlleva actividades de diseño, adquisición, construcción y puesta en marcha de elementos y equipos, que en su conjunto permiten la realización de ensayos encaminados al estudio de un determinado fenómeno. Este capítulo describe brevemente cada uno de los componentes experimentales requeridos en esta investigación, para evaluar el desempeño dinámico de prototipos de estructuras de retención con inclusiones compresibles.

Con el acoplamiento de todos los componentes experimentales, es posible adquirir información experimental que debe ser procesada para su posterior análisis. Este capítulo, adicionalmente, contiene la metodología empleada en esta investigación para el procesamiento de la información experimental.

4.1. Prototipos de muros de retención

Se diseñó un prototipo de estructura de retención, conformado básicamente por los siguientes elementos:

- Muro de retención rígido de 20 cm de altura y 40 cm de longitud, conformado por una placa de aluminio de 2 cm de espesor.
- Contenedor de acrílico que brinda el espacio necesario para conformar rellenos de arena de 20 x 40 x 60 cm³.

Con el propósito de evaluar exclusivamente el efecto de las inclusiones compresibles en el alivio de empujes dinámicos, el muro de retención se fijó a las paredes y la base del contenedor. Esto asegura que el elemento se moverá en fase con el recipiente al ser excitado dinámicamente, con lo cual se eliminan los modos de traslación y rotación. Bajo estas condiciones, los desplazamientos en el suelo de relleno son sólo causados por las compresiones inducidas en la inclusión, debido a las presiones que el mismo suelo ejerce sobre ella.

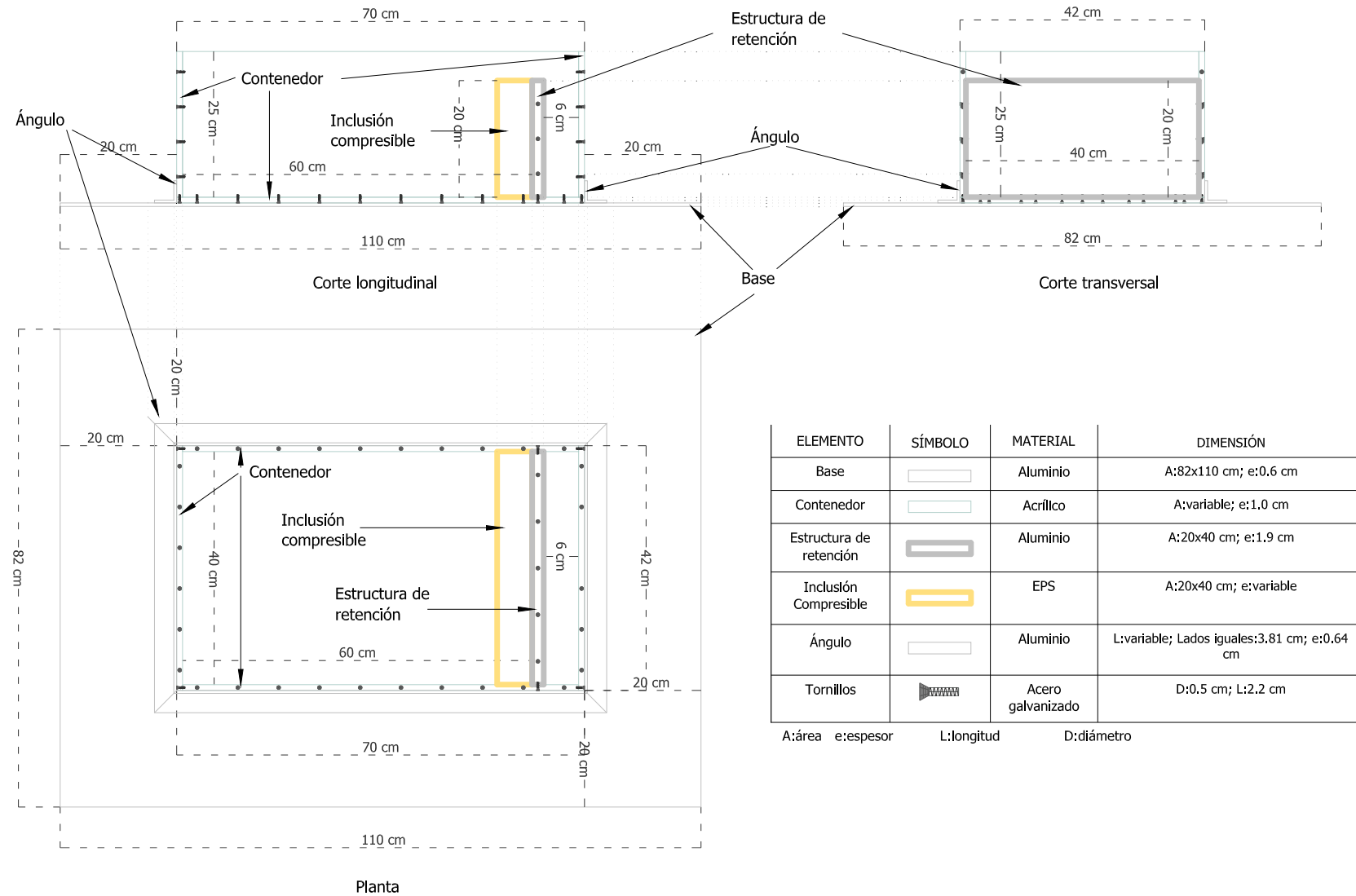


Figura 4.1. Plano de un prototipo de estructura de retención.

La figura anterior presenta el plano de un prototipo, indicando dimensiones y materiales empleados. La construcción de dos prototipos se llevó a cabo en el taller mecánico del Instituto de Ingeniería-UNAM. La figura 4.2 presenta una imagen de uno de los prototipos.

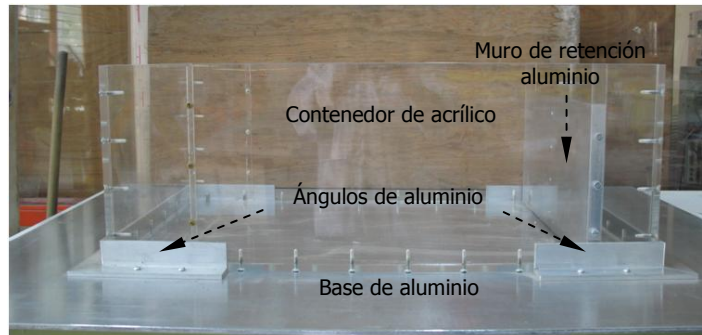
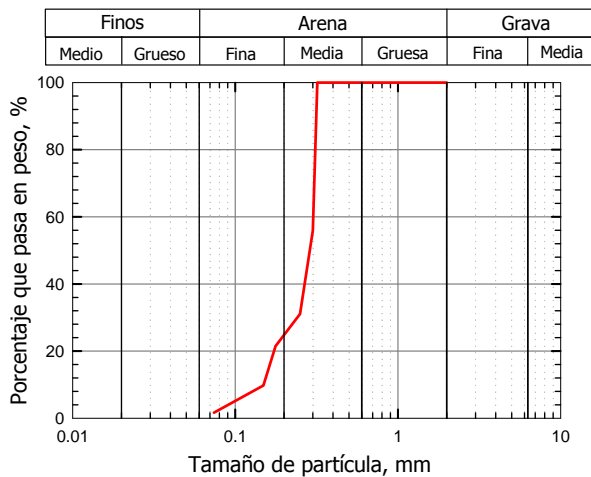


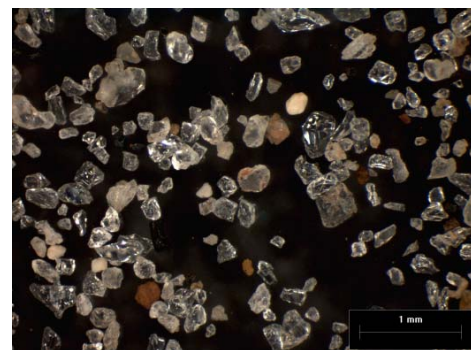
Figura 4.2. Vista lateral de un prototipo.

4.2. Depósitos de arena

El material empleado para conformar los rellenos de los prototipos en estudio, atañe a una arena producto de trituración de roca ígnea (basalto), clasificada como arena mal graduada de fina a media, cuya distribución granulométrica se presenta en la figura 4.3a. El aspecto visual de la arena se presenta en la figura 4.3b, en la cual se pueden observar partículas angulosas y subredondeadas de aspecto vítreo con tonalidades predominantemente cristalinas y en menor cantidad tonos opacos. Las propiedades del material de relleno se presentan en la tabla 4.1.



a. Distribución granulométrica.



b. Imagen de microscopio estereoscópico.

Figura 4.3. Material granular.

Tabla 4.1. Propiedades de la arena empleada.

<i>Característica</i>	<i>Valor</i>	<i>Unidades</i>
Densidad de sólidos	2.62	---
Contenido de agua	0.20 – 0.70	%
Arena	98.40 – 99.30	%
Finos	1.60 – 0.70	%
Diámetro de partícula D ₁₀	0.15 – 0.16	mm
Diámetro de partícula D ₃₀	0.24 – 0.25	mm
Diámetro de partícula D ₆₀	0.30 – 0.31	mm
Coefficiente de uniformidad	1.88 – 2.03	---
Coefficiente de curvatura	1.13 – 1.31	---
Ángulo de fricción (UU*)	30	°

*Prueba triaxial no consolidada, no drenada.

4.3. Inclusiones compresibles

Las inclusiones compresibles empleadas en los prototipos MR-IC-S, corresponden a bloques de poliestireno expandido (EPS) de diferentes pesos volumétricos y distintos espesores (figura 4.4).

Habitualmente, tanto en el ámbito técnico como comercial, el peso volumétrico (γ) de un bloque de EPS es llamado densidad del EPS (ρ); por consiguiente, cabe aclarar que la densidad de un material es la relación entre su peso volumétrico y la aceleración de la gravedad g ($\rho = \gamma/g$). En este documento, con la finalidad de evitar confusiones entre la nomenclatura del peso volumétrico (γ) y de la deformación angular (γ), mencionada más adelante, se refiere el peso volumétrico del EPS como su densidad (ρ).



a. Bloques de EPS.

<i>Peso volumétrico (Densidad)</i> <i>Kg/m³</i>	<i>Espesor</i> <i>cm</i>	<i>Área</i> <i>cm²</i>
10.32	1.55	20 x 40
10.89	0.93	20 x 40
23.40	0.94	20 x 40
25.29	1.55	20 x 40
26.11	1.58	20 x 40
26.86	0.94	20 x 40
32.64	0.97	20 x 40

b. Especificaciones.

Figura 4.4. Inclusiones compresibles.

4.4. Mesa vibradora

Los ensayos experimentales de los prototipos de estructuras de retención se desarrollaron en la mesa vibradora hidráulica unidireccional del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM (figura 4.5). Esta mesa cuenta con capacidad de someter a desplazamientos máximos pico a pico de 0.3 m, modelos y/o prototipos de hasta 800 kg de masa, ubicados sobre una plataforma de trabajo cuadrada de dos metros de lado.

La presente investigación es pionera en el uso de la mesa vibradora mencionada; por consiguiente, el anexo 1 presenta una breve descripción de los componentes de dicha mesa, la cual servirá como referencia para futuras investigaciones.



Figura 4.5. Mesa vibradora hidráulica.

Debido a las características del sistema bomba-mesa-pistón de la mesa, al realizar una prueba el propio sistema busca un equilibrio dinámico, conservando tanto el punto inicial del movimiento como la frecuencia de excitación y ajustando el desplazamiento pico a pico y por ende la aceleración. Este desempeño del sistema exige la obtención de curvas de calibración o tablas con especificaciones de desplazamientos pico a pico y aceleraciones respecto a la frecuencia de operación.

En esta investigación, para la obtención de estos requerimientos, considerando un peso de prototipos de 250 kg aproximadamente, fueron reproducidos diversos movimientos, variando tanto la frecuencia, f , como el desplazamiento pico a pico, D_{p-p} , de entrada; posteriormente, se obtuvieron las señales de

salida del $Dp-p$ y consecuentemente de las aceleraciones, A . Con los valores de entrada y de salida para diversas frecuencias de operación, se elaboraron las tablas de especificaciones de operación de la mesa vibradora, tablas 4.2 y 4.3. Gráficamente, los valores de estas tablas corresponden a las figuras 4.6 y 4.7.

En las tablas 4.2 y 4.3, las casillas sombreadas corresponden a los valores permisibles de la mesa, los demás están fuera del rango operacional del sistema bomba-pistón-mesa.

En resumen, los desplazamientos experimentales pico a pico ($Dp-p$) dependen de la capacidad del sistema hidráulico de la mesa vibradora y ésta varía de acuerdo a las características de la señal de entrada (aceleración y frecuencia) y al peso de los modelos ubicados sobre la plataforma de trabajo.

Es posible obtener analíticamente los desplazamientos permisibles pico a pico para señales de entrada tipo senoidal, correspondientes a diferentes porcentajes k de aceleración de la gravedad, tal como se indica en el anexo 2.

4.5. Instrumentación

Una vez construidos los prototipos de estructuras de retención, se diseñó y estableció la instrumentación requerida para obtener resultados experimentales que permitieran conocer el comportamiento dinámico de los prototipos. La instrumentación consistió en:

→ *Arreglos verticales de celdas de carga.* Cada uno de los prototipos posee dos arreglos verticales de celdas de carga, ubicados al centro del muro de retención ($L/2$, figura 4.8a). Cada arreglo tiene cuatro celdas de carga que permiten registrar cargas horizontales, estáticas y dinámicas, generadas en el respaldo de la estructura de retención y de las inclusiones compresibles (figura 4.8b). La figura 4.9 presenta el detalle del sistema de transmisión de cargas a las celdas, debido a que éstas se encuentran ubicadas en la cara externa del muro de retención (MR). Las celdas de carga corresponden a pequeñas placas rectangulares trabajando a flexión; por consiguiente, cada celda se encuentra fija en uno de sus extremos al MR, para esto se empleó un tornillo y un tacón cúbico (figura 4.9b). El extremo opuesto de las celdas se encuentra unido, con un tornillo, a un tacón cilíndrico que se extiende a través del MR hasta el punto donde se requiere registrar una señal (respaldo del MR y respaldo de la IC, figura 4.9a); en estos puntos, el extremo del tacón cilíndrico posee un disco, con un diámetro de 2.9 cm, sobre el cual es aplicada la carga horizontal que es registrada por la celda (estática y dinámica). La cara externa del disco se encuentra protegida con una membrana delgada y muy flexible que impide el paso de material granular a través del MR y de la IC, sin generar tensiones que pudieran afectar las lecturas de carga. Adicionalmente, este sistema de transmisión de carga cuenta con elementos que permiten mantener la verticalidad en el respaldo del MR y de la IC, proporcionando a su vez el espacio necesario para el desplazamiento del sistema de transmisión de cargas y por ende de la propia celda, generándose así el registro respectivo. Para el análisis de la información, el peso del sistema de transmisión de cargas se consideró despreciable.

Tabla 4.2. Calibración de los Dp-p de la mesa vibradora.

Dp-p entrada mm	Dp-p salida, mm					
	f = 0.5 Hz	f = 1 Hz	f = 2 Hz	f = 3 Hz	f = 4 Hz	f = 5 Hz
5	4.414	3.338	2.099	1.438	0.976	0.647
10	9.564	8.145	5.862	4.429	3.438	2.701
15	14.714	12.951	9.625	7.421	5.901	4.756
20	19.864	17.758	13.388	10.412	8.363	6.810
25	25.014	22.564	17.151	13.404	10.826	8.865
30	30.164	27.371	20.914	16.395	13.288	10.919
35	35.314	32.177	24.677	19.387	15.751	12.974
40	40.464	36.984	28.440	22.378	18.213	15.028
45	45.614	41.790	32.203	25.370	20.676	17.083
50	50.764	46.597	35.966	28.361	23.138	19.137
55	55.914	51.403	39.729	31.353	25.601	21.192
60	61.064	56.210	43.492	34.344	28.063	23.246
65	66.214	61.016	47.255	37.336	30.526	25.301
70	71.364	65.823	51.018	40.327	32.988	27.355
75	76.514	70.629	54.781	43.319	35.451	29.410
80	81.664	75.436	58.544	46.310	37.913	31.464
85	86.814	80.242	62.307	49.302	40.376	33.519
90	91.964	85.049	66.070	52.293	42.838	35.573
95	97.114	89.855	69.833	55.285	45.301	37.628
100	102.264	94.662	73.596	58.276	47.763	39.682
105	107.414	99.468	77.359	61.268	50.226	41.737
110	112.564	104.275	81.122	64.259	52.688	43.791
115	117.714	109.081	84.885	67.251	55.151	45.846
120	122.864	113.888	88.648	70.242	57.613	47.900
125	128.014	118.694	92.411	73.234	60.076	49.955
130	133.164	123.501	96.174	76.225	62.538	52.009
135	138.314	128.307	99.937	79.217	65.001	54.064
140	143.464	133.114	103.700	82.208	67.463	56.118
145	148.614	137.920	107.463	85.200	69.926	58.173
150	153.764	142.727	111.226	88.191	72.388	60.227
155	158.914	147.533	114.989	91.183	74.851	62.282
160	164.064	152.340	118.752	94.174	77.313	64.336
165	169.214	157.146	122.515	97.166	79.776	66.391
170	174.364	161.953	126.278	100.157	82.238	68.445
175	179.514	166.759	130.041	103.149	84.701	70.500
180	184.664	171.566	133.804	106.140	87.163	72.554

Tabla 4.3. Calibración de las amplitudes de aceleración, A, de la mesa vibradora.

A entrada g	A salida, g					
	f = 0.5 Hz	f = 1 Hz	f = 2 Hz	f = 3 Hz	f = 4 Hz	f = 5 Hz
0.01	0.008	0.006	-0.006	-0.029	-0.042	-0.075
0.02	0.019	0.016	0.002	-0.023	-0.037	-0.070
0.03	0.029	0.025	0.009	-0.017	-0.032	-0.066
0.04	0.039	0.035	0.017	-0.011	-0.027	-0.062
0.05	0.049	0.045	0.024	-0.004	-0.022	-0.057
0.06	0.059	0.055	0.032	0.002	-0.017	-0.053
0.07	0.069	0.064	0.039	0.008	-0.012	-0.049
0.08	0.079	0.074	0.047	0.014	-0.008	-0.045
0.09	0.089	0.084	0.054	0.020	-0.003	-0.040
0.10	0.099	0.094	0.062	0.027	0.002	-0.036
0.12	0.120	0.113	0.077	0.039	0.012	-0.027
0.14	0.140	0.133	0.092	0.051	0.022	-0.019
0.16	0.160	0.152	0.107	0.064	0.032	-0.010
0.18	0.180	0.172	0.122	0.076	0.041	-0.001
0.20	0.200	0.191	0.137	0.088	0.051	0.007
0.25	0.251	0.240	0.174	0.119	0.076	0.029
0.30	0.301	0.289	0.212	0.150	0.100	0.050
0.35	0.352	0.338	0.250	0.181	0.125	0.072
0.40	0.402	0.386	0.287	0.212	0.149	0.093
0.45	0.453	0.435	0.325	0.243	0.174	0.115
0.50	0.503	0.484	0.362	0.274	0.198	0.136
0.60	0.604	0.581	0.438	0.336	0.247	0.179
0.70	0.705	0.679	0.513	0.397	0.296	0.222
0.80	0.806	0.777	0.588	0.459	0.345	0.265
0.90	0.907	0.874	0.663	0.521	0.394	0.309
1.00	1.009	0.972	0.738	0.583	0.443	0.352
1.20	1.211	1.167	0.888	0.706	0.541	0.438

Calibraciones válidas para el peso de dos prototipos de estructuras de retención (250 kg aproximadamente).

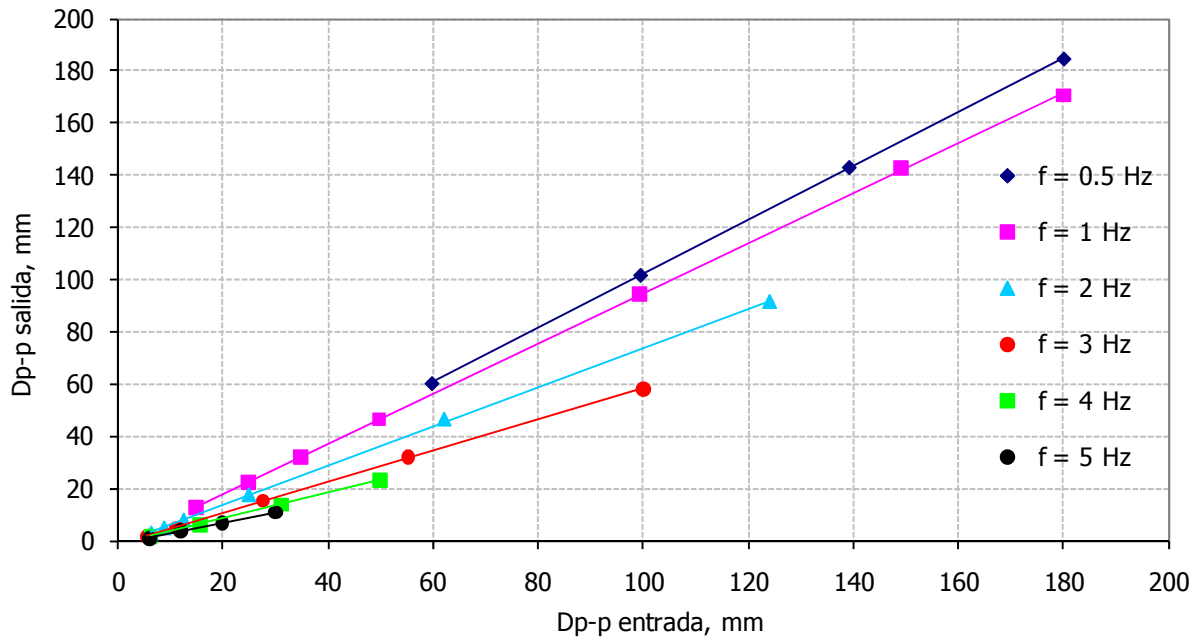


Figura 4.6. Especificaciones de desplazamientos pico a pico, Dp-p.

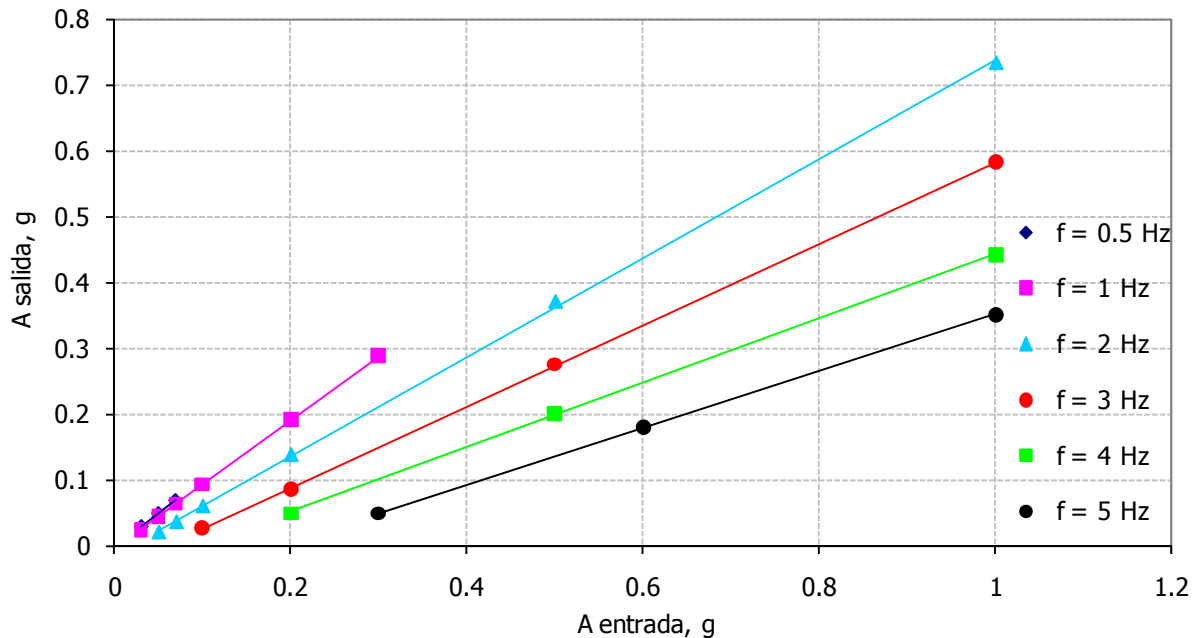
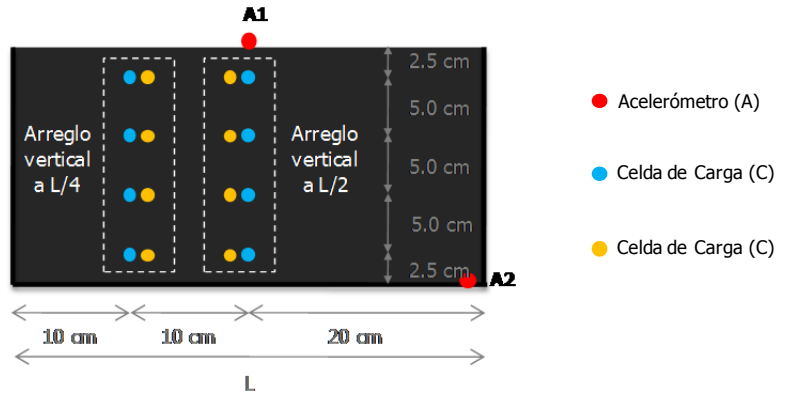
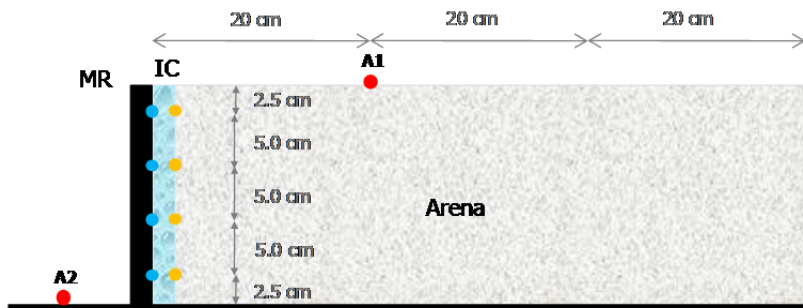


Figura 4.7. Especificaciones de amplitud de aceleración, A.

→ *Arreglo vertical de celdas de carga adicional.* Sólo uno de los prototipos posee un arreglo vertical adicional, ubicado a un cuarto de la longitud de la estructura de retención ($L/4$, figura 4.8). El empleo de este arreglo adicional, fue con el propósito de estimar el efecto potencial de la frontera lateral del prototipo (fricción entre el relleno y las caras laterales del contenedor), sobre los registros adquiridos en el centro de la estructura de retención. Una vez que se alcanzó el propósito anterior, se omitió el uso de dicho arreglo adicional.



a. Vista frontal del muro de retención.



b. Corte transversal del prototipo.
Figura 4.8. Instrumentación.

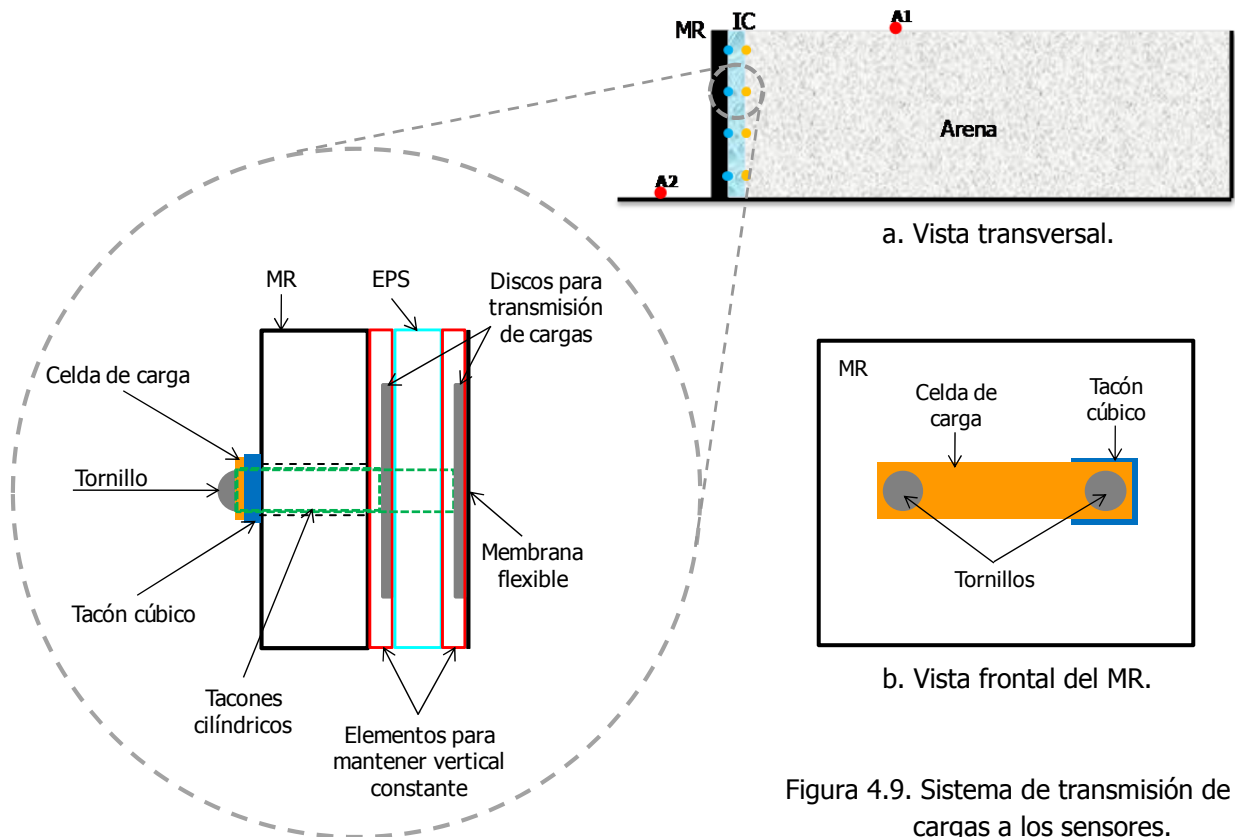


Figura 4.9. Sistema de transmisión de cargas a los sensores.

→ *Acelerómetros*. Para el registro de aceleraciones, se instaló un acelerómetro en la base de los prototipos, con objeto de adquirir la aceleración de entrada durante la excitación. Además, cada prototipo cuenta con un acelerómetro en la superficie del relleno de arena, con la finalidad de obtener experimentalmente, la aceleración en la parte superior de los prototipos (figura 4.8).

Las especificaciones de los instrumentos o sensores adquiridos, se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4.4. Instrumentación instalada.

<i>Instrumento</i>	<i>Especificación</i>
Celdas de carga	Omega Modelo LCL-005 Capacidad: 0 – 5 lbs
Acelerómetro	1 eje $\pm 1.7g$ NP fabricante: ADXL103CE No Newark: 19M8780 Fabricante: Analog devices

Planteada la instrumentación y considerando que los prototipos en estudio obedecen a estructuras de retención con dimensiones pequeñas ($H = 20$ cm), en las cuales se registra la carga horizontal ejercida por depósitos de arena, y que dicha carga corresponde al valor aplicado en discos con diámetro de 2.9 cm (discos para transmisión de cargas, figura 4.9a); se obtuvo la relación entre el área de un disco de transmisión de carga y el área correspondiente a una partícula de arena con diámetro igual a 0.285 mm (D_{50}), a fin de descartar la posible concentración de carga debida a una sola partícula (tabla 4.5). De manera gráfica, la relación de áreas mencionada puede apreciarse en la figura 4.10.

Tabla 4.5. Relación de áreas.

	Disco de transmisión de carga (1)	Partícula de arena (2)	Relación (1) / (2)
Diámetro	29.00 mm	0.2850 mm	101.75
Área	660.5199 mm ²	0.0638 mm ²	10,352.98

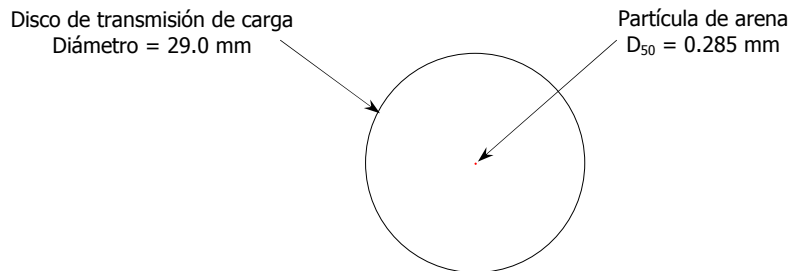


Figura 4.10. Relación de áreas.

Observando tanto la tabla 4.5 como la figura 4.10, se puede decir que las cargas registradas por las celdas obedecen al valor de carga aplicado en un área de 6.61 cm² (660.5199 mm²), la cual está en contacto con 10,350.0 partículas de arena aproximadamente. Dada la magnitud de la relación de áreas, en esta investigación se descarta la posibilidad de concentración de cargas en los discos de

transmisión, que pudieran arrojar magnitudes de carga erróneas que a su vez, impidieran reproducir adecuadamente el fenómeno de empuje de tierra.

4.5.1. Calibración de sensores

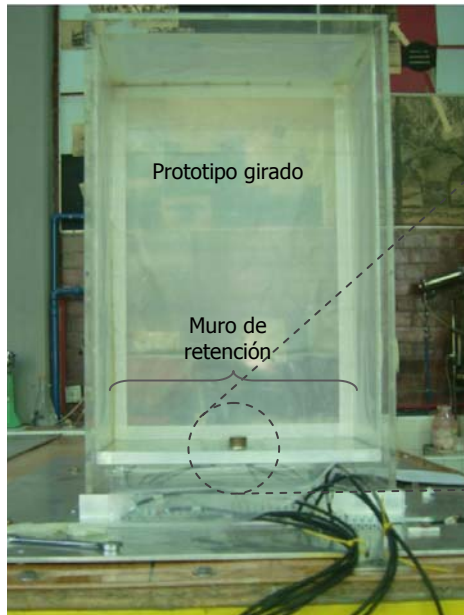
Una vez adquiridos los sensores se procedió a su calibración. A continuación se describe someramente el proceso de calibración de cada sensor.

- *Celdas de carga (unidad: gramos, gr)*. Se definieron varios incrementos de carga, ΔP , que posteriormente fueron aplicados de manera consecutiva sobre el sistema que transmite las cargas a cada una de las celdas (figura 4.11a y 4.11b). Cada incremento de carga fue registrado con el valor de voltaje correspondiente; después, estos datos fueron graficados (figura 4.11c), lo cual permitió obtener la constante de calibración de cada uno de los sensores (tabla 4.6). Internacionalmente, la unidad de gramos es representada como g , sin embargo, en esta investigación se representa como gr para evitar posibles confusiones, posteriormente, con la unidad de aceleración de la gravedad g .
- *Acelerómetros (unidad: 9.81 m/s^2 , g)*. Despreciando la masa de los acelerómetros y posicionándolos sobre un teodolito con ángulo de inclinación cero, correspondiente a una componente horizontal de aceleración cero, se sometieron a distintos ángulos de inclinación los acelerómetros, calculando el respectivo valor de la componente horizontal de la aceleración (figura 4.12). Con la información aceleración *versus* ángulo de inclinación, se obtuvieron las constantes de calibración de los acelerómetros (tabla 4.6).
- *Sensor de desplazamiento de la mesa vibradora, LDT (unidad: milímetros, mm)*. Inicialmente se centró la plataforma de trabajo de la mesa, después se indujeron distintos incrementos de desplazamiento, ΔL , registrando cada incremento con el valor de voltaje correspondiente. Los desplazamientos inducidos no excedieron el valor máximo posible de desplazamiento de la plataforma (381 mm). Posteriormente, con la información desplazamiento *versus* voltaje, se obtuvo la constante de calibración del LDT (tabla 4.6).

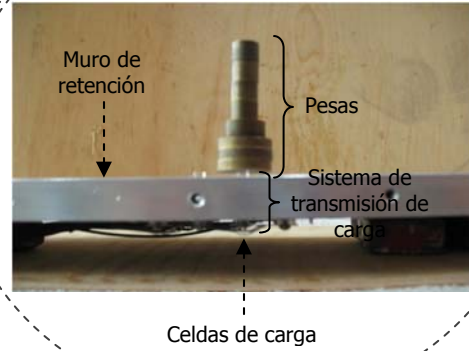
4.6. Sistema de adquisición de datos

Para la realización de ensayos en la mesa vibradora, un usuario debe manipular un programa amigable diseñado en el software LabVIEW 8.5, el cual cumple las siguientes funciones: calibración de sensores, generación de una señal de entrada o señal de excitación, adquisición de datos y visualización de una prueba. Este software se desarrolló en coordinación con personal de la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

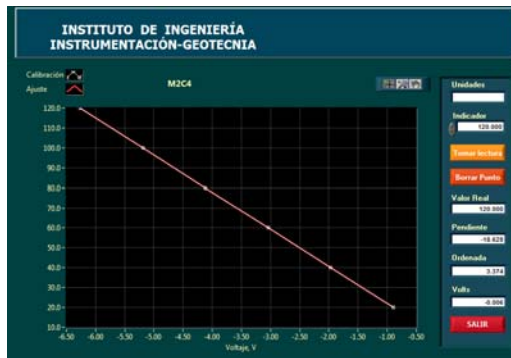
De manera general, la Adquisición de Datos se realiza en tres etapas:



a. Proceso de calibración.

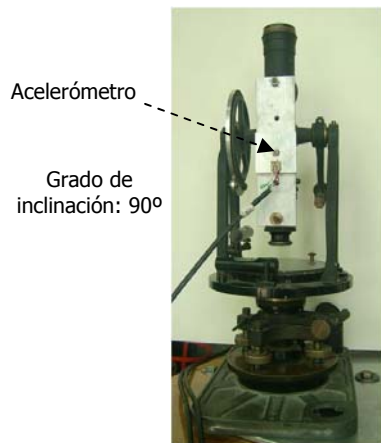


b. Sistema de carga.



c. Curva de calibración.

Figura 4.11. Calibración de celdas de carga.



a. Proceso de calibración.

<i>Aceleración</i> % g	<i>Aceleración</i> m/s^2	<i>Ángulo</i> σ
0	$0.00 \times 9.81 = 0.00$	$\text{Arc sen } (0.00) = 0.0$
25	$0.25 \times 9.81 = 2.45$	$\text{Arc sen } (0.25) = 14.5$
50	$0.50 \times 9.81 = 4.91$	$\text{Arc sen } (0.50) = 30.0$
75	$0.75 \times 9.81 = 7.35$	$\text{Arc sen } (0.75) = 48.5$
100	$1.00 \times 9.81 = 9.81$	$\text{Arc sen } (1.00) = 90.0$

b. Datos de calibración.

Figura 4.12. Calibración de acelerómetros.

Tabla 4.6. Constantes de calibración de los sensores.

Prototipo	Sensor	Arreglo vertical	Etiqueta	Constante de calibración	
UNO	Celdas de carga	L/2 Respaldo MR	C1	-17.999	
			C2	-17.631	
			C3	-17.989	
			C4	-18.068	
		L/2 Respaldo IC	C5	-18.114	
			C6	-18.278	
			C7	-18.413	
			C8	-18.056	
	Acelerómetros	---	A1	644.693	
			A2	630.853	
	DOS	Celdas de carga	L/2 Respaldo MR	C1	-18.439
				C2	-18.225
				C3	-18.597
				C4	-18.628
			L/2 Respaldo IC	C5	17.906
				C6	17.892
C7				17.541	
C8				18.773	
L/4 Respaldo MR			C9	17.438	
			C10	18.398	
			C11	17.592	
			C12	18.565	
L/4 Respaldo IC			C13	-18.507	
			C14	-17.358	
			C15	-17.500	
			C16	17.882	
Acelerómetro	---	A1	956.904		
MESA VIBRADORA	Sensor de desplazamiento	---	LDT	18.833	

- *Etapa de entrada.* En esta etapa los sensores realizan la adquisición de datos, convirtiendo las variables físicas en señales eléctricas.
- *Etapa de amplificación y conversión de señal.* Las señales eléctricas son convertidas en señales digitales, además de ser amplificadas.
- *Etapa de salida.* Etapa en la que son procesadas las señales digitales para generar archivos de texto que almacenen los registros de todos los canales disponibles.

El anexo 1 presenta un diagrama de flujo global del sistema de adquisición de datos de la mesa vibradora hidráulica del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

4.7. Señales dinámicas

Con el propósito de someter distintos prototipos de estructuras de retención a excitaciones dinámicas semejantes a las provocadas por diversos sismos, las características de las señales dinámicas (aceleración y frecuencia) empleadas en la etapa experimental, son producto del análisis de una base de datos conformada por registros acelerográficos de campo y espectros de diseño de 40 sitios de la república mexicana (anexo 3).

Inicialmente, se escogieron de manera aleatoria 40 registros acelerográficos de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., 1999) y posteriormente se obtuvieron los espectros de diseño correspondientes a los sitios de los registros de aceleración mediante el programa PRODISIS (Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas, 2008). El procesamiento de la información consistió en:

- *Registros de campo.* Seleccionar la aceleración máxima de cada registro y posteriormente, mediante el espectro de amplitudes de Fourier, obtener el contenido de frecuencias seleccionando la o las frecuencias dominantes.
- *Espectros de diseño.* Seleccionar la aceleración máxima de cada espectro, así como los periodos correspondientes y por ende las frecuencias respectivas. Los espectros procesados corresponden a espectros transparentes en roca (sin factores de reducción) para un nivel de importancia estructural convencional.

Una vez obtenidos los valores de aceleraciones máximas, frecuencias dominantes y periodos de diseño (anexo 3), se determinaron los valores de las aceleraciones máximas y las frecuencias más incidentes en la base de datos. Con estos rangos y tomando en cuenta las especificaciones de operación de la mesa vibradora a emplear en la etapa experimental, fueron definidos los siguientes valores de aceleración y de frecuencia para las señales dinámicas experimentales.

Tabla 4.7. Características de las señales dinámicas experimentales.

<i>Aceleración, g</i>	<i>Frecuencia, Hz</i>
0.05	1
	2
	3
0.10	1
	2
	3

Con estas características de excitación y las variables de densidad y espesor de las inclusiones compresibles, fueron realizados 48 ensayos de prototipos MR-IC-S en mesa vibradora, cuyos resultados son presentados en los capítulos 7 y 8.

4.8. Procesamiento de la información

Al realizar un ensaye dinámico en la mesa vibradora, el sistema de adquisición de datos (sección 4.6) genera un archivo de texto con los registros crudos o sin procesar de cada uno de los sensores instalados en los prototipos y en la mesa vibradora. La captura de los datos se realiza cada intervalo de tiempo, Δt , establecido previamente en función de la frecuencia de operación (tabla 4.8). Una vez que se adquieren los registros se prosigue con el procesamiento de los mismos, a fin de poder analizar la información experimental posteriormente. Previo al procesamiento de los registros, es necesario cambiar los archivos de formato (archivos de texto a archivos Excel) e insertarles la columna de tiempo correspondiente a cada ensaye (según frecuencia). A continuación se indican los pasos a seguir para procesar la información de cada sensor.

Tabla 4.8. Intervalos de tiempo, Δt .

<i>Frecuencia de operación</i>	<i>Δt</i>
Menor a uno	$T^*/512$
Mayor o igual a uno	$T^*/128$

*Período en segundos.

4.8.1. Sensor de desplazamiento en la mesa

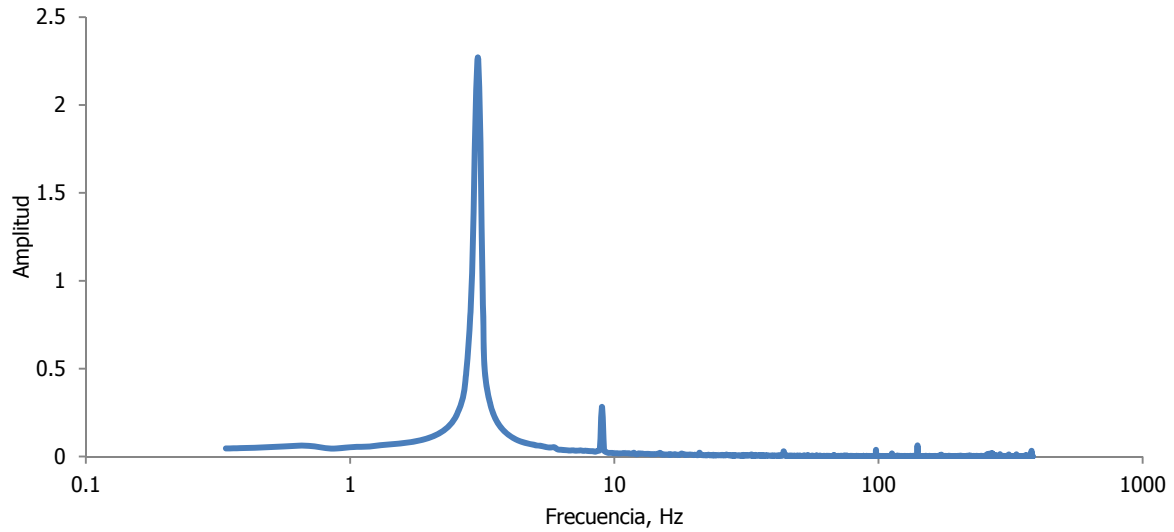
Los pasos a seguir para el procesamiento de los registros de desplazamiento son:

- Seleccionar ciclos de vibración en los que la respuesta de la mesa obedece a un comportamiento periódico.
- Corregir por línea base el registro.
- Obtener el espectro de amplitudes de Fourier (figura 4.13a).
- Filtrar la señal hasta obtener registros próximos a una señal senoidal, sin alterar sustancialmente los valores experimentales (figura 4.13b).
- Diezmado el registro filtrado a fin de generar archivos manejables rápidamente, sin arriesgar precisión en los registros.
- Corregir por línea base el registro de desplazamiento filtrado y diezmado.
- Obtener el registro correspondiente a la aceleración, aplicando la segunda derivada a los datos de desplazamiento filtrados y diezmados.
- Finalmente, graficar los registros procesados de desplazamiento y aceleración (desplazamiento vs tiempo, aceleración vs tiempo).

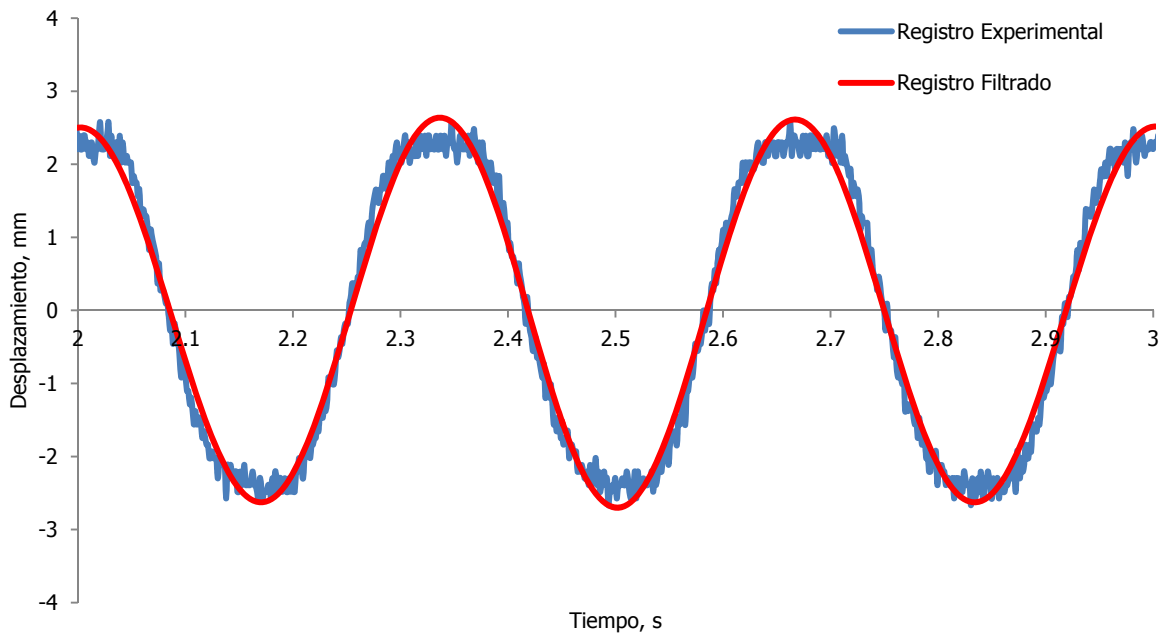
4.8.2. Acelerómetros en los prototipos

Para procesar los registros de aceleraciones, se siguen los siguientes pasos:

- Seleccionar ciclos de vibración en los que la respuesta de los prototipos corresponden a un comportamiento periódico.
- Obtener el espectro de amplitudes de Fourier.



a. Espectro de amplitudes de Fourier.



b. Registros de desplazamientos, experimental y filtrado.

Figura 4.13. Procesamiento de registros de desplazamiento.

- Filtrar la señal sin alterar sustancialmente los valores experimentales.
- Diezmar el registro filtrado a fin de generar archivos manejables rápidamente, sin arriesgar precisión en los datos.
- Corregir por línea base el registro de aceleraciones filtrado y diezclado.
- Finalmente, graficar el registro de aceleración procesado (aceleración vs tiempo, figura 4.14).

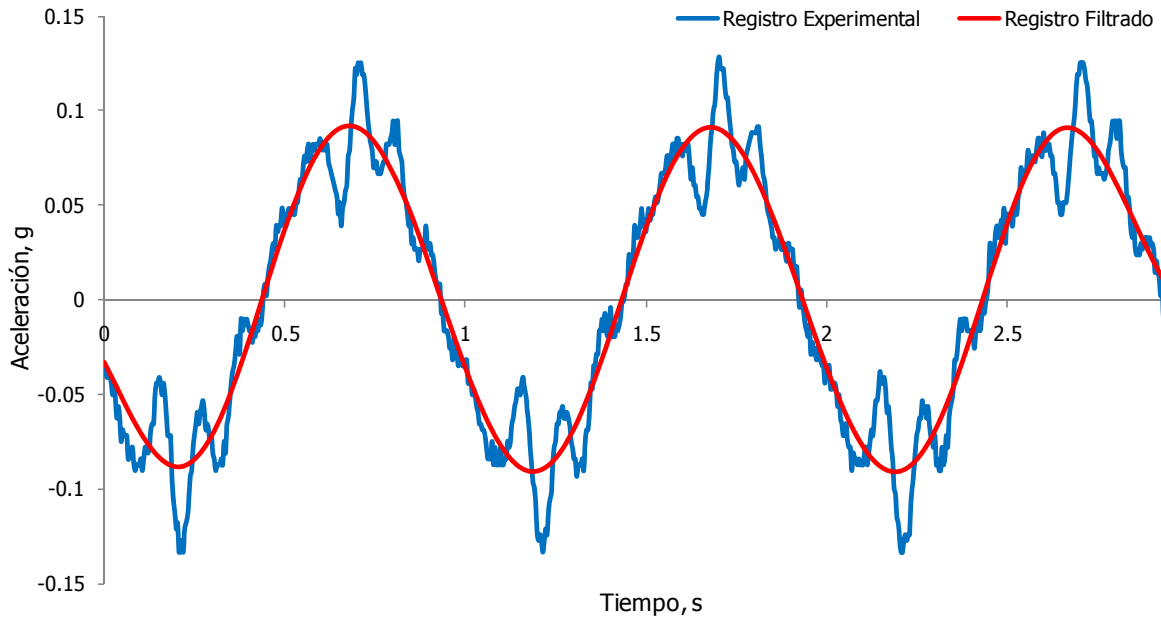


Figura 4.14. Registro de aceleraciones, experimental y filtrado.

4.8.3. Celdas de carga en los prototipos

El procesamiento de los registros de carga depende del tipo de prueba que se ejecute, estática o dinámica. A continuación se describe el procedimiento para procesar los registros de carga, de acuerdo al tipo de ensaye.

Ensaye estático

Los registros de carga estática corresponden a señales adquiridas cuando la amplitud de desplazamiento del ensaye es igual a cero. Estos registros son adquiridos antes y después de conformar cada uno de los rellenos de los prototipos de estructuras de retención (señales Pre-pluviación y Post-pluviación). Los pasos para procesar estos datos son los siguientes:

- Calcular el valor promedio de los registros Pre_pluviación y Post_pluviación.
- Restar el valor promedio de la prueba Pre_pluviación al valor promedio de la prueba Post-pluviación, obteniendo el incremento de carga estática provocado por el relleno.

Ensaye dinámico

Las señales de carga dinámica, corresponden a registros adquiridos cuando la amplitud de desplazamiento del ensaye es mayor a cero. Las pruebas para obtener estos registros se realizan inmediatamente después de adquirir el registro estático Post-pluviación. Los pasos para procesar las señales de carga en el respaldo de la estructura de retención, durante un ensaye dinámico, son los siguientes:

- Seleccionar ciclos de vibración en los que la respuesta de los prototipos corresponden a un comportamiento periódico.
- Corregir por línea base el registro.
- Obtener el espectro de amplitudes de Fourier.
- Filtrar el registro aproximando los datos experimentales a una señal senoidal.
- Corregir por línea base el registro de cargas filtrado.
- Finalmente, graficar el registro de carga procesado (carga vs tiempo, figura 4.15).

Durante el procesamiento de la información experimental, se manipuló el software *Table Curve 2D*, con objeto de obtener los espectros de amplitudes de Fourier, los registros filtrados, los registros diezmados y las derivadas de los registros de desplazamiento.

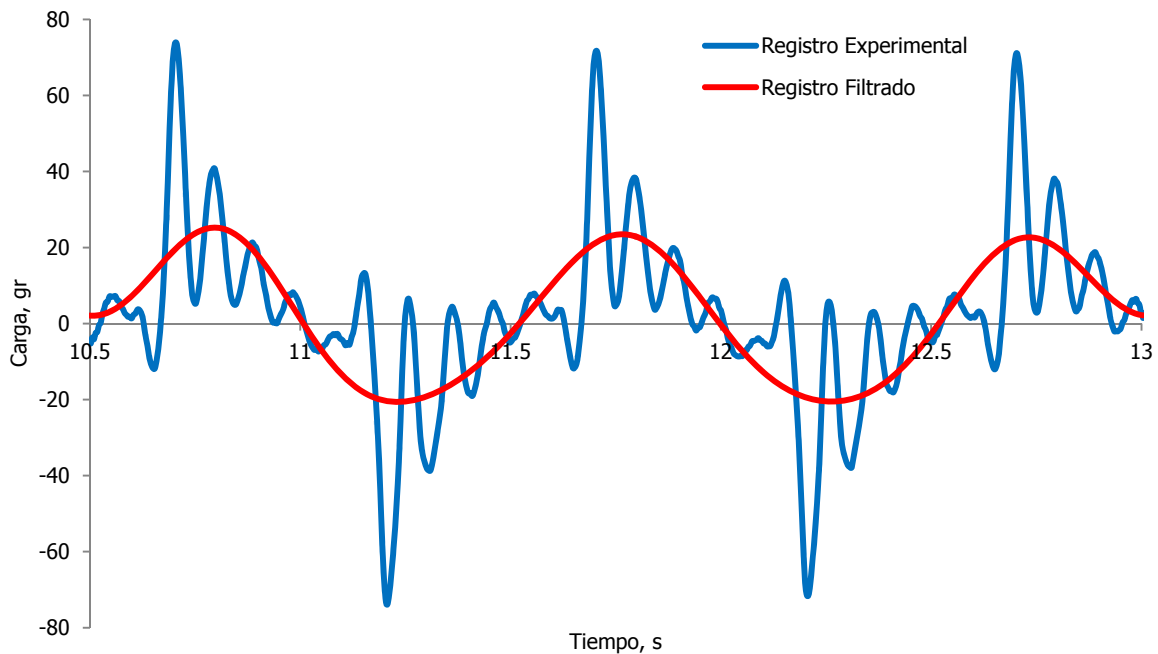


Figura 4.15. Registro de carga, experimental y filtrado.

5. EQUIPO DE PLUVIACIÓN

A la fecha han sido desarrolladas investigaciones experimentales de diversa índole que conllevan la formación de especímenes de volumen mucho mayor a los manipulados habitualmente en un Laboratorio de Mecánica de Suelos (*e. g.* Walker y Whitaker, 1967; Pyke, 1973; Zarnani y Bathurst, 2008); sin embargo, existe una gran escases de información acerca de los métodos de formación de especímenes no convencionales o de grandes dimensiones. Ante este panorama y con el propósito de definir y estandarizar el método de formación del relleno de los prototipos a ensayar, se realizó una consulta bibliográfica y una evaluación experimental acerca de métodos para formación de muestras, como el de pluvitación y el de flujo concentrado (Miura y Toki, 1982; Cresswell *et al.*, 1999; Lee y Coffing, 2000).

Diversos autores han reconocido las ventajas de los métodos de pluvitación frente a los métodos vibratorios y de pisonamiento; por ejemplo, Lo Presti *et al.* (1992) indica que la técnica de pluvitación brinda un peso volumétrico mayor, no presenta rompimiento de partículas, existe un efecto menor de segregación y una mejor reproducibilidad, además de la facilidad y el tiempo de ejecución; por su parte, Rad y Tumay (1985) reportan que esta técnica además de proveer especímenes relativamente homogéneos, su microestructura asemeja a la de un suelo depositado naturalmente por sedimentación e Ishihara y Okada (1978) señalan que especímenes formados por depositación bajo la acción de la gravedad adquieren una microestructura anisotrópica inherente. Según Lo Presti *et al.* (1992), la principal limitación del método de pluvitación empleando elementos difusores o mallas, se debe a la segregación del suelo cuando se manejan suelos con porcentajes de finos mayores a 2%; sin embargo, esta desventaja puede resolverse con el empleo de una tolva móvil.

Los factores que más inciden en la densidad de un depósito de arena seca formado mediante pluvitación, corresponden a la intensidad de depositación de la arena, la uniformidad del proceso de pluvitación y la altura de caída de la arena (Rad y Tumay, 1985; Cresswell *et al.*, 1999). Aunque Miura y Toki (1982) indican que la altura de caída no afecta de manera sustancial la densidad de una muestra, concuerdan con que sí lo hace la intensidad de descarga de la arena.

Los equipos empleados para generar la pluvitación de un material granular son relativamente sencillos, entre éstos se distinguen equipos con elementos difusores como mallas (Cresswell *et al.*, 1999) o placa perforada (Lee y Coffing, 2000) y tolvas móviles (De Alba, 1969). Usualmente, el uso de mallas y placa perforada ha sido reportado para la elaboración de especímenes con volúmenes habituales, entre 80.0 cm³ y 2,000.0 cm³ aproximadamente, mientras que el empleo de tolvas móviles ha sido reportado para generar volúmenes considerables de suelo (superiores a los 2,000.0 cm³, *e. g.* 2.8 x 10⁶ cm³). Durante esta investigación, se buscó adaptar las técnicas de pluvitación con mallas y placa perforada para conformar depósitos de arena de 48,000.0 cm³, volumen correspondiente a los rellenos de los prototipos manejados en el estudio de estructuras de retención.

5.1. Técnicas de formación de probetas

Se estudiaron experimentalmente las técnicas de pluvitación con mallas y con placa perforada, además de la técnica de flujo concentrado. Las características y criterios de selección de los elementos utilizados en esta etapa experimental así como el material pluviado, se indican a continuación.

- *Mallas.* Corresponden a retículas metálicas a través de las cuales pasa el material pluviado (figura 5.1a). El diseño de las mallas consiste en definir la abertura de la misma en función del diámetro máximo de las partículas de la arena a pluviar, $d_{máx}$, para esta investigación $0.3 \text{ mm} < d_{máx} < 0.32 \text{ mm}$; sin embargo, en este caso se seleccionó arbitrariamente la abertura mínima de uso comercial, correspondiente a 4.23 mm (1/6 de pulgada), la cual permite la formación de un depósito de arena uniforme, mediante el abastecimiento continuo de arena sin presentar taponamiento de las mallas (figura 5.1b). Cabe mencionar que la abertura adoptada es menor a la sugerida por Rad y Tumay (1985) correspondiente a 6.35 mm (1/4 de pulgada), lo cual favorece la formación de los depósitos de arena uniformes.
- *Placa perforada.* Se refiere a una placa con determinado patrón de orificios a través de los cuales pasa el material pluviado (figura 5.2a). Al igual que en las mallas, el diseño de la placa está en función del diámetro máximo de las partículas de arena a pluviar y consiste en definir el patrón de perforación (triangular o cuadrado), el diámetro de los orificios así como la separación entre éstos. En esta investigación se escogió un patrón de perforación cuadrado, con diámetro y espaciado entre orificios de 4 mm y 10 mm respectivamente, medidas que se encuentran entre los rangos recomendados por Lee y Coffing (2000). La figura 5.2b muestra el tipo de pluvitación desarrollado con placa perforada.
- *Embudo.* Obedece a un recipiente en forma de cono invertido rematado con un canuto en la parte inferior (figura 5.3a). El diámetro de la abertura inferior del embudo es aproximadamente 20 veces el diámetro máximo de las partículas de arena a pluviar y una quinta parte de la abertura del molde empleado para la medición de pesos volumétricos. La figura 5.3b ilustra el proceso de flujo concentrado.
- *Material.* El suelo pluviado corresponde a la arena empleada para la formación de rellenos en los prototipos de estructuras de retención; por consiguiente, la descripción del material corresponde a la presentada en la sección 4.2.

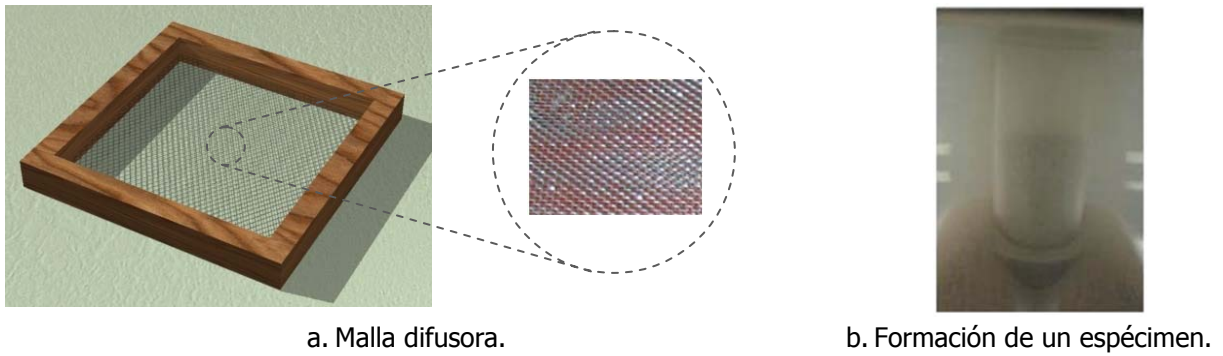


Figura 5.1. Pluviación con malla difusora.

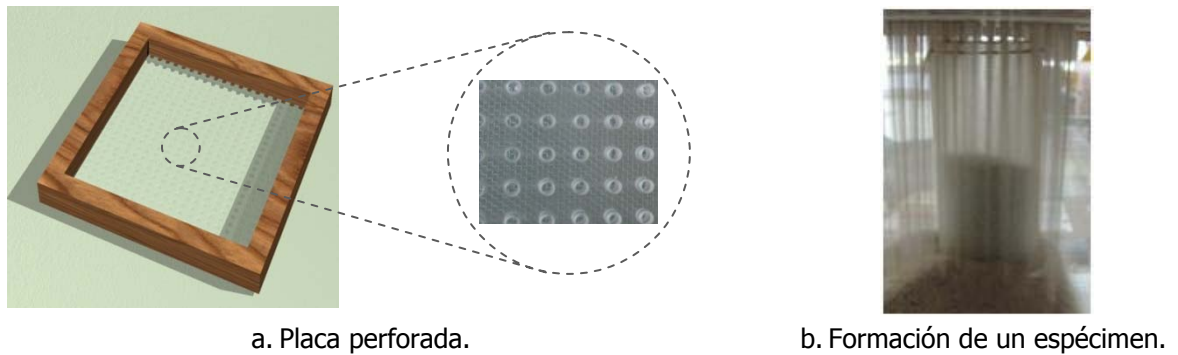


Figura 5.2. Pluviación con placa perforada.



Figura 5.3. Flujo concentrado.

Al inicio de esta investigación y con la finalidad de optimizar los ensayos a realizar, se evaluaron visualmente las técnicas de formación de probetas en estudio. Posteriormente, se ejecutaron pruebas bajo presión atmosférica de dispersión de arena y de medición de pesos volumétricos en una muestra determinada. Durante estas pruebas se evaluaron, de manera independiente y conjunta, las técnicas de pluviación con empleo de mallas y placa perforada, además de la técnica de flujo concentrado.

Las variables consideradas en el método de pluviación fueron la altura de caída de la arena, el número de mallas y la secuencia placa perforada–mallas, en tanto que para la técnica de flujo concentrado se evaluó sólo la altura de caída. En las siguientes secciones se describe tanto la evaluación visual de las técnicas de pluviación y flujo concentrado como las pruebas realizadas durante la etapa de diseño del equipo de pluviación.

5.1.1. Evaluación visual de las técnicas de formación de especímenes

Después de realizar unas primeras pruebas con cada una de las técnicas de formación de especímenes mencionadas y observar características propias de cada una de éstas, es posible anotar lo siguiente:

- *Flujo concentrado*. Consistió en la depositación de material granular por efecto de la gravedad a través del flujo continuo de una columna de arena, caracterizándose por la depositación del material en forma de cono (figura 5.4a) donde, evidentemente existe una mayor concentración de partículas al centro, lo cual refleja una disparidad en la depositación del suelo y en consecuencia se facilita la segregación del material.
- *Pluviación con empleo de placa perforada*. Consistió en la depositación de material granular por efecto de la gravedad a través del flujo continuo de varias columnas de arena. Por lo anterior se concluyó que este método es una adaptación de la técnica de flujo concentrado, caracterizado por la depositación del material en forma de pequeños conos (figura 5.4b), presentando las mismas particularidades de disparidad en la depositación y de segregación del material, aunque a una escala mucho menor debido al diseño de la placa perforada empleada.
- *Pluviación con empleo de mallas*. Consistió en la depositación de material granular por efecto de la gravedad a través del flujo continuo de una columna de arena difuminada, caracterizándose por la depositación del material en forma horizontal y homogénea (figura 5.4c).



a. Flujo concentrado.



b. Pluviación con empleo de placa perforada.



c. Pluviación con empleo de mallas.

Figura 5.4. Características de depositación propias de cada técnica de formación de especímenes.

Partiendo de las observaciones realizadas, se llevaron a cabo pruebas conjuntando las técnicas de pluviación (con mallas y placa perforada), descartando la técnica de flujo concentrado; sin embargo, se presentan resultados de ensayos con este procedimiento sólo con fines comparativos.

5.1.2. Pruebas de dispersión de arena

Estas pruebas consistieron en medir el área de influencia de 300 gramos de arena depositada a través de distinto número de mallas y diversas configuraciones placa perforada-mallas. Se varió la cantidad de mallas de una hasta siete, todas con igual abertura (4.23 mm); también se manejaron distintas alturas de caída, H_d , las cuales fueron provistas por secciones de tubos de PVC ubicados por debajo y por encima de la secuencia de mallas como se esquematiza en la figura 5.5. Para las configuraciones placa perforada-mallas, la placa fue ubicada siempre encima de la serie de mallas y la altura de caída fue de 20 cm (figura 5.5c), correspondientes a la altura del recipiente empleado para la depositación de la arena en los prototipos MR-IC-S.

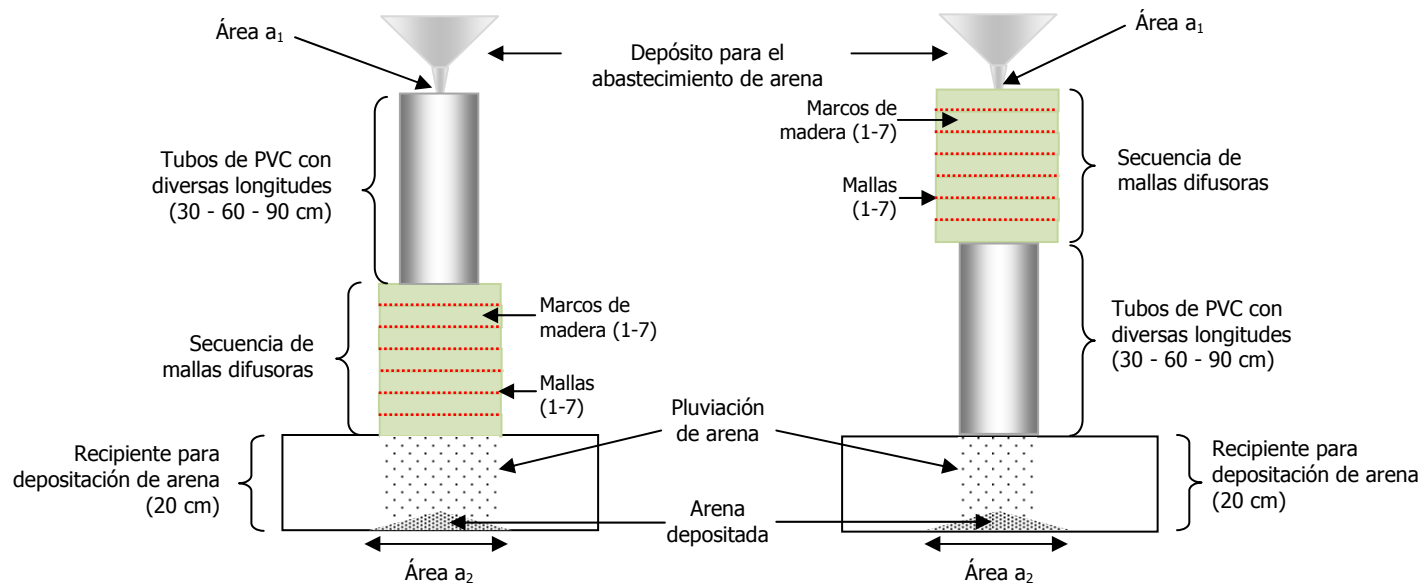
Las mallas son empleadas como elementos difusores cuyo propósito es dispersar una columna de arena generando una lluvia de arena uniforme y por ende proveer muestras homogéneas, mientras que la placa perforada es utilizada para generar pequeñas columnas de arena con el propósito de abarcar un área determinada. Las mallas al dispersar un material aumentan el área de influencia de éste una vez depositado, lo cual hace preponderante la evaluación del número de mallas ya que se requiere abarcar áreas de $40 \times 60 \text{ cm}^2$ en los prototipos de estructuras de retención.

La figura 5.6 presenta los resultados de dispersión de arena, definida como la relación entre el área abarcada por la arena pluvialada, a_2 (figura 5.5), y el área de salida de la arena al inicio de la pluviación, a_1 (3.14 cm^2 = área de la abertura inferior del depósito de abastecimiento de arena o embudo, figura 5.5), respecto a la cantidad de mallas consideradas en cada configuración. Estos resultados corresponden al valor promedio de una serie de tres o más ensayos por secuencia de mallas y de placa perforada-mallas.

En los resultados obtenidos (figura 5.6), puede notarse que la dispersión de arena tiende a aumentar conforme se incrementa el número de mallas, tanto para las configuraciones A y B como C. De igual manera, para las configuraciones A y B (figuras 5.6a y 5.6b), existe un incremento en la dispersión a medida que aumenta la altura de caída.

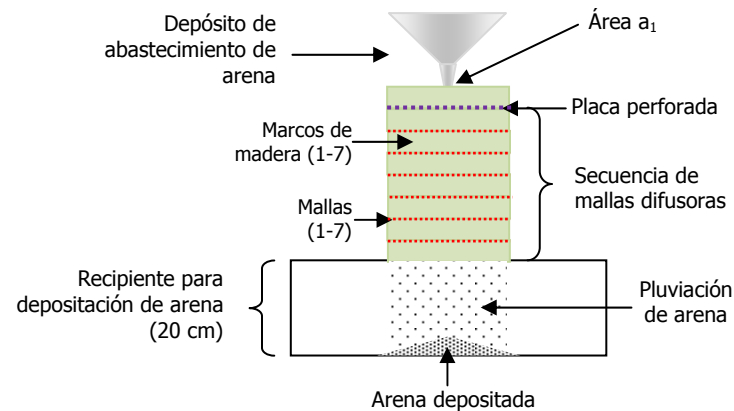
Al comparar los resultados de las configuraciones A y B, cuya diferencia es el manejo de la altura de caída por encima y por debajo de la secuencia de mallas, respectivamente, no se observa una diferencia sustancial. Sin embargo, conceptualmente la diferencia radica en la velocidad inicial de la arena al manejar la altura de caída por encima de las mallas (configuración A), proporcionando una variación en la intensidad de la depositación. En el caso de la configuración B, la velocidad inicial de la arena es considerada igual a cero.

Los resultados de dispersión de arena obtenidos en las pruebas con la configuración C (figura 5.6c) muestran que el uso de la placa proporciona un aumento adicional en la dispersión presentada por las configuraciones A y B. Adicionalmente, se nota un valor máximo constante de dispersión alcanzado a partir de la secuencia placa perforada-4 mallas; por tanto, se concluye que el empleo de una placa perforada optimiza el proceso de pluviación debido a que, con menor cantidad de elementos difusores se obtiene una dispersión constante superior a la provista en un proceso de pluviación sin placa perforada, lo cual favorece la formación de grandes depósitos de arena.



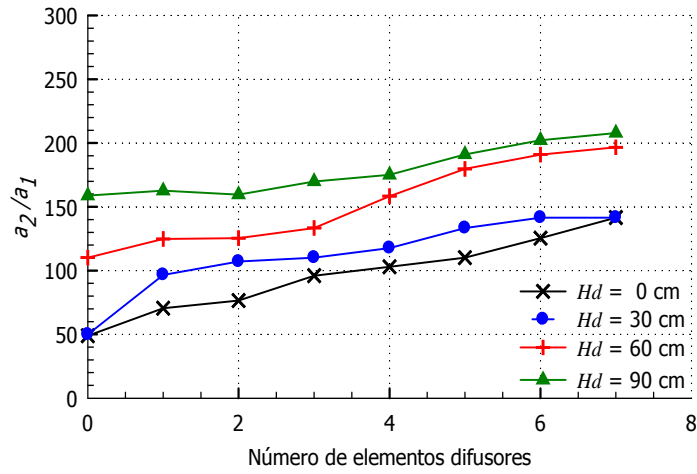
a. *Configuración A* - Altura de caída por encima de la secuencia de mallas.

b. *Configuración B* - Altura de caída por debajo de la secuencia de mallas.

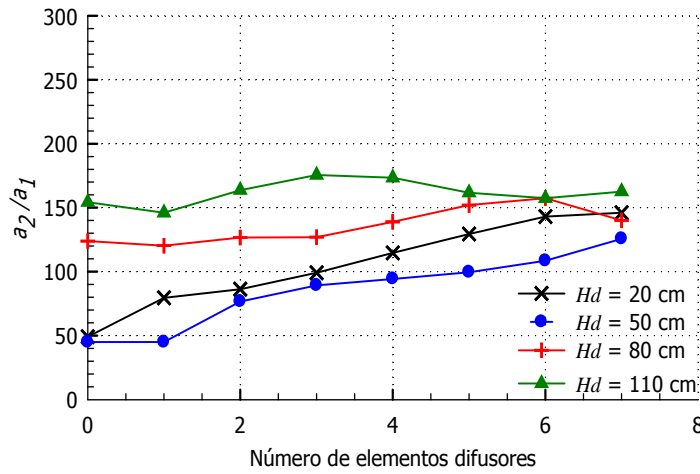


c. *Configuración C* - Secuencia placa perforada-malla(s).

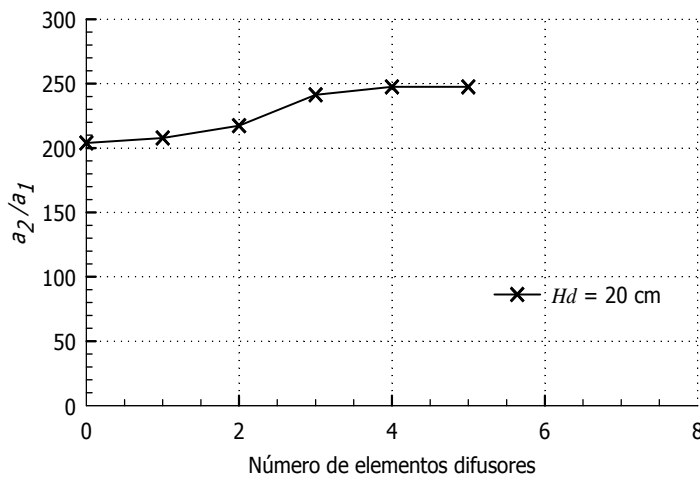
Figura 5.5. Procesos de pluvitación evaluados. (Fuera de escala).



a. Configuración A - Altura de caída por encima de diversas secuencias de mallas.



b. Configuración B - Altura de caída por debajo de diversas secuencias de mallas.



c. Configuración C - Secuencias placa perforada-malla(s).

Figura 5.6. Resultados de pruebas de dispersión de arena.

5.1.3. Pruebas de medición de peso volumétrico de arena

Estas pruebas consistieron en obtener el peso volumétrico de la arena, γ_s , depositada en un molde de volumen conocido (86.63 cm^3), empleando las mismas configuraciones y variables tomadas en cuenta en las pruebas de dispersión (figura 5.7), exceptuando la configuración *A* debido a que no se presentaron diferencias sustanciales con la configuración *B* en los resultados de dispersión. Adicionalmente, se obtuvo el peso volumétrico obtenido con la técnica de flujo concentrado (figura 5.3b) variando la altura de caída, *Hd*. La figura 5.8 presenta los resultados obtenidos en cada una de las técnicas empleadas y la figura 5.9 contiene una comparación de dichos métodos; los resultados corresponden al valor promedio de una serie de tres o más ensayos para cada una de las características de cada prueba.

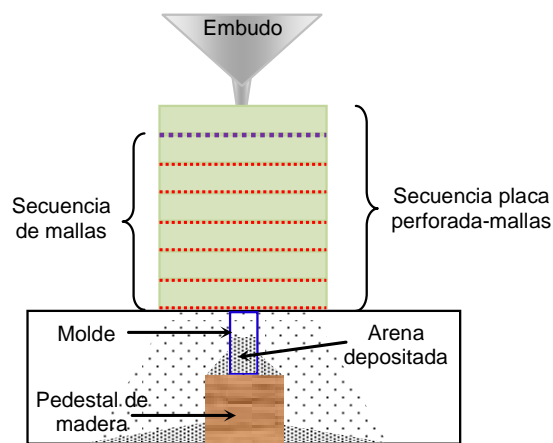
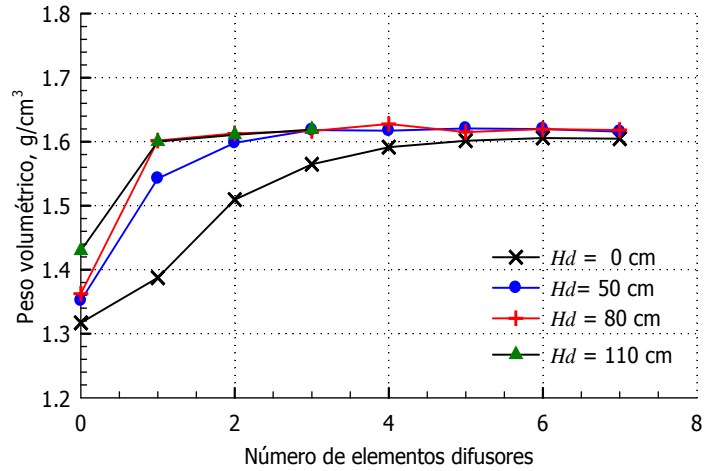


Figura 5.7. Esquema de pruebas de obtención de pesos volumétricos

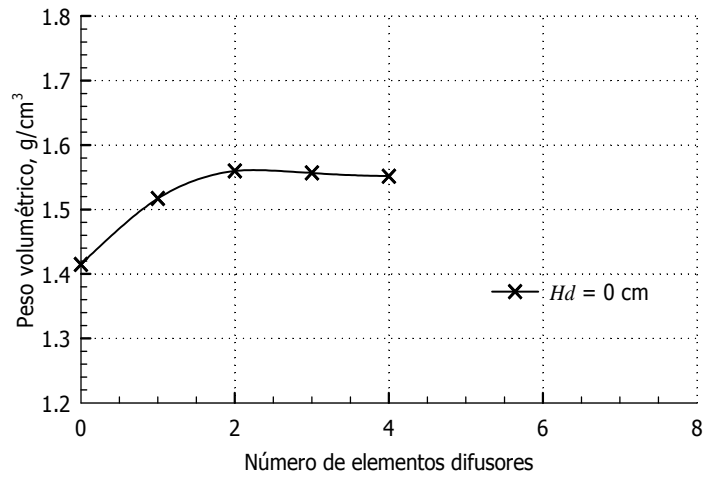
Para la técnica de pluviación con empleo de mallas (figura 5.8a) se puede apreciar que el peso volumétrico llega a un valor máximo constante que depende de una relación inversa entre la altura de caída y el número de mallas, ya que a mayor *Hd* menor es el número de elementos difusores necesarios para alcanzar el peso volumétrico máximo y viceversa.

En el caso de pluviación con uso de placa perforada más mallas (figura 5.8b) se observa de manera similar la obtención de un valor de peso volumétrico máximo prácticamente constante, el cual es alcanzado con mínimo dos elementos difusores sin altura de caída. La mayor diferencia presentada por los valores máximos de γ_s alcanzados por estas dos técnicas es tan solo de 4%, presentándose los valores más bajos de γ_s en el método de pluviación con placa perforada y mallas. El llegar a un valor máximo constante de peso volumétrico representa que la condición de lluvia uniforme de arena dentro del volumen considerado ha sido alcanzada.

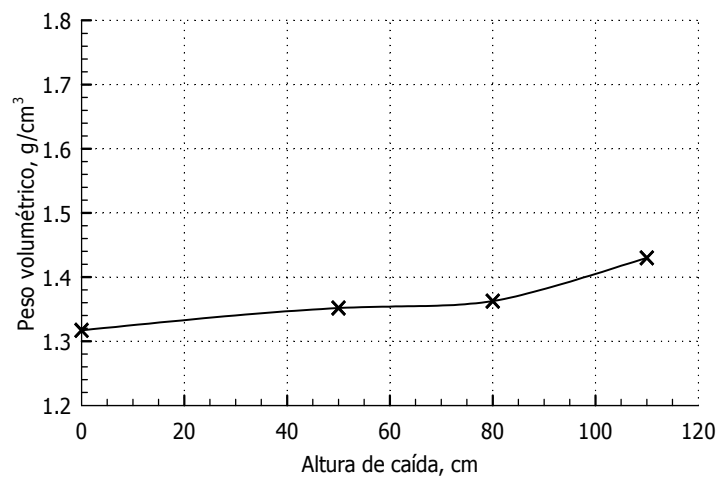
En cuanto a la técnica de flujo concentrado, en la figura 5.8c se observa un aumento en el valor del peso volumétrico obtenido a medida que se incrementa la altura de caída; sin embargo, no se llega a un valor máximo constante de γ_s debido a la falta de uniformidad en la lluvia de arena la cual será suplida si la altura de caída llega a ser la altura de caída terminal de la arena o bien la altura a la cual la arena alcanza una velocidad constante o terminal de caída (la velocidad terminal de una partícula en caída libre es un valor constante alcanzado por ésta a una determinada altura; Miura y Toki, 1982).



a. Configuración B - Altura de caída por debajo de diversas secuencias de mallas.



b. Configuración C - Secuencias Placa perforada-malla (s).



c. Flujo concentrado.

Figura 5.8. Resultados de medición de pesos volumétricos.

Los valores presentados en la figura 5.8c corresponden a las ordenadas iniciales de cada una de las curvas de comportamiento de la figura 5.8a.

Al comparar los métodos de formación de especímenes (figura 5.9) se nota nuevamente y de manera clara que los valores más altos de peso volumétrico son alcanzados con las técnicas de pluviación con arreglos de mallas y de placa perforada-mallas, mientras que la técnica de flujo concentrado presenta los valores más bajos. En este estudio la diferencia máxima entre los valores más altos de γ_s alcanzados con pluviación y con flujo concentrado es hasta de 12%; al respecto Cresswell *et al.* (1999) concluyeron, en términos de densidad, que la técnica de flujo concentrado difiere tan solo hasta un 5% de la técnica de pluviación con mallas, para un tiempo óptimo de pluviación o tiempo en el que la arena alcanza una velocidad constante o terminal.

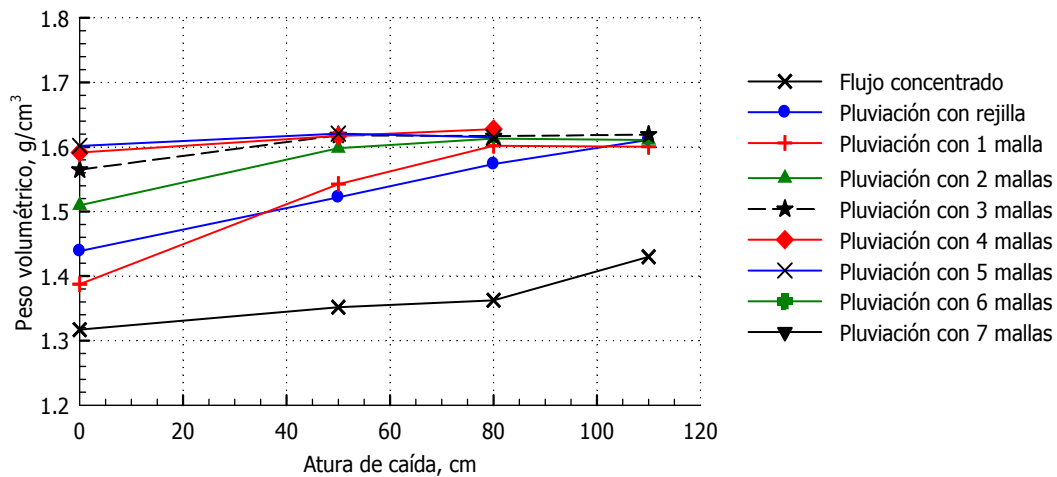


Figura 5.9. Comparación de técnicas de formación de especímenes.

5.2. Nuevo equipo de pluviación

A continuación se describen las etapas de diseño, construcción, operación y validación del *equipo de pluviación* empleado para la formación de los rellenos de arena de los prototipos de estructuras de retención estudiados.

5.2.1. Diseño

Partiendo del análisis de la información obtenida en los estudios preliminares (sección 5.1), se decidió diseñar un sistema de depositación por pluviación que conjuga el uso de placa perforada y malla para la formación de depósitos de arena, descartando la técnica de flujo concentrado debido a que no provee una lluvia de arena uniforme y por tanto propicia la segregación del material pluviado. Las consideraciones asumidas en el diseño del equipo son:

→ Empleo de una placa perforada que genere pequeñas columnas de arena en toda el área de los depósitos de los prototipos de estructuras de retención (vistos en planta).

- Empleo de una o dos mallas que difuminen las columnas de arena provistas por la placa perforada, a fin de eliminar la posible presencia de pequeñas segregaciones de material.
- Manejo de sólo una altura de caída, correspondiente a la menor H_d posible ya que, para este caso, al generar una lluvia de arena en toda el área de interés (área vista en planta de los prototipos) la H_d pierde importancia, en términos de dispersión.
- Realización de procesos de pluvitación bajo presión atmosférica.

Con estas consideraciones y tomando en cuenta las características geométricas tanto de la mesa vibradora como de los prototipos, se llegó al diseño de la unidad o equipo de pluvitación esquematizado en la figura 5.10. A continuación se describen las partes de dicho equipo.

- *Depósito superior con placa perforada.* Corresponde a un recipiente de forma rectangular de $40 \times 75 \times 20 \text{ cm}^3$, dimensiones aproximadas a las de los contenedores que albergan los prototipos MR-IC-S. El fondo de este contenedor es una placa perforada de área similar al área vista en planta del depósito de arena de los prototipos ($40 \times 60 \text{ cm}^2$), posee una configuración de orificios cuadrada con diámetro y espaciamiento entre éstos de 4 mm y 10 mm respectivamente (figura 5.11a); estos orificios pueden estar en condición cerrada o abierta: en condición cerrada, el depósito cumple la función de almacenar la totalidad del material a pluviar (figura 5.11b) mientras que en condición abierta, el depósito pasa a la función de abastecedor de material dando inicio al proceso de pluvitación (figura 5.11c). El mecanismo de abrir y cerrar los orificios en el fondo del depósito, consiste en deslizar una placa perforada móvil o placa deslizante (de especificaciones idénticas a la placa perforada del fondo del depósito superior) ubicada inmediatamente debajo del depósito superior (figuras 5.11b y 5.11c).
- *Soportes del depósito superior.* Consisten en dos adaptaciones de madera realizadas para brindar apoyo al depósito superior. Estos soportes se encuentran apoyados de manera fija a una de las mallas y sobre éstos se encuentran fijados dos rieles que brindan la capacidad de desplazamiento a la placa perforada móvil o placa deslizante.
- *Placa deslizante.* También referida como placa perforada móvil, es una placa de $45 \times 60 \text{ cm}^2$ con una configuración de orificios cuadrada con diámetros y espaciamientos de 4 mm y 10 mm, respectivamente (figura 5.11a). Esta placa se encuentra fija, en dos de sus extremos, a dos rieles que a su vez están sujetados a los soportes del depósito superior (figura 5.10). La función de esta placa perforada móvil es la de abrir y cerrar la placa perforada que conforma el fondo del depósito superior, tal como se indica en los esquemas de las figuras 5.11b y 5.11c.
- *Rieles.* Corresponden a dos sistemas de rodamientos sobre los cuales está fija la placa deslizante. Estos rieles brindan la capacidad de desplazamiento de la placa perforada móvil.
- *Mallas.* Son dos retículas metálicas de $40 \times 60 \text{ cm}^2$ con abertura de 4.23 mm, enmarcadas por listones de madera, ubicadas una debajo de la otra y a su vez, debajo de la placa deslizante (figura 5.10).
- *Soportes del sistema de pluvitación.* Consiste en dos elementos de madera adaptados para que embonen en puntos específicos de la parte superior de los contenedores que albergan los prototipos de estructuras de retención. Estos soportes proveen apoyo al sistema de pluvitación conformado por todos los elementos descritos hasta ahora (figura 5.10).

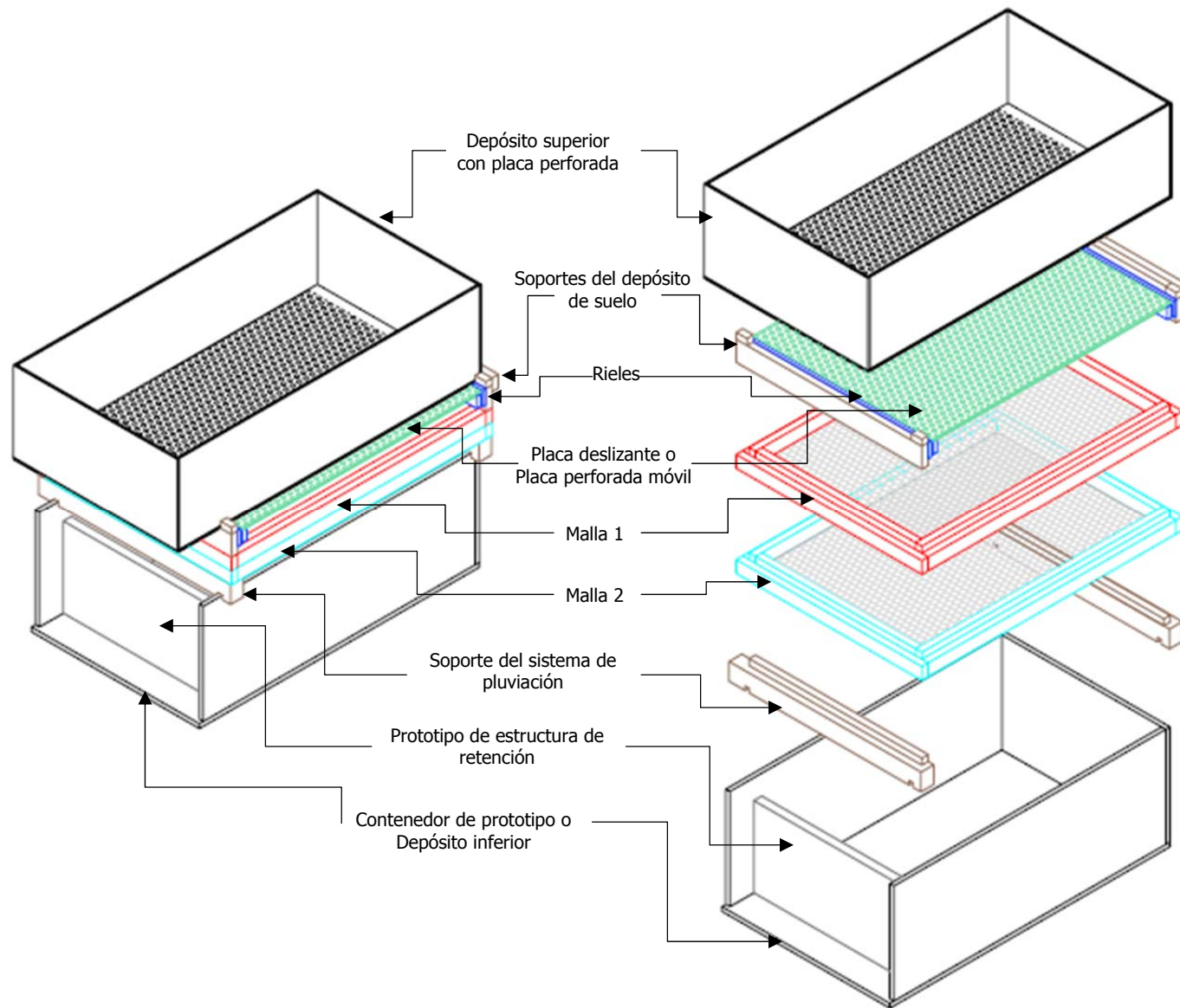
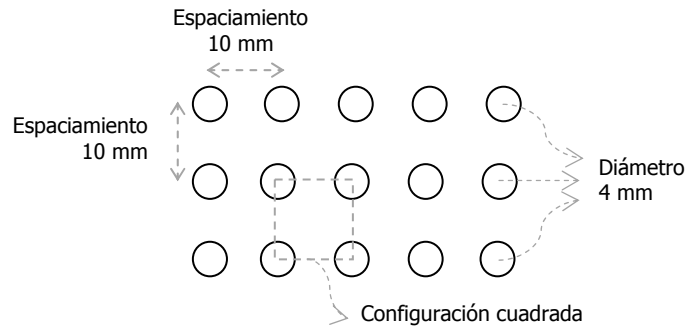
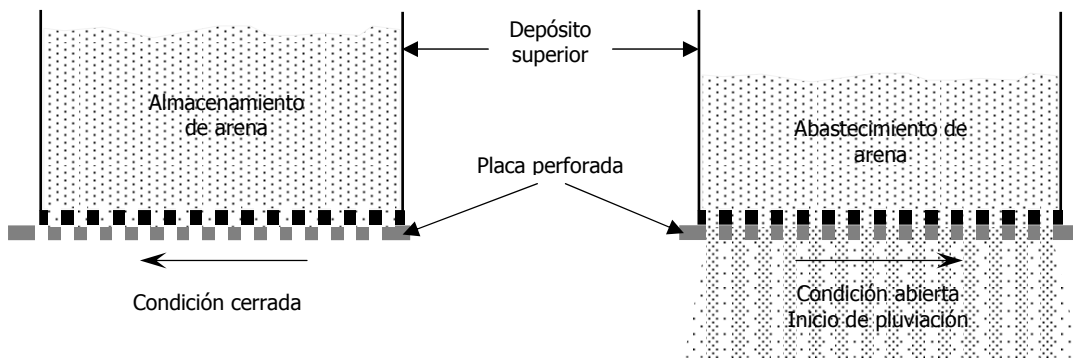


Figura 5.10. Equipo de pluvación.



a. Propiedades geométricas de las perforaciones en la placa.



b. Depósito como almacenador de arena.
Sección transversal.

c. Depósito como abastecedor de material.
Sección transversal.

Figura 5.11. Esquema de especificaciones del depósito superior con placa perforada (fuera de escala).

→ *Depósito inferior o Contenedor de prototipo de estructura de retención.* Los prototipos estudiados no hacen parte del equipo de pluviación; sin embargo, convino indicarlo en esta sección con objeto de señalar tanto la ubicación del sistema de pluviación sobre éste como la correspondencia de dimensiones del equipo de formación de depósitos de arena con los prototipos manejados (figura 5.10).

5.2.2. Construcción

La construcción del equipo de pluviación fue un trabajo en conjunto entre personal del Taller Mecánico y del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. La tabla 5.1 indica los materiales empleados, seleccionados por la facilidad de manipulación y costo. La figura 5.12 muestra una serie de fotografías correspondientes a esta etapa de construcción.

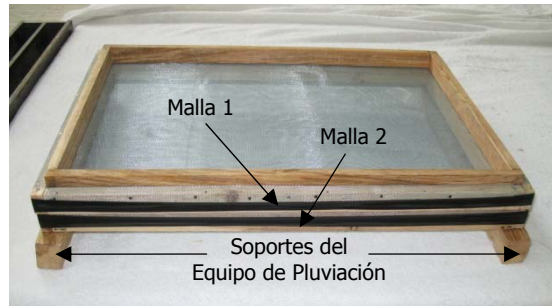
Tabla 5.1. Materiales del equipo de pluviación.

Elemento	Material
Depósito superior	Placas de acrílico
Soportes del depósito superior	Listones de madera
Placa deslizante o placa perforada móvil	Placa de acrílico
Rieles	Rieles metálicos, comercialmente usados como correderas para cajones
Mallas	Malla metálica con abertura de 1/6 de pulgada
Soporte del sistema de pluviación	Listones de madera

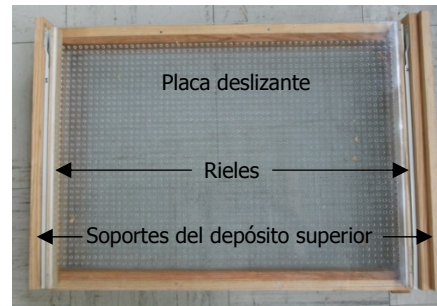
5.2.3. Formación de un depósito de arena

Una vez culminada la construcción del equipo de pluviación se realizó una serie de pruebas para calibrar el proceso de montaje y operación del mismo, en esta etapa se realizaron algunos ajustes que redundaron en un proceso de formación de depósitos de arena más eficiente. A continuación se enlistan los pasos a seguir en la formación de un depósito de arena con el uso del equipo de pluviación, a su vez se indican los ajustes, a los cuales se hace referencia.

- Montar el equipo para la formación de depósitos de arena, equipo de pluviación, sobre un prototipo de estructura de retención a estudiar. Este montaje se realiza por partes y en el siguiente orden: fijar los soportes para el equipo de pluviación en puntos específicos de la parte superior del prototipo de estructura de retención, colocar el conjunto mallas-placa perforada móvil sobre los soportes mencionados y ubicar el depósito superior sobre sus respectivos soportes.
- Cubrir con plástico los espacios libres existentes en medio de los soportes del equipo de pluviación, con objeto de evitar la pérdida de material en el proceso de pluviación.
- Mantener en condición cerrada la placa perforada del fondo del depósito superior (figura 5.11b), depositar en éste una cantidad conocida de arena, W_1 , la cual será ligeramente mayor a la necesaria para formar el relleno de los prototipos de estructuras de retención o depósito inferior, W_2 .
- A continuación, dar inicio a la lluvia de arena deslizando la placa perforada móvil y por tanto poniendo en condición abierta la placa perforada del fondo del contenedor que almacena la arena (figura 5.11c).
- Una vez que toda la arena ha sido pluvitada y por ende llenado (con exceso) el depósito inferior (relleno del prototipo de estructura de retención) se prosigue con el desmonte del equipo de pluviación. Al igual que el montaje, el desmonte se realiza por partes y en el siguiente orden: retirar los plásticos ubicados entre los soportes del equipo de pluviación, emplear una aspiradora (con el depósito vacío) para succionar las partículas de arena que quedan entre las partes del equipo de pluviación durante la lluvia de arena, retirar el depósito superior, desmontar del conjunto mallas-placa perforada móvil y retirar los soportes del equipo de pluviación. Cabe mencionar que este proceso de desmonte debe realizarse con precaución para no producir un movimiento brusco y/o repentino que pueda afectar la densidad del material depositado.
- Posteriormente, se enrasa el depósito de arena hasta un determinado nivel, el cual es provisto por dos guías fijadas previamente en la parte interna de las caras laterales del prototipo, las que a su vez sirven de apoyo al elemento enrasador o regla. A medida que se enrasa, el exceso de arena es removido lentamente usando la aspiradora empleada en el paso anterior; con esto, el retiro de material es mediante succión y por ende no se genera presión sobre la superficie del depósito de



a. Mallas difusoras.



b. Placa perforada.



c. Mecanismo de desplazamiento o rieles.



d. Equipo de pluviación.

Figura 5.12. Construcción del equipo de pluviación.

suelo formado.

Una vez formado el depósito de arena, prosigue obtener el peso volumétrico, γ_s , del mismo en aras de comprobar la reproducibilidad de los depósitos de arena. A continuación se presentan los pasos necesarios para la obtención del peso volumétrico.

- Obtener el peso del material de exceso recolectado con la aspiradora, W_3
- Calcular el peso del nuevo depósito de suelo de la siguiente manera: $W_2 = W_1 - W_3$
- Conociendo las dimensiones del depósito, calcular el volumen del mismo, V_s
- Finalmente, obtener el peso volumétrico del depósito mediante: $\gamma_s = W_2 / V_s$

5.3. Validación del equipo de pluvitación

Durante la calibración del montaje y operación del equipo de pluvitación, se evaluaron visualmente los depósitos de suelo (superior e inferior, figura 5.10); posteriormente, se llevaron a cabo pruebas de medición de pesos volumétricos a manera de validación de la homogeneidad y la reproducibilidad de los depósitos formados con el equipo de pluvitación construido.

5.3.1. Evaluación visual de depósitos

Durante las pruebas de calibración, visualmente se percibió la homogeneidad de los depósitos conformados por pluvitación al compararlos con los depósitos de arena formados por volteo en el contenedor superior del equipo de pluvitación.

La figura 5.13a presenta una imagen de un depósito de material granular depositado por volteo (depósito superior), en la cual se aprecia claramente la presencia de vetas y por ende la existencia de segregación del material; este fenómeno es similar al que se obtendría con la técnica de flujo concentrado. La figura 5.13b muestra una fotografía de un depósito formado por pluvitación (depósito inferior) en el cual no se observa alguna irregularidad y por tanto se concluye, en términos de visualización, que este depósito fue formado en forma horizontal y homogénea.

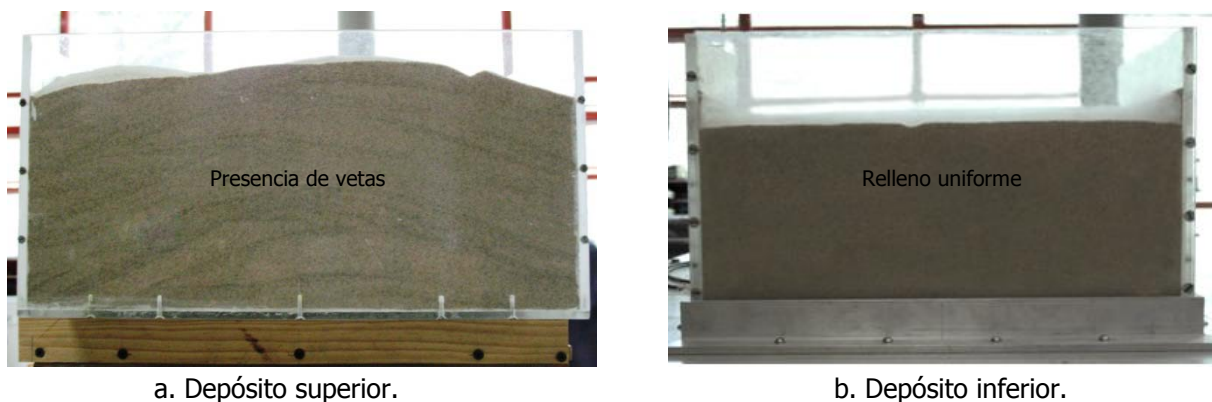


Figura 5.13. Evaluación visual de depósitos.

5.3.2. Medición de pesos volumétricos de especímenes

Estas pruebas se realizaron para validar, en términos de peso volumétrico, la homogeneidad de un depósito de arena formado con el equipo de pluvitación diseñado. Estas pruebas consistieron en obtener los pesos volumétricos de la arena depositada en pequeños moldes (volumen entre 87.0 cm³ y 129.0 cm³), distribuidos espacialmente dentro de un depósito de arena conformado por pluvitación (figura 5.14a y 5.14b). La figura 5.14c presenta los valores de pesos volumétricos respecto a la posición de los moldes para la técnica de pluvitación con el empleo de una y dos mallas difusoras.

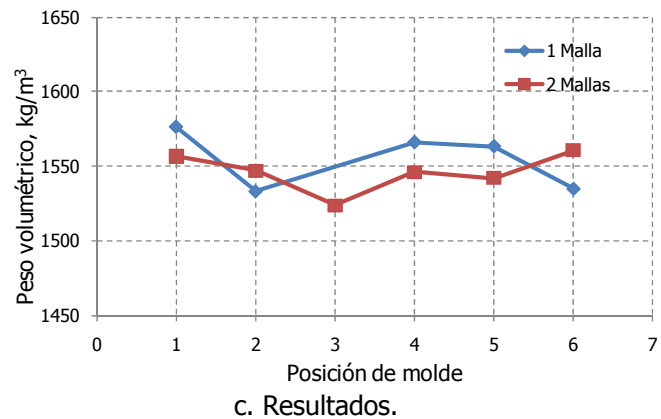
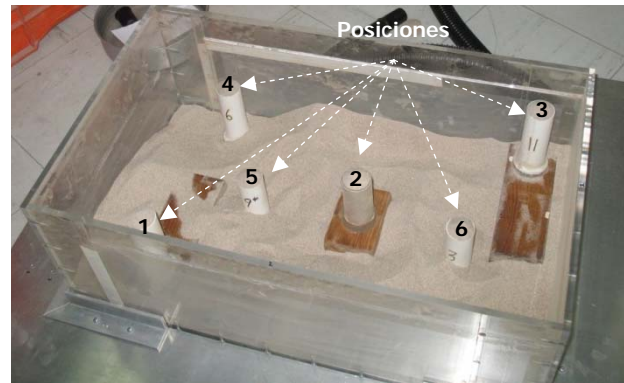
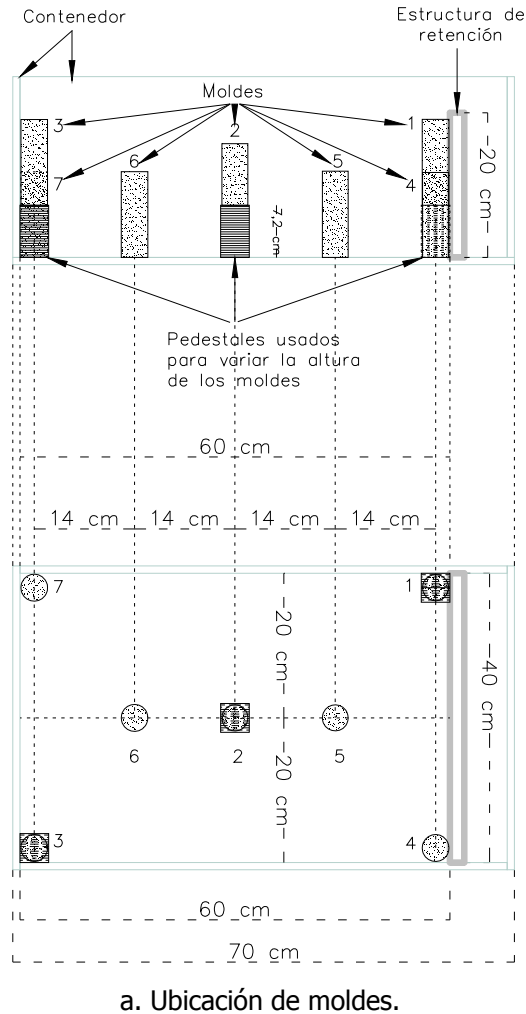


Figura 5.14. Medición de pesos volumétricos de especímenes.

En los resultados presentados se puede percibir la poca variación entre los pesos volumétricos obtenidos tanto para las diferentes posiciones de los moldes como para el número de mallas (una y dos) empleadas durante la pluvitación. La diferencia máxima entre los valores de los pesos volumétricos obtenidos con una malla fue de 2.7%, mientras que con dos mallas esta diferencia fue de 2.4%; estos porcentajes reflejan la efectividad del proceso de pluvitación desarrollado para formar depósitos de arena homogéneos. En cuanto a la totalidad de los pesos volumétricos obtenidos, la diferencia máxima entre el empleo de una o dos mallas durante la pluvitación fue de 3.3%, por lo que

se asume que el empleo de una o dos mallas en el proceso de pluvitación no presenta mayor implicación en el peso volumétrico del depósito formado. En conclusión, los resultados constatan el buen desempeño de un equipo de pluvitación compuesto donde se combinan la característica de dispersión de una placa perforada y la propiedad de homogeneidad en la depositación provista por las mallas.

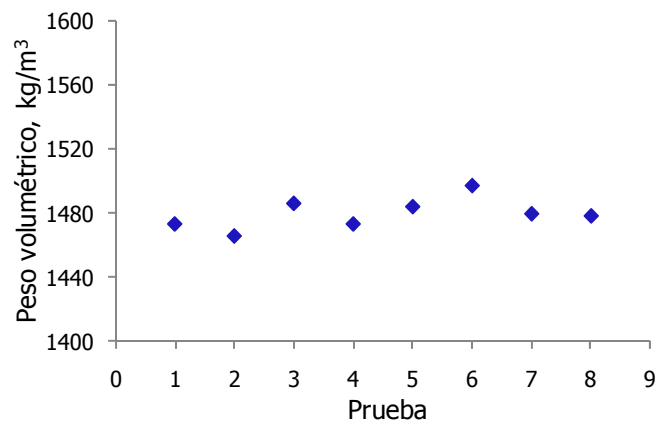
5.3.3. Medición de pesos volumétricos de depósitos

El propósito de estas pruebas es el de validar, en términos de peso volumétrico, la reproducibilidad de un depósito de arena formado mediante pluvitación. Estas pruebas consistieron en construir varias veces un mismo depósito de arena y obtener los respectivos valores de peso volumétrico. La figura 5.15 muestra una imagen de un depósito conformado mediante pluvitación así como los resultados obtenidos.

En la figura 5.15b es posible ver que los resultados son semejantes, siendo la diferencia máxima entre ellos igual a 4.28%. Estos resultados muestran la capacidad de reproducibilidad de un depósito de suelo mediante la técnica de pluvitación, en la cual la intervención de un operador es mínima. Cabe mencionar que la tendencia a un valor constante de peso volumétrico es indicativo de que la condición de lluvia uniforme se ha alcanzado y por ende la formación de un depósito prácticamente homogéneo también.



a. Depósito conformado.



b. Pesos volumétricos.

Figura 5.15. Medición de pesos volumétricos de depósitos.

6. CONDICIONES DE FRONTERA Y VALIDACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

Como parte de la etapa experimental de esta investigación, fueron realizadas actividades como la evaluación de diferentes condiciones de frontera y la medición de cargas horizontales hidrostáticas sobre el elemento de retención. Estas actividades, previas a la experimentación de los sistemas MR-IC-S, fueron necesarias para validar y por ende brindar confianza en los registros obtenidos durante todos los ensayos. A continuación se describen las actividades mencionadas.

6.1. Condiciones de frontera

Como parte de los ensayos encaminados a corroborar el buen funcionamiento tanto de la instrumentación como de los prototipos, se manejaron individualmente cada una de las fronteras de éste (figura 6.1). El estudio por separado de cada frontera tuvo el propósito de establecer las condiciones de las mismas, así como de disminuir la influencia que éstas pudieran tener sobre los registros de las celdas de carga. Las siguientes secciones describen el manejo dado a cada frontera.

6.1.1. Frontera lateral

Para definir una condición de frontera lateral cuya fricción no afectara los registros de las celdas de carga, ubicados en el centro de la estructura de retención, se desarrolló un programa de pruebas de fricción estática y dinámica en interfaces entre diferentes materiales (figura 6.2), el cual se describe en el anexo 4.

El estudio de fricción en las interfaces consideradas permitió concluir que las interfaces formadas con polietileno 1 (arena-polietileno 1 y EPS-polietileno 1), son las que presentan coeficiente de fricción estático y variaciones del coeficiente de fricción dinámico menores. Por otro lado, la interfaz con mayores coeficientes de fricción (estática y dinámica), corresponde a la interfaz arena-EPS.

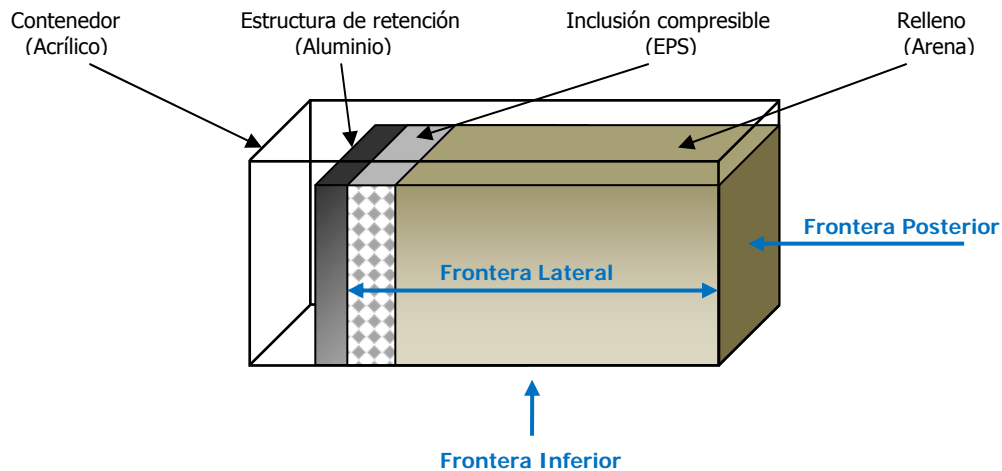


Figura 6.1. Fronteras (esquema fuera de escala).

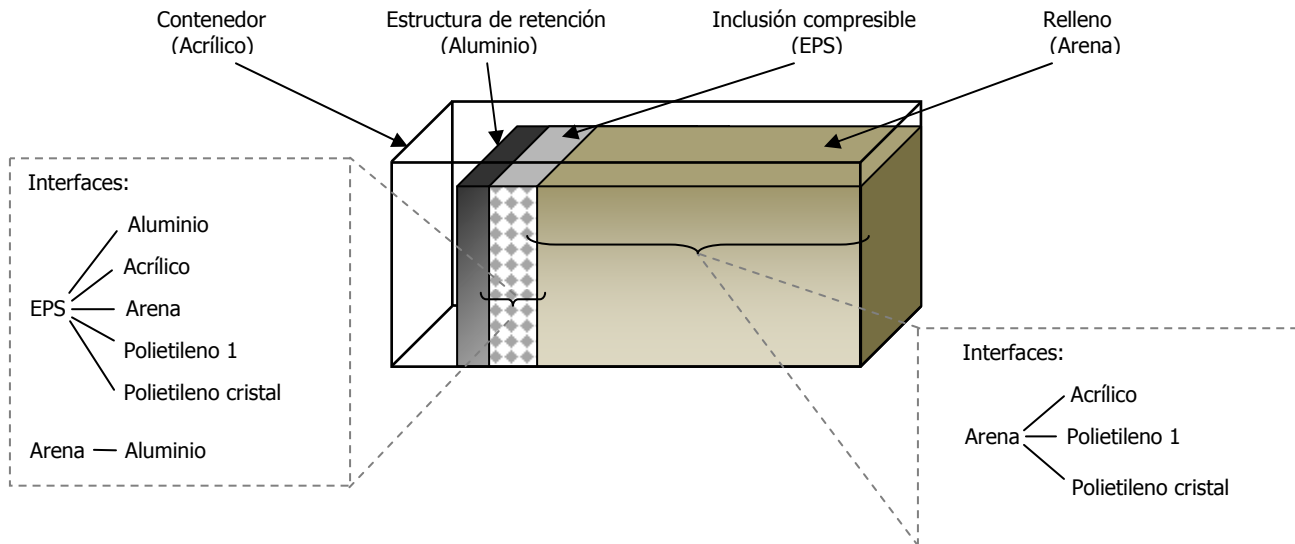


Figura 6.2. Interfaces laterales (esquema fuera de escala).

Dados los resultados del estudio de fricción en interfaces (anexo 4), se evaluó solamente la condición de frontera lateral cubierta con polietileno 1. Esta evaluación consistió en obtener registros de carga, al centro ($L/2$) y a un cuarto ($L/4$) de la longitud de la estructura de retención (figura 4.8a), durante una prueba dinámica.

Para una prueba dinámica con aceleración de 0.09 g y frecuencia de 1 Hz , la figura 6.3 presenta los registros crudos (sin procesar) de carga en el respaldo del muro. En el centro del muro ($L/2$), los datos fueron registrados por las celdas uno a la cuatro (C1, C2, C3 y C4) mientras que a un cuarto de la longitud del muro ($L/4$), los datos corresponden a las celdas 13 a 16 (C13, C14, C15 y C16). Las ocho celdas reportadas conforman dos arreglos verticales; las posiciones de las celdas se indican en la tabla 6.1.

Tabla 6.1. Posiciones de los arreglos verticales de celdas.

Altura del muro cm	Arreglos verticales de celdas			
	L*/2		L*/4	
	Celda	Altura, cm	Celda	Altura, cm
20.0	C1	17.5	C13	17.5
	C2	12.5	C14	12.5
	C3	7.5	C15	7.5
	C4	2.5	C16	2.5

*Longitud del muro (40 cm).

Los resultados presentados (figura 6.3) corresponden a ciclos de vibración en los que la respuesta del prototipo ensayado es periódica. Para facilitar la comparación de los registros experimentales, la figura 6.3 presenta registros de carga (P) normalizada respecto a su valor inicial (P_0); además, suponiendo que el eje de las ordenadas corresponde a la estructura de retención, dichos registros se encuentran distribuidos verticalmente de tal forma que brindan una idea de su posición relativa, en el respaldo de la estructura. Esta distribución brinda una mejor visualización tanto de los registros correspondientes a cada arreglo vertical como de los registros obtenidos en una misma altura del muro, con ubicación diferente respecto a la longitud del muro.

Considerando que los datos de la figura 6.3 son datos crudos normalizados y que al procesarlos sufren una corrección por línea base, se puede concluir en general, que los registros de los dos arreglos verticales de celdas son semejantes tanto en forma como en magnitud. Esto indica que la frontera lateral cubierta con polietileno 1, mitiga los efectos que dicha frontera pudiera tener sobre las cargas dinámicas al centro del muro de retención.

6.1.2. Frontera posterior

Para la frontera posterior se analizaron dinámicamente condiciones de frontera rígida, flexible y absorbente, con objeto de establecer una condición cuyo efecto sobre las lecturas en el respaldo de la estructura de retención y de la inclusión compresible fuera despreciable o nulo.

Para el caso de frontera rígida se consideró una placa de acrílico atornillada a las caras laterales del contenedor (figura 6.4a); la frontera flexible fue provista por una lámina de madera unida a las caras laterales y al fondo del contenedor con membranas muy flexibles, con capacidad de rotar hasta 45° (ángulo provisto por una cuña de madera, figura 6.4b); mientras que para la condición de frontera absorbente se consideraron dos adaptaciones: una cuña de material altamente compresible (espuma de poliuretano con peso volumétrico de 18 kg/m^3 , figura 6.4c) y una capa de material ampliamente compresible (EPS con peso volumétrico de 10 kg/m^3 , figura 6.4d).

El efecto de estas condiciones sobre la estructura de retención, se evaluó adquiriendo registros de carga en el centro del respaldo del muro (arreglo vertical a $L/2$, tabla 6.1, frontera lateral cubierta con polietileno 1), durante una prueba dinámica. Para un ensaye con aceleración de 0.09 g y frecuencia de 1 Hz , la figura 6.5 presenta registros crudos de carga adquiridos con las condiciones de frontera rígida y frontera absorbente con una cuña de espuma de poliuretano; estos registros presentan el comportamiento general de todas las condiciones de frontera consideradas.

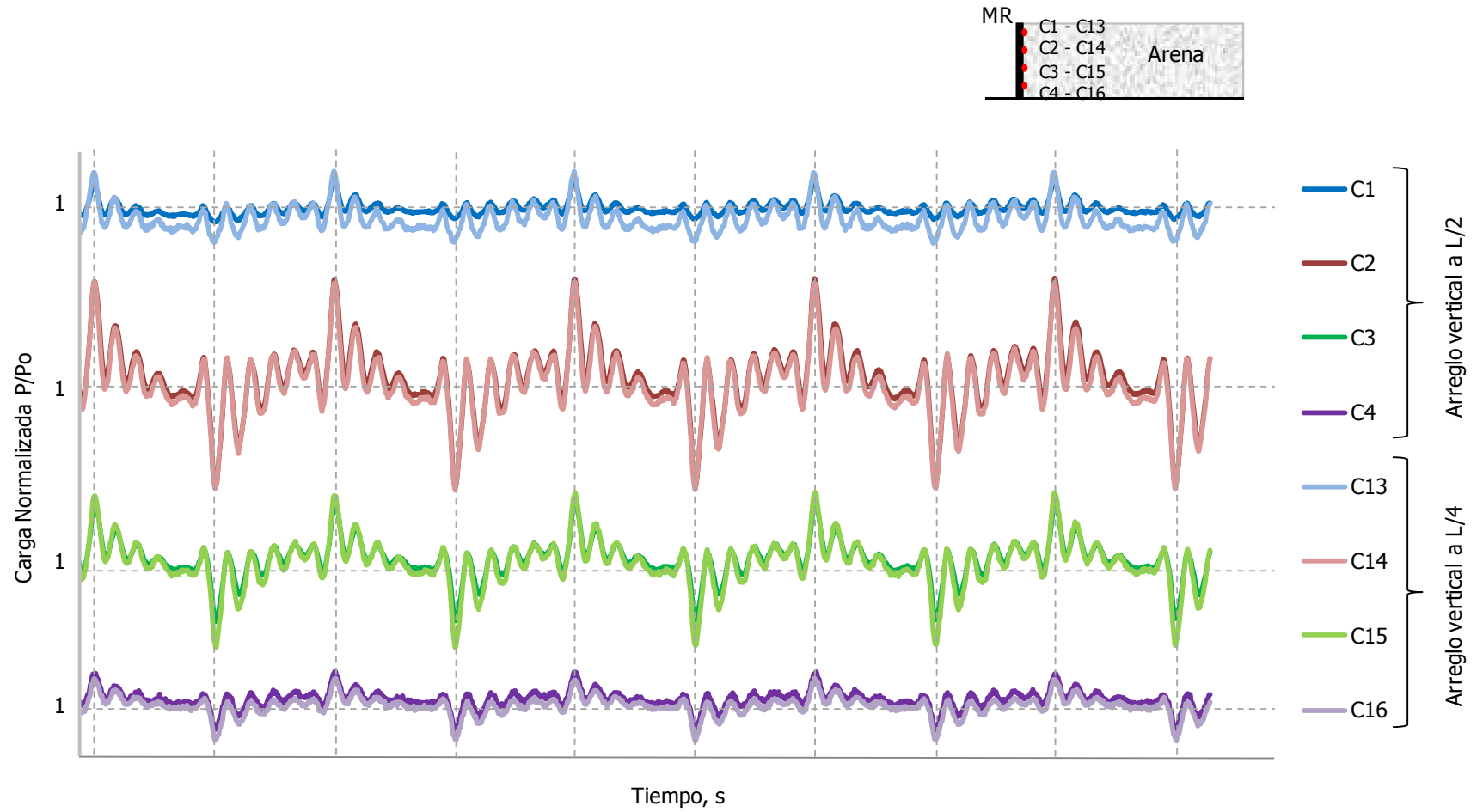
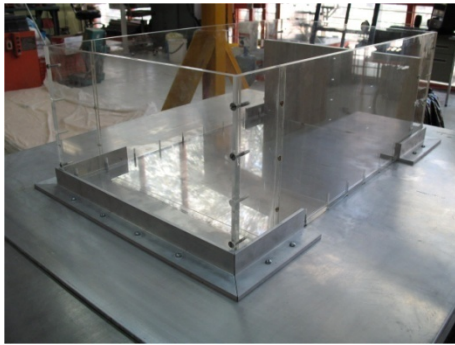
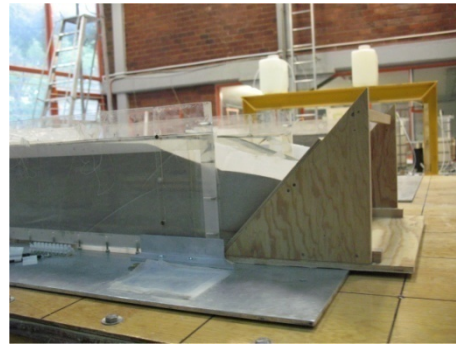


Figura 6.3. Evaluación de frontera lateral.



a. Frontera rígida: Placa de acrílico.



b. Frontera flexible: Lámina de madera.



c. Frontera absorbente: Cuña de espuma.



d. Frontera absorbente: Capa de EPS.

Figura 6.4. Consideraciones para la frontera posterior.

Al igual que los resultados presentados en el estudio de la frontera lateral, la figura 6.5 presenta valores de carga normalizados (P/P_0) correspondientes a ciclos de vibración en los que las respuestas de los prototipos son periódicas; también, el arreglo de las celdas es idéntico al mostrado en la tabla 6.1, por lo que la posición relativa de las historias de carga mostradas en la figura 6.5 indica los puntos en que se monitorearon.

Con base en los datos de la figura 6.5, se puede concluir, para efectos prácticos, que los registros correspondientes a cada altura son semejantes tanto en forma como en magnitud. Estos resultados revelan una influencia despreciable de la frontera posterior sobre los registros de las celdas de carga en el respaldo del muro. Se aclara que la discrepancia en cuanto a la forma de los registros adquiridos por la celda número 3 (C3) respecto a los demás registros, se debe a una falta de estabilidad de la celda al momento de realizar los ensayos, la cual fue solucionada inmediatamente después de terminar los ensayos.

Estos resultados muestran que la distancia entre la estructura de retención (placa de aluminio) y la frontera posterior (a 60 cm) es suficiente para garantizar una influencia despreciable de la condición de la frontera posterior sobre los registros adquiridos en el respaldo de la estructura de retención. Lo anterior concuerda experimentalmente con lo comentado por Romo *et al.* (1980), respecto a la distancia suficiente entre la cara de un elemento en estudio y una frontera, durante un análisis de elemento finito; la distancia comentada por los autores es de una a tres veces la longitud de la cara del elemento en estudio, que en este caso corresponde a la altura del muro de retención (20 cm).

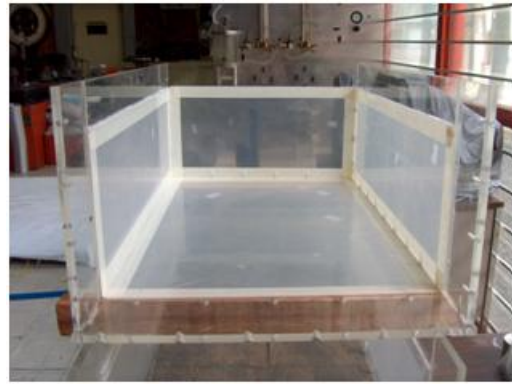
Finalmente, se estableció una frontera rígida provista por una placa de acrílico como frontera posterior de los prototipos de estructuras de retención en estudio.

6.1.3. Frontera inferior

Para definir la condición de frontera inferior se estudiaron dos alternativas: frontera rugosa y lisa. Para la frontera rugosa o de alta fricción, se adhirieron capas delgadas de arena (sección 4.2) a hojas de lija de papel No. 80, las que a su vez se fijaron al fondo de un contenedor (figura 6.6a); este criterio de frontera con fricción también lo asumieron El-Emam y Bathurst en 2004. Para el caso de frontera lisa o de poca fricción, se consideraron hojas de polietileno 1 (anexo 4), cubriendo el fondo del contenedor (figura 6.6b).



a. Condición rugosa.



b. Condición lisa.

Figura 6.6. Frontera inferior.

Estas condiciones fueron evaluadas con ensayos dinámicos, obteniendo registros de carga en el centro del respaldo del muro de retención (arreglo vertical a $L/2$, tabla 6.1, frontera lateral cubierta con polietileno 1, placa de acrílico como frontera posterior). Para una prueba dinámica con aceleración de 0.05 g y frecuencia de 1 Hz, la figura 6.7 presenta los registros crudos de carga en el respaldo del muro con cada una de las condiciones de frontera mencionadas.

La figura 6.7 muestra registros de carga normalizados (P/P_0) presentados de manera similar a los registros de carga de las figuras 6.3 y 6.5. En términos generales, los registros presentan coincidencia en la forma y una ligera discrepancia en magnitud, siendo los registros correspondientes a la condición de frontera rugosa ligeramente mayores a los registros de la condición de frontera lisa. Lo anterior evidencia una reducción del efecto inercial de la masa de suelo (relleno de arena) debido a la condición de frontera inferior lisa. Ante la diferencia en los registros, se adoptó la condición de frontera más próxima a una frontera similar en condición natural o escala 1:1, correspondiente a la condición de frontera rugosa.

6.2. Cargas horizontales hidrostáticas

Para constatar la veracidad de los registros de carga en el respaldo de la estructura de retención de los prototipos, además de calibrar las celdas de carga (sección 4.5.1) y realizar las adecuaciones electrónicas necesarias en el sistema de adquisición de datos, se realizó una prueba de medición de cargas horizontales hidrostáticas en uno de los prototipos. A continuación se describen los pasos para la realización de la prueba.

- Impermeabilizar tanto la instrumentación como el contenedor designado para los rellenos (figura 6.8a).
- Poner marcas de nivel en el respaldo de la estructura de retención, MR (figura 6.8b).
- Con la ayuda de una manguera, introducir agua en el contenedor del prototipo hasta alcanzar cada una de las marcas de nivel en el respaldo de la estructura de retención (figura 6.9).
- Durante el llenado, registrar la carga horizontal en cada una de las celdas, para cada nivel de agua.
- Con la ayuda de una aspiradora, extraer el agua del contenedor hasta llegar a cada una de las marcas en el respaldo del MR.
- Durante el vaciado, registrar en cada celda la carga horizontal hidrostática correspondiente a cada nivel de agua.

El procedimiento descrito asemeja un procedimiento de calibración en el cual, para cada incremento y decremento de carga hidrostática, se registra el valor correspondiente adquirido por las celdas de carga. Dado esto, la figura 6.10 presenta los valores teóricos y experimentales correspondientes a la celda número cuatro (C4, figura 6.8b), que es la celda que experimenta el mayor número de incrementos-decrementos de carga hidráulica y su comportamiento es representativo del de las demás celdas. De esta figura, se concluye que las lecturas experimentales durante la carga son consistentes con los valores correspondientes a la descarga y a su vez, presentan una tendencia similar a los datos teóricos, lo cual brinda confiabilidad a los registros experimentales de los ensayos con sistemas MR-IC-S.

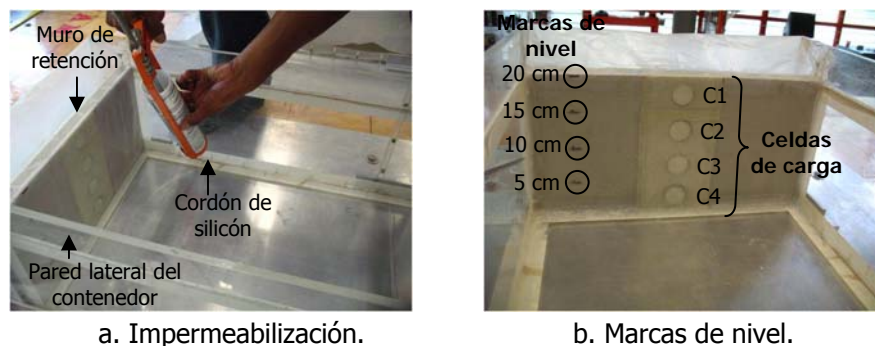


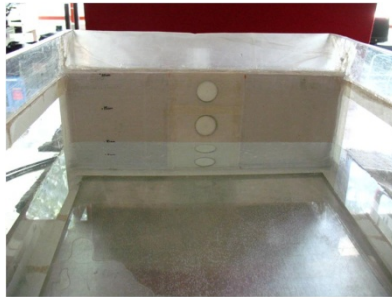
Figura 6.8. Preparación del prototipo para la prueba hidrostática.



a. Tirante de agua 0 cm.



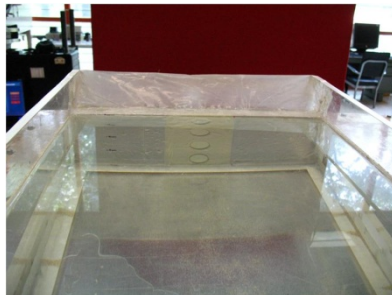
b. Tirante de agua 5 cm.



c. Tirante de agua 10 cm.



d. Tirante de agua 15 cm.



e. Tirante de agua 20 cm.

Figura 6.9. Prueba de medición de cargas horizontales hidrostáticas.

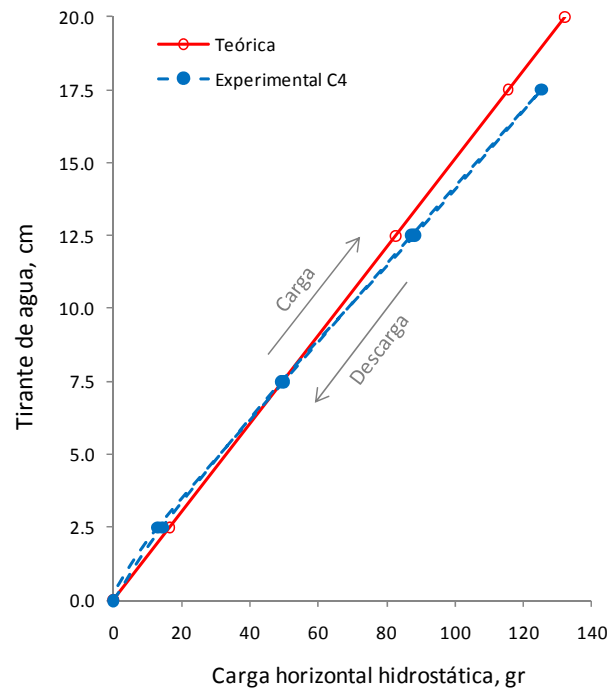


Figura 6.10. Cargas hidrostáticas.

7. COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE SISTEMAS DE RETENCIÓN

Como parte fundamental en el estudio del comportamiento dinámico de sistemas de retención con inclusiones compresibles, se llevaron a cabo ensayos en mesa vibradora de prototipos de sistemas *muro de retención-suelo* (MR-S) y *muro de retención-inclusión compresible-suelo* (MR-IC-S). La instrumentación adoptada permite obtener perfiles de carga horizontal en el respaldo de la estructura de retención, tanto para condiciones estáticas como dinámicas; adicionalmente, el uso de acelerómetros brinda información pertinente al comportamiento de todo el depósito de arena que conforma el relleno del sistema de retención. Este capítulo presenta los resultados obtenidos durante la etapa de ensayos de esta investigación y su análisis; además, se incluye un método de estimación de la carga horizontal máxima dinámica aplicada a una estructura de retención con inclusión compresible.

7.1. Comportamiento estático

Durante la etapa experimental, previo a un ensayo dinámico, se obtuvieron registros de carga horizontal estática en el respaldo de las estructuras de retención, correspondientes a las cargas generadas por el relleno de arena una vez culminada su formación mediante pluviación (sección 4.8.3, ensayo estático). La tabla 7.1 enlista las pruebas estáticas realizadas, correspondientes a sistemas MR-S y MR-IC-S.

Los resultados experimentales obtenidos para el sistema de retención convencional (MR-S), fueron comparados con valores teóricos correspondientes, los cuales se presentan en la siguiente sección. El cálculo teórico de las cargas horizontales corresponde al estado de esfuerzos en reposo del material de relleno, correspondiente a un muro de retención con desplazamiento y rotación restringidos. Para este cálculo es preciso recordar el sistema de transmisión de cargas instalado en los prototipos, ya que la carga teórica correspondiente a los registros experimentales debe considerar la distribución de

esfuerzo horizontal estático, σ_{h-est} , en los discos de transmisión de cargas de 2.9 cm de diámetro (figura 7.1 y 7.2).

Una vez obtenidas las distribuciones de esfuerzos horizontales en los discos, ubicados a distintas alturas en el muro y considerando un peso volumétrico del material de relleno igual a $1,470.0 \text{ kg/m}^3$, es posible obtener las fuerzas resultantes aplicadas en los discos (figura 7.3) y por consiguiente las acciones en el centro del mismo, correspondiente a las acciones ejercidas en las celdas (figura 7.4).

Tabla 7.1. Pruebas estáticas

Sistema de Retención	Propiedades de Inclusión Compresible			No. de Ensayes
	δ , cm	δ/H , %	ρ , kg/m^3	
MR-S	---	---	---	1
MR-IC-S	0.93	4.65	10.89	1
	0.94	4.70	23.40	1
	0.94	4.70	26.86	1
	0.97	4.83	32.64	1
	1.55	7.75	10.32	1
	1.55	7.75	25.29	1
	1.58	7.88	26.11	1
TOTAL DE ENSAYES:				8

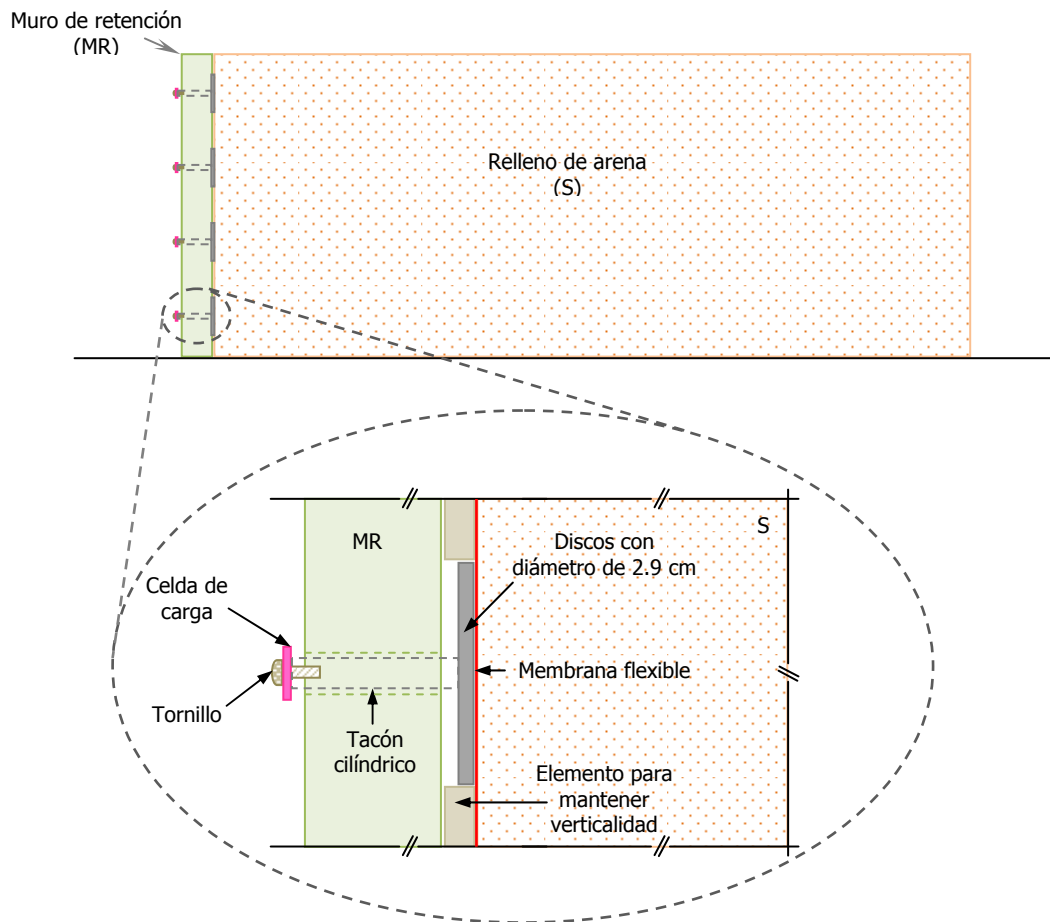


Figura 7.1. Sistema de transmisión de carga en un sistema MR-S.

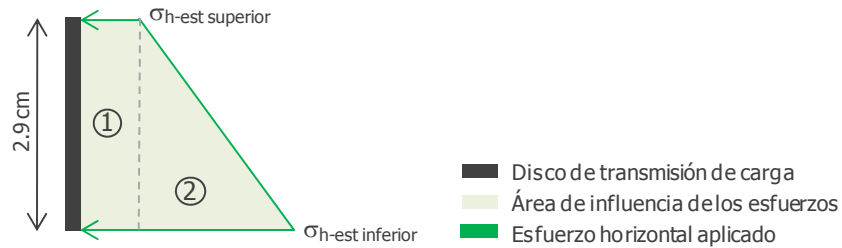


Figura 7.2. Distribución de esfuerzos horizontales en un disco.

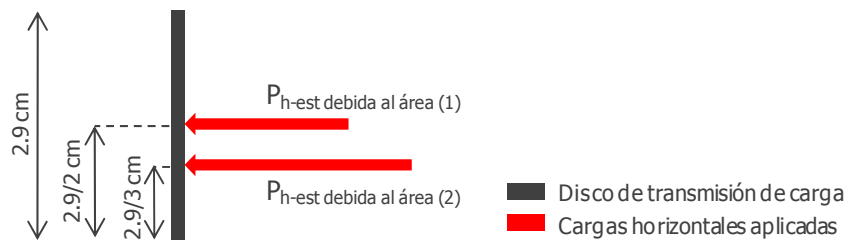


Figura 7.3. Fuerzas resultantes aplicadas en un disco.

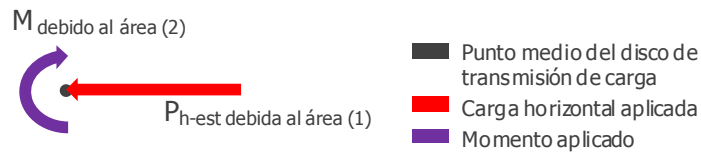


Figura 7.4. Acciones en el centro de un disco.

La magnitud de la carga horizontal estática, P_{h-est} , aplicada en el centro de los discos, disminuye a medida que aumenta la altura en el muro (tabla 7.2); mientras que la magnitud del momento, M , es la misma en todos los discos ($M = 1.49\text{ gr}\cdot\text{cm}$).

Tabla 7.2. Carga horizontal estática en el centro de los discos.

Disco correspondiente a la celda de carga No.	Altura en el MR (cm)	P_{h-est} (gr)
---	20.0	0.00
1	17.5	2.24
2	12.5	12.90
3	7.5	23.55
4	2.5	34.21
---	0.0	---

7.1.1. Distribuciones de carga horizontal estática

Con la información experimental y teórica recabada para los sistemas MR-S y MR-IC-S, se llega a las distribuciones de carga horizontal estática, P_{h-est} , presentadas en las figuras 7.5 y 7.6.

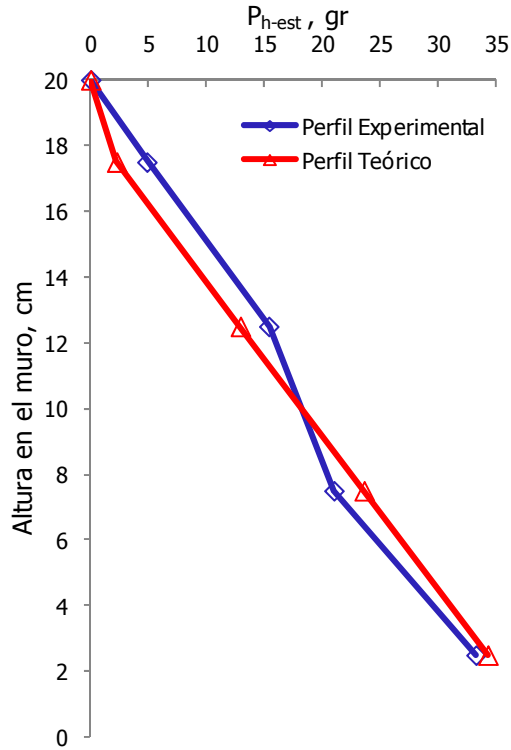


Figura 7.5. Distribución de carga horizontal estática - sistema MR-S.

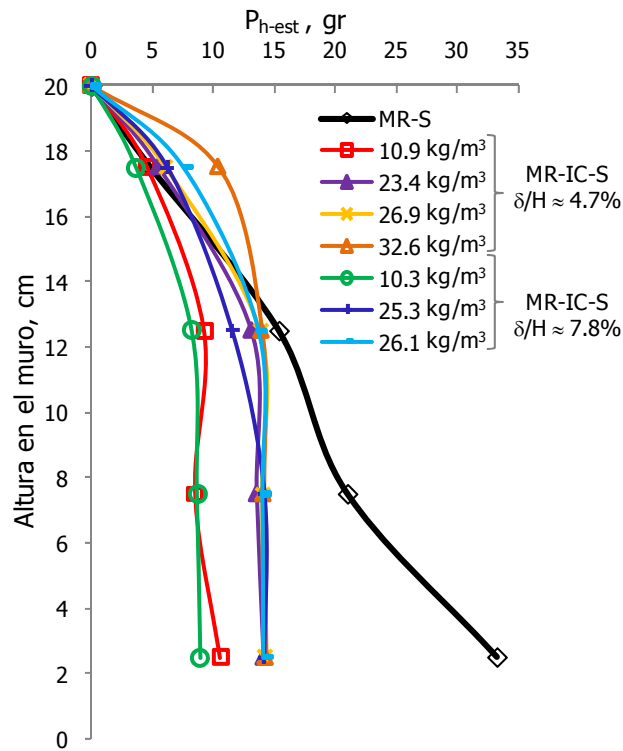


Figura 7.6. Distribución de carga horizontal estática - sistemas MR-S y MR-IC-S.

Para el sistema de retención convencional (MR-S), la figura 7.5 muestra resultados teóricos y experimentales, en los cuales se puede apreciar la proximidad entre las tendencias triangulares de P_{h-est} , lo cual constata tanto el estado en reposo del material de relleno como la correcta instrumentación de los prototipos.

En el caso de los sistemas MR-IC-S (tabla 7.1), la figura 7.6 presenta los resultados experimentales, los cuales permiten apreciar el efecto tanto del uso de una inclusión compresible como de las propiedades de las mismas (relación espesor/altura, δ/H , y densidad, ρ). En términos generales, en sistemas MR-IC-S las P_{h-est} exhiben una tendencia parabólica conforme disminuye la altura en el muro, presentando atenuaciones respecto a las P_{h-est} del sistema MR-S hasta de 70% aproximadamente, correspondiente al porcentaje de atenuación máximo a una altura en el muro de 2.5 cm. Al emplear inclusiones compresibles, el nivel de atenuación de las presiones horizontales estáticas varía con la altura del muro y es dependiente de las propiedades de la inclusión, ya que a mayor espesor y menor densidad de la misma, el porcentaje de atenuación aumenta. Por consiguiente, la mayor atenuación de carga horizontal estática (obtenida en este estudio) corresponde al sistema de retención con inclusión compresible de 10.3 kg/m³ de densidad y relación espesor/altura del muro de 7.8% aproximadamente.

Las figuras 7.7 y 7.8 presentan el efecto de la relación δ/H y la ρ de las inclusiones compresibles en las P_{h-est} registradas en diferentes alturas del respaldo de la estructuras de retención (2.5 cm, 7.5 cm, 12.5 cm y 17.5 cm). En estas figuras se observa que las P_{h-est} mayores, corresponde a los sistemas MR-S ($\delta/H = 0\%$ y $\rho=0$ kg/m³), exceptuando algunas magnitudes registradas a 2.5 cm de altura del muro, lo cual se debe a la diferencia en la tendencia geométrica de las distribuciones de P_{h-est} entre sistemas MR-S y MR-IC-S (triangular y parabólica). Para el caso de la relación P_{h-est} vs δ/H (figura 7.7), las presiones horizontales estáticas en diferentes alturas del respaldo del muro, disminuyen a medida que aumenta el espesor de la IC (δ) o relación δ/H , exceptuando los datos correspondientes a una altura de 2.5 cm. Por otro lado, de la relación P_{h-est} vs ρ (figura 7.8), se puede concluir que a menor densidad de la IC menor es la magnitud de las presiones horizontales estáticas en las diferentes alturas en el respaldo del muro. Los resultados de las figuras 7.7 y 7.8 indican que existen umbrales para ρ y δ/H , a partir de los cuales el incremento de estos parámetros no inducen atenuación adicional en los empujes e incluso estos pueden incrementarse con la densidad del EPS.

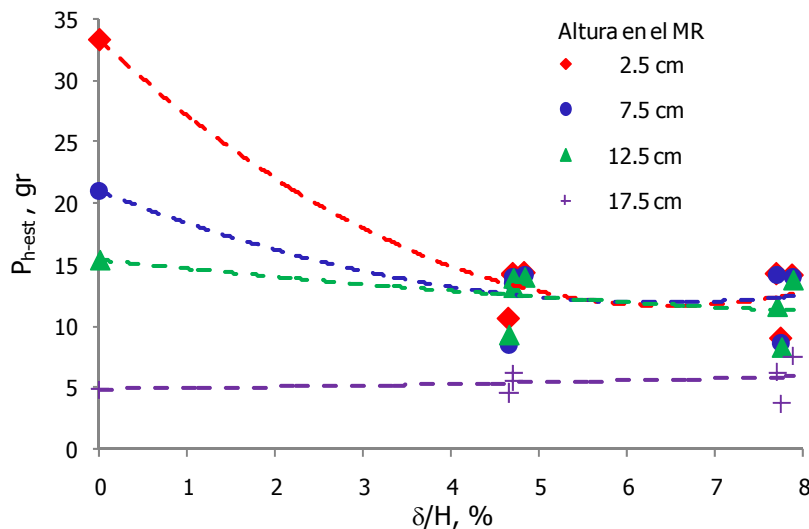


Figura 7.7. Efecto de la relación δ/H en la magnitud de la P_{h-est} .

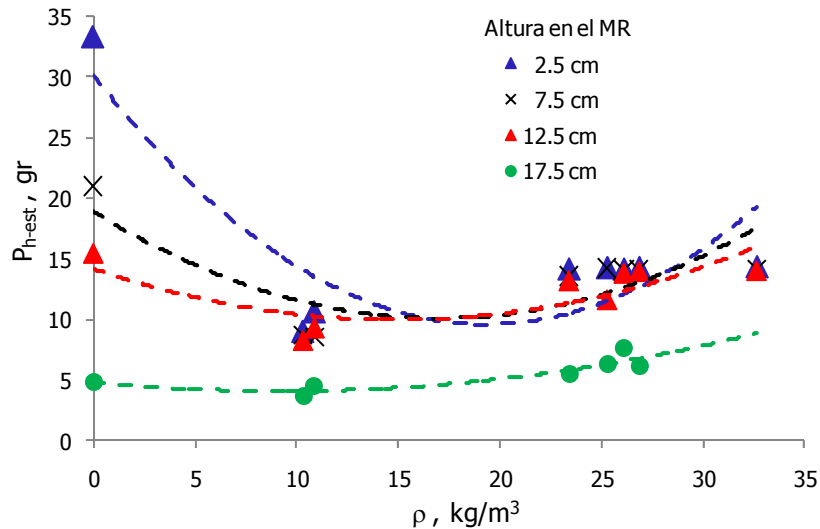


Figura 7.8. Efecto de la relación ρ en la magnitud de la P_{h-est} .

7.2. Comportamiento dinámico

Experimentalmente, fueron sometidos sistemas MR-S y MR-IC-S a excitaciones unidireccionales de tipo senoidal, las cuales fueron provistas por una mesa vibradora (sección 4.4). Durante los ensayos, se obtuvieron registros de carga horizontal dinámica, P_{h-din} , en el respaldo de las estructuras de retención. Estos registros de carga fueron obtenidos considerando diferentes características de la señal dinámica (aceleración y frecuencia) y variaciones en las propiedades de las inclusiones compresibles (espesor y densidad). La tabla 7.3 enlista las pruebas dinámicas realizadas, correspondientes a sistemas MR-S y MR-IC-S. Adicionalmente, cada ensayo cuenta con registros de aceleración obtenidos tanto en la base de los prototipos como en la superficie de los rellenos de arena.

Posterior a la realización de un ensayo dinámico, los registros de carga y aceleración fueron procesados (sección 4.8), a fin de realizar el análisis de la información experimental. Una vez procesados los registros carga dinámica-tiempo, se obtuvieron los valores de carga horizontal máxima, P_{h-din} , correspondientes a las distintas alturas en el muro en las cuales fueron ubicados los sensores de medición, permitiendo obtener perfiles de variación de la carga horizontal dinámica en el respaldo de las estructuras de retención. En el caso de los registros de aceleración, éstos fueron procesados y comparados, tal como se indica a continuación.

7.2.1. Registros de aceleración

Los acelerómetros ubicados en la base y en la superficie de los rellenos de los prototipos (figura 4.8), permitieron constatar que la aceleración inducida en la base de los sistemas de retención corresponde a la aceleración de entrada, introducida en el programa de operación de la mesa vibradora; además, fue posible verificar que los depósitos de arena se comportan como cuerpo rígido, lo cual indica que no existe el efecto de amplificación de la señal dinámica a través del suelo. Lo anterior puede constatare en las figuras 7.9 y 7.10, las cuales muestran registros típicos de aceleración correspondientes a ensa-

Tabla 7.3. Pruebas dinámicas

Sistema de Retención	Propiedades de Inclusión Compresible			Señal de Excitación		No. de Ensayes
	δ^1 , cm	δ/H^2 , %	ρ^3 , kg/m ³	Acel., g	Frec., Hz	
MR-S	---	---	---	0.05	1-2-3	3
				0.10	1-2	2
	0.93	4.65	10.89	0.05	1-2-3	3
				0.10	1-2	2
	0.94	4.70	23.40	0.05	1-2-3	3
				0.10	1-2-3	3
	0.94	4.70	26.86	0.05	1-2-3	3
				0.10	1-2-3	3
MR-IC-S	0.97	4.83	32.64	0.05	1-3	2
				0.10	2-3	2
	1.55	7.75	10.32	0.05	1-2	2
				0.10	1-2-3	3
	1.55	7.75	25.29	0.05	1-2-3	3
				0.10	1-2-3	3
	1.58	7.88	26.11	0.05	1-2-3	3
				0.10	1-2-3	3
TOTAL DE ENSAYES:						43

¹ Espesor de la IC ² Altura del Muro (20 cm) ³ Densidad del EPS

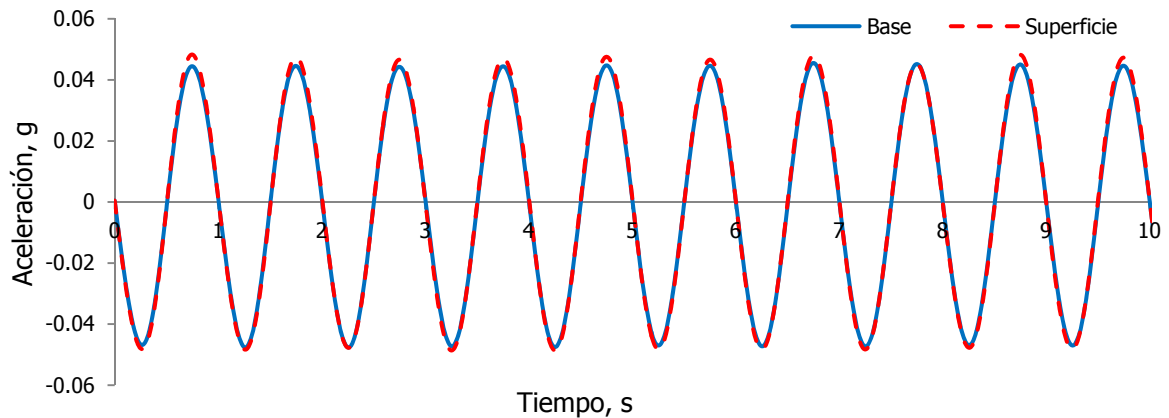


Figura 7.9. Aceleraciones experimentales correspondientes a una señal de operación de 0.05 g y 1 Hz.

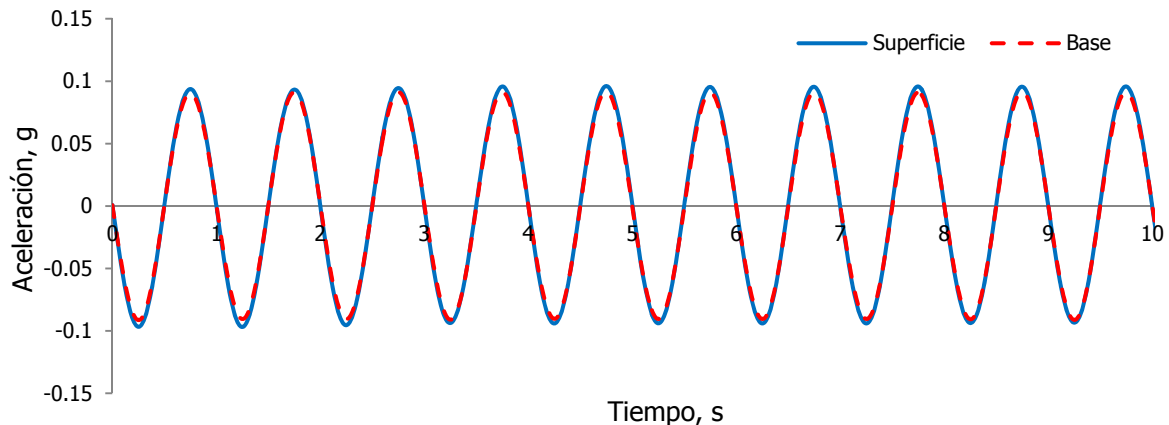


Figura 7.10. Aceleraciones experimentales correspondientes a una señal de operación de 0.10 g y 1 Hz.

yes con aceleración de entrada de 0.05 g y 0.10 g, respectivamente, ambos con frecuencia de operación de 1 Hz.

7.2.2. Distribuciones de carga horizontal dinámica

Las distribuciones de carga horizontal dinámica, P_{h-din} , producidas en el respaldo de la estructura de retención en estudio, tanto con y sin inclusión compresible, se presentan en las figuras 7.11 a 7.32. Dichas figuras se agrupan de la siguiente manera: figuras 7.11 a 7.18 presentan las distribuciones de P_{h-din} correspondiente a cada uno de los sistemas de retención en estudio (MR-S y MR-IC-S, tabla 7.3), en las figuras 7.19 a 7.24 se encuentran las mismas distribuciones graficadas de acuerdo a la señal dinámica empleada (aceleración y frecuencia, tabla 7.3) y las figuras 7.25 a 7.32 presentan las cargas horizontales totales (estáticas P_{h-est} más dinámicas P_{h-din}) normalizadas respecto a las cargas horizontales estáticas ($[P_{h-est} + P_{h-din}]/P_{h-est}$) de cada uno de los sistemas de retención en cuestión.

De manera general, al aplicar un movimiento tipo senoidal a un muro, la fuerza ejercida por el material de relleno sobre el muro será directamente proporcional a la frecuencia y a la aceleración del movimiento. Por consiguiente, a mayor aceleración y frecuencia, mayor será la fuerza ejercida sobre el muro. Este comportamiento, deducido fácilmente al combinar la segunda Ley de Newton y la ecuación que describe un movimiento periódico senoidal, se puede observar en los resultados obtenidos (figuras 7.11 a 7.18), en los cuales la carga horizontal dinámica transmitida por el material de relleno a la estructura de retención, aumenta al incrementar tanto la aceleración como la frecuencia. También es notable que el efecto de la frecuencia es más perceptible al aumentar la aceleración de la señal de excitación, lo cual es atribuible a la vencimiento de la fricción que sufre la frontera inferior (frontera rugosa).

Los incrementos de carga horizontal al pasar de una condición estática a una dinámica, para las características de señal dinámicas empleadas, se pueden apreciar en las figuras 7.25 a 7.32, corroborando una vez más que a mayor aceleración y/o frecuencia, aumenta la carga horizontal en el respaldo del muro de retención.

En el caso de una misma señal dinámica, el efecto del uso de una inclusión compresible en el respaldo de un muro, así como las propiedades de la misma (espesor y densidad) puede apreciarse en las figuras 7.19 a 7.24. De estas figuras, se desprende que el uso de una inclusión compresible permite atenuar las cargas horizontales dinámicas en el respaldo de una estructura de retención sin inclusión; dicha atenuación aumenta a medida que crece el espesor y disminuye la densidad de la IC.

En términos generales, la carga horizontal dinámica máxima, en sistemas MR-S y MR-IC-S, fue registrada predominantemente por los sensores ubicados a 12.5 cm de la altura del muro, H (figuras 7.11 a 7.17), lo cual corresponde al 62.5% de H, aproximadamente 2/3 de la altura del muro. Con los valores máximos de la carga horizontal dinámica, reportada a 62.5% de la altura del muro, se plantean ecuaciones que permiten conocer el porcentaje de atenuación de la P_{h-din} en un sistema de retención al emplear una inclusión compresible con ciertas propiedades (espesor y densidad). Esto se describe a detalle en la siguiente sección.

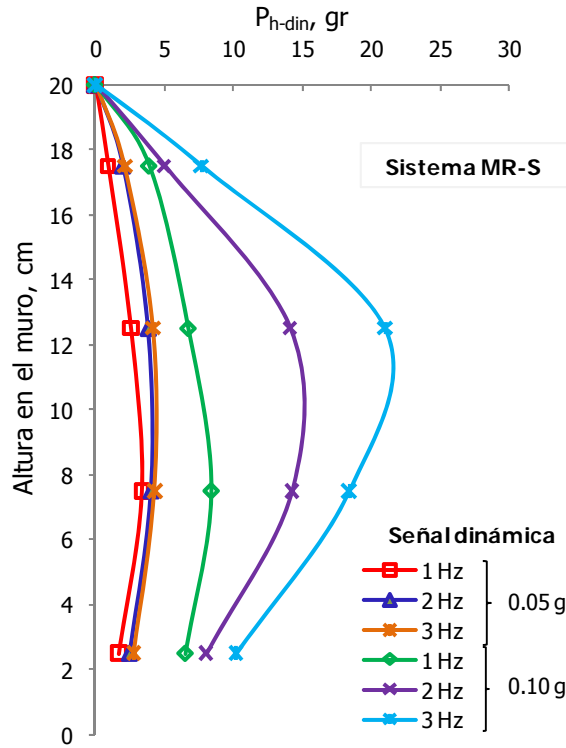


Figura 7.11. Distribución de P_{h-din} en un sistema MR-S.

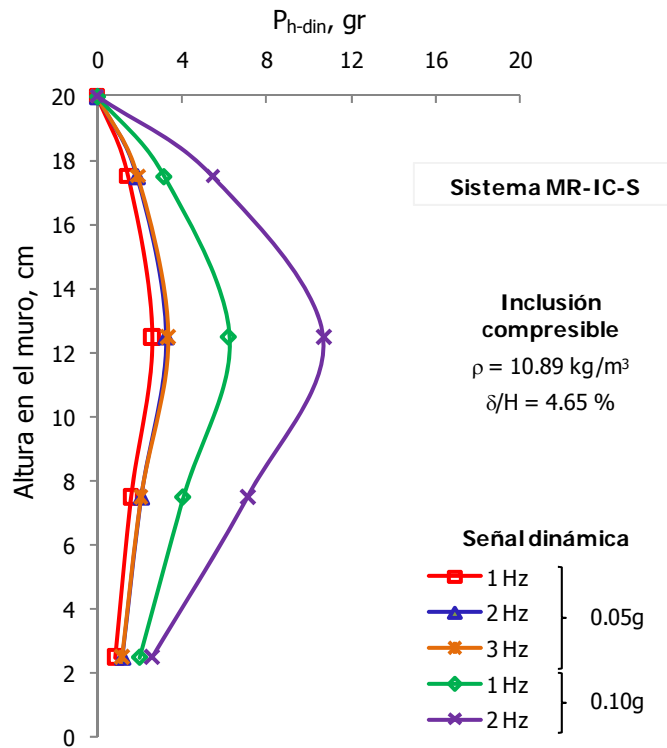


Figura 7.12. Distribución de P_{h-din} en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 10.89 kg/m^3 de densidad y 4.65% de relación espesor/altura.

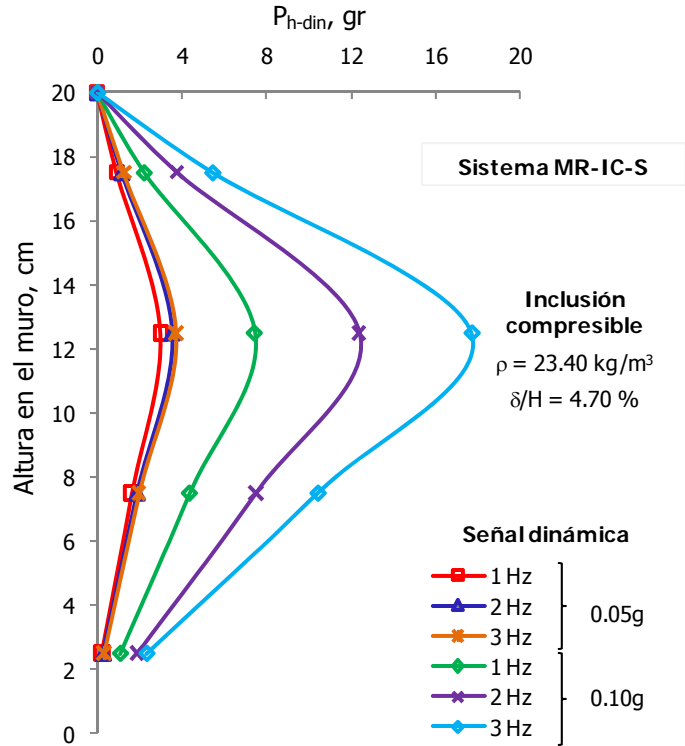


Figura 7.13. Distribución de P_{h-din} en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 23.40 kg/m^3 de densidad y 4.70% de relación espesor/altura.

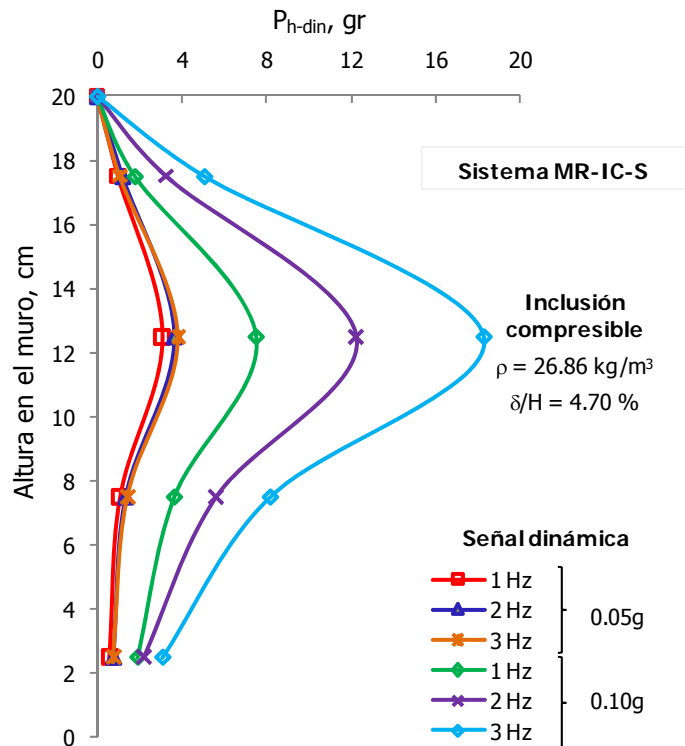


Figura 7.14. Distribución de P_{h-din} en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 26.86 kg/m^3 de densidad y 4.70% de relación espesor/altura.

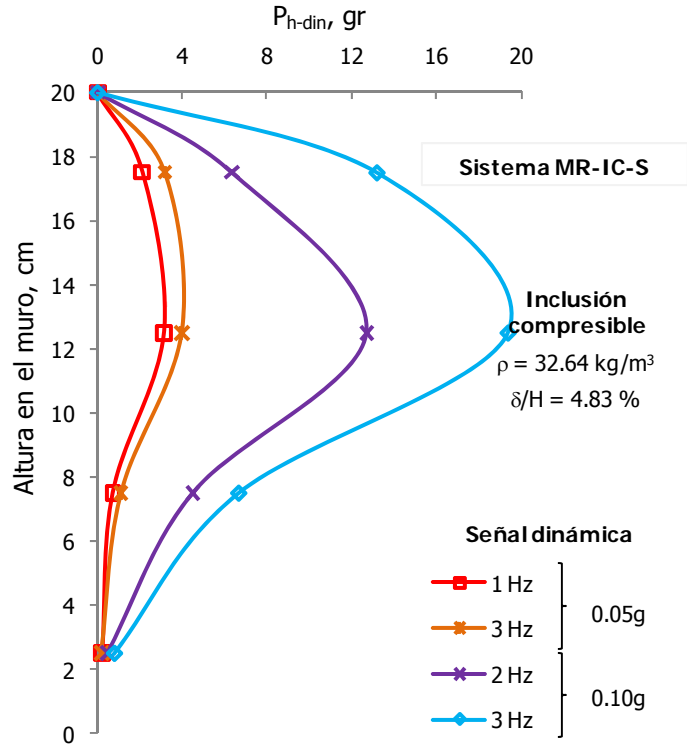


Figura 7.15. Distribución de P_{h-din} en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 32.64 kg/m^3 de densidad y 4.83% de relación espesor/altura.

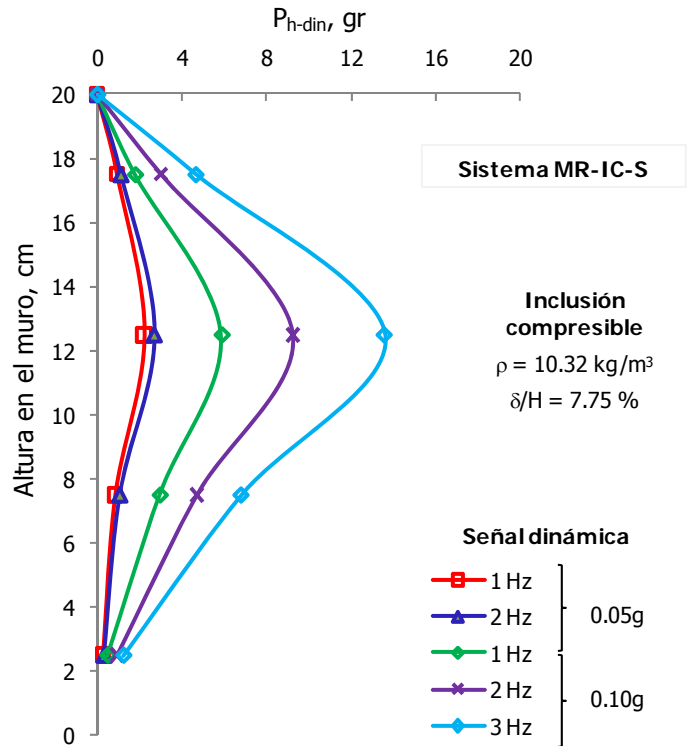


Figura 7.16. Distribución de P_{h-din} en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 10.32 kg/m^3 de densidad y 7.75% de relación espesor/altura.

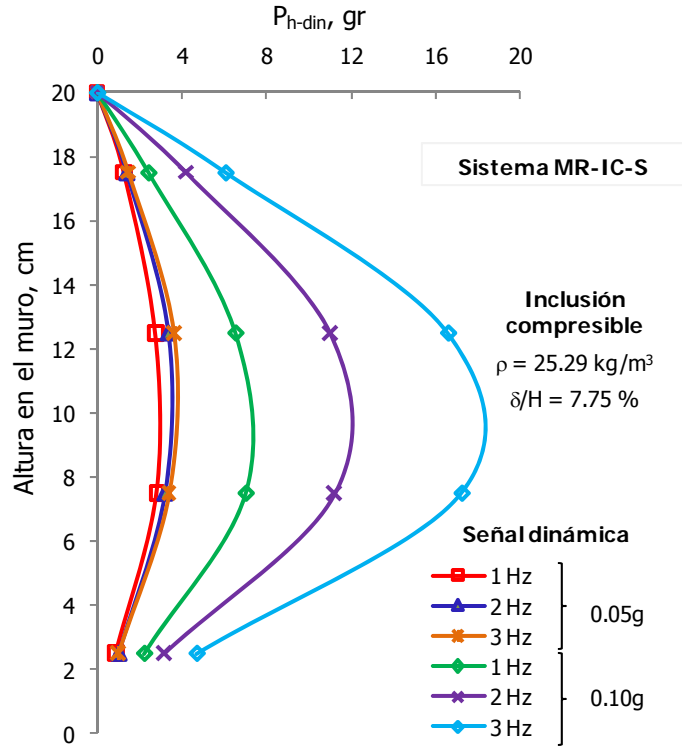


Figura 7.17. Distribución de P_{h-din} en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 25.29 kg/m^3 de densidad y 7.75% de relación espesor/altura.

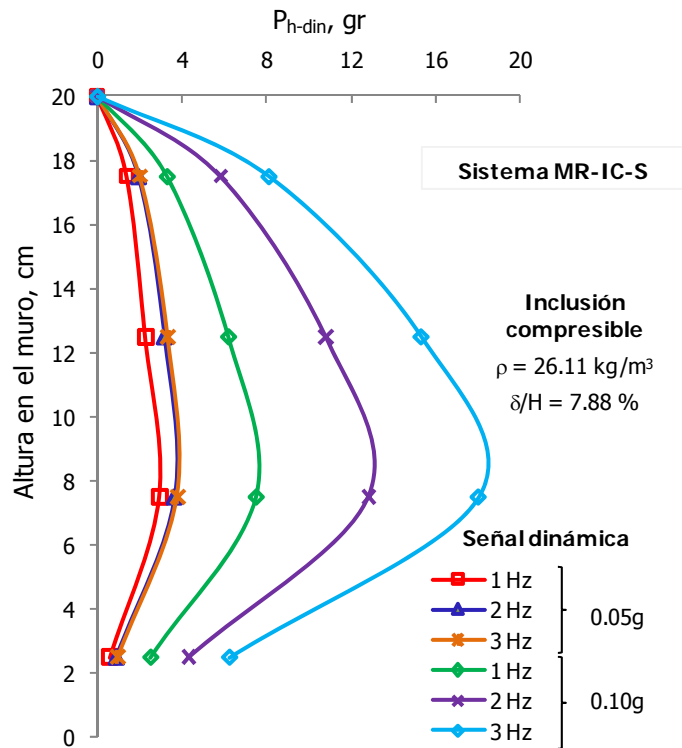


Figura 7.18. Distribución de P_{h-din} en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 26.11 kg/m^3 de densidad y 7.88% de relación espesor/altura.

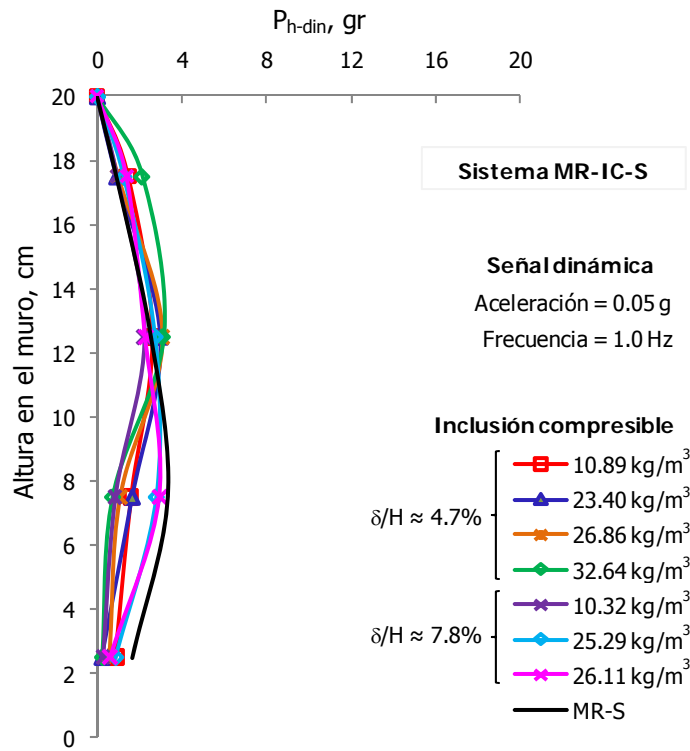


Figura 7.19. Distribución de P_{h-din} para una señal de excitación de 0.05 g y 1.0 Hz.

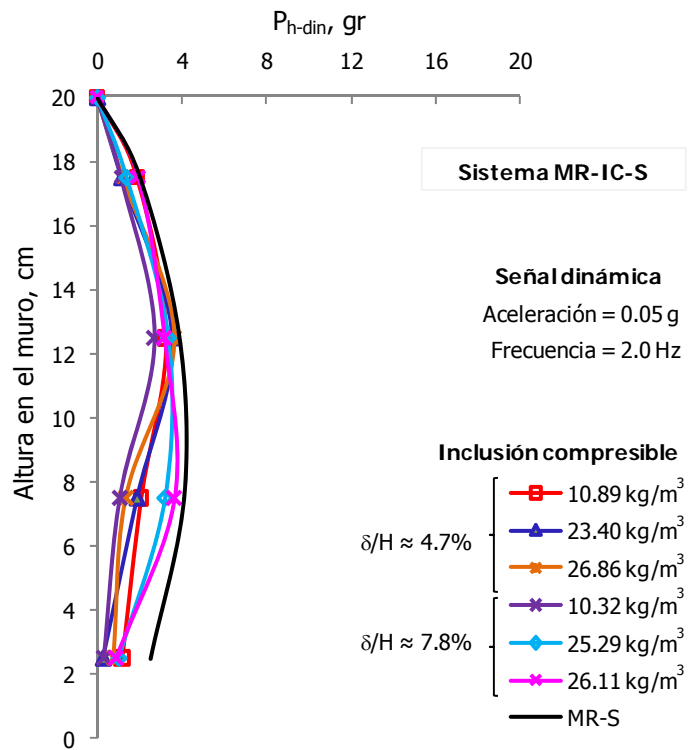


Figura 7.20. Distribución de P_{h-din} para una señal de excitación de 0.05 g y 2.0 Hz.

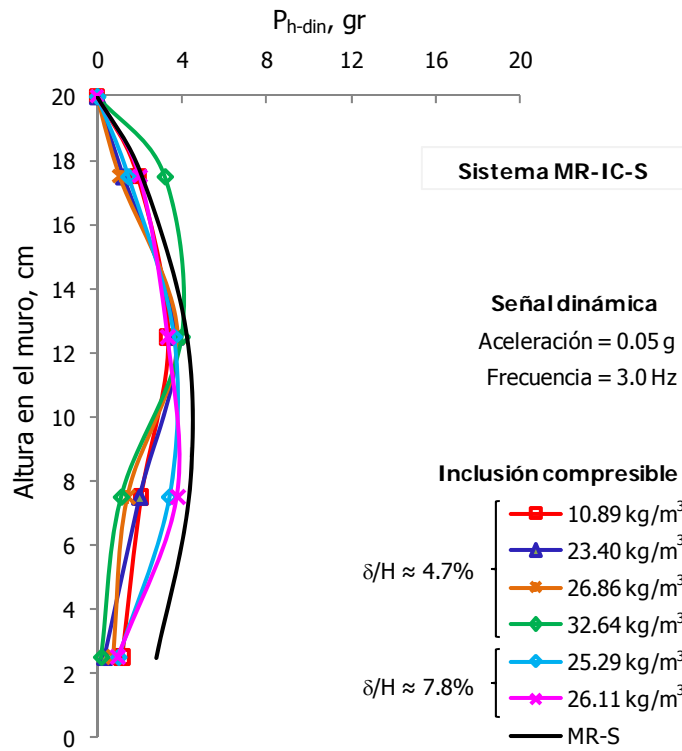


Figura 7.21. Distribución de P_{h-din} para una señal de excitación de 0.05 g y 3.0 Hz.

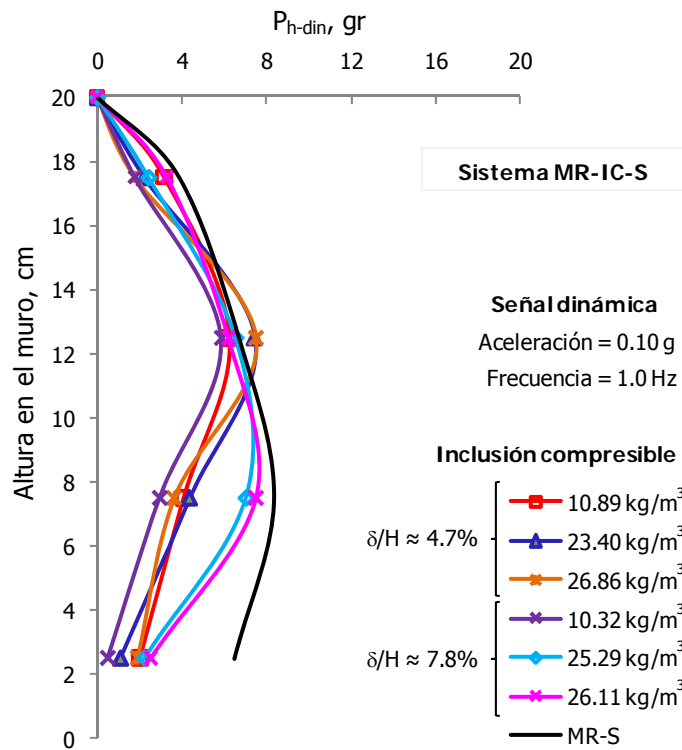


Figura 7.22. Distribución de P_{h-din} para una señal de excitación de 0.10 g y 1.0 Hz.

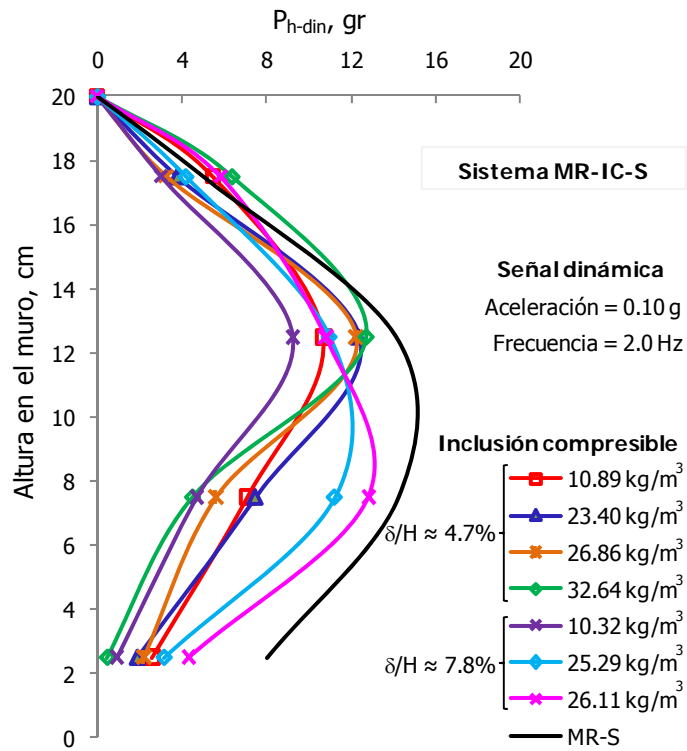


Figura 7.23. Distribución de P_{h-din} para una señal de excitación de 0.10 g y 2.0 Hz.

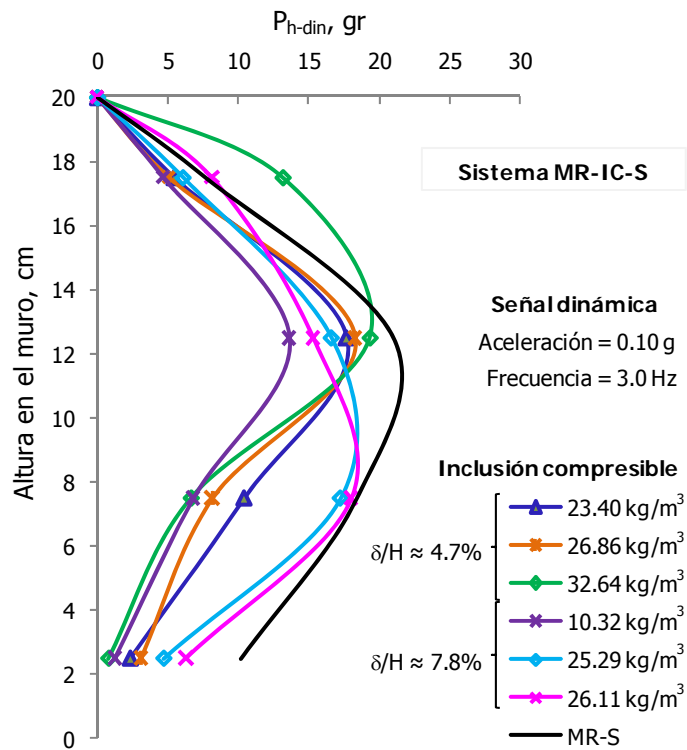


Figura 7.24. Distribución de P_{h-din} para una señal de excitación de 0.10 g y 3.0 Hz.

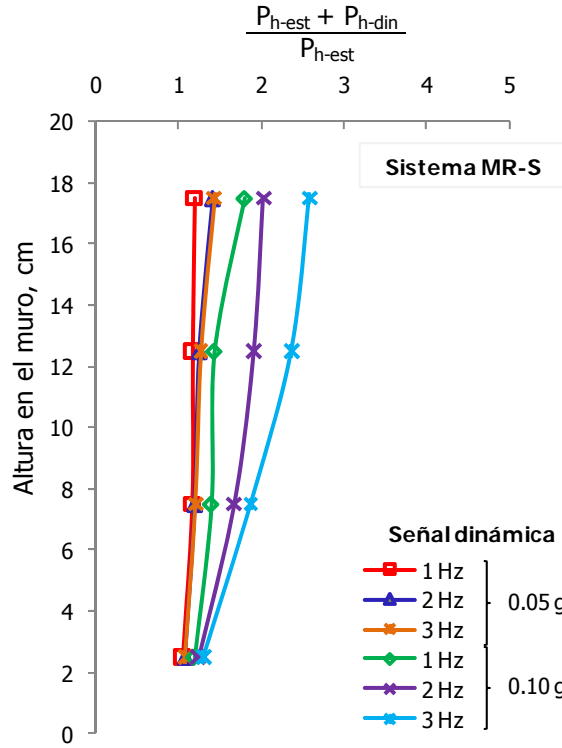


Figura 7.25. Normalización de la carga total ($[P_{h-est} + P_{h-din}] / P_{h-est}$) en un sistema MR-S.

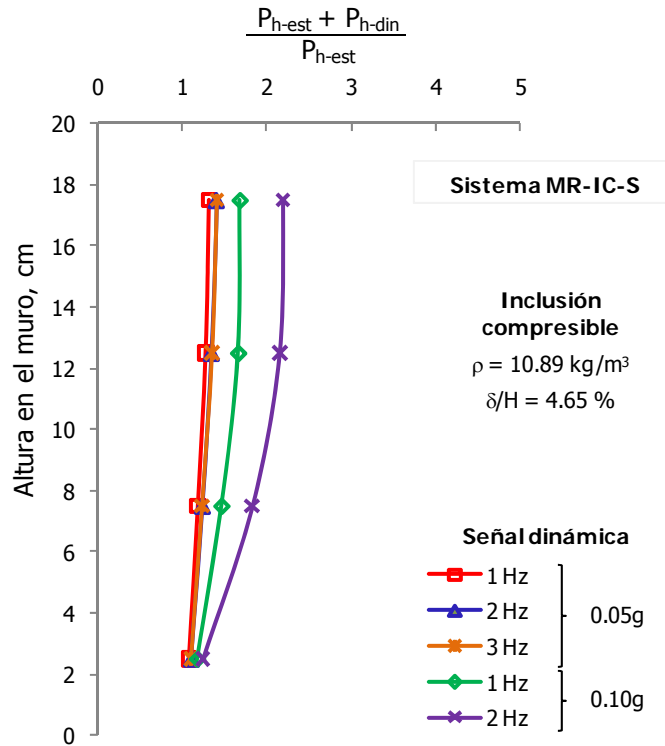


Figura 7.26. Normalización de la carga total ($[P_{h-est} + P_{h-din}] / P_{h-est}$) en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 10.89 kg/m^3 de densidad y 4.65% de relación espesor/altura.

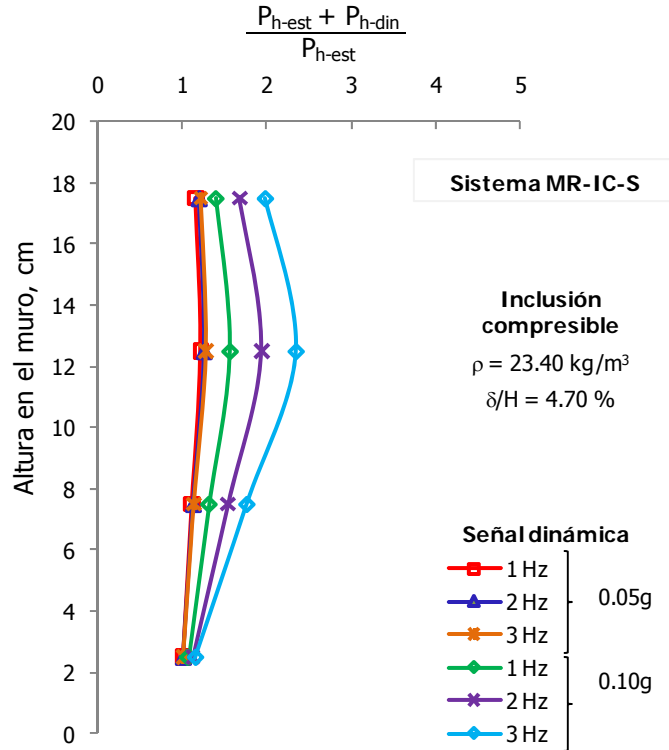


Figura 7.27. Normalización de la carga total ($[P_{h-est}+P_{h-din}]/ P_{h-est}$) en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 23.40 kg/m^3 de densidad y 4.70% de relación espesor/altura.

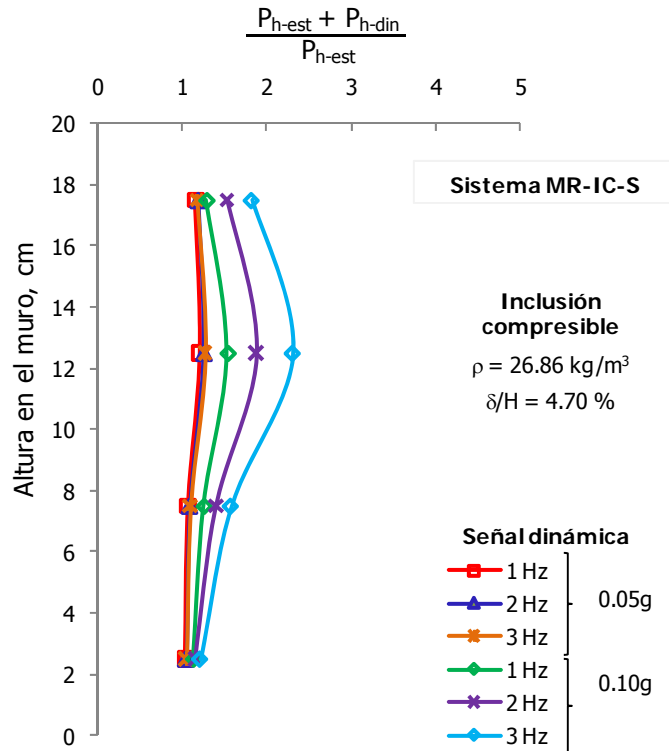


Figura 7.28. Normalización de la carga total ($[P_{h-est}+P_{h-din}]/ P_{h-est}$) en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 26.86 kg/m^3 de densidad y 4.70% de relación espesor/altura.

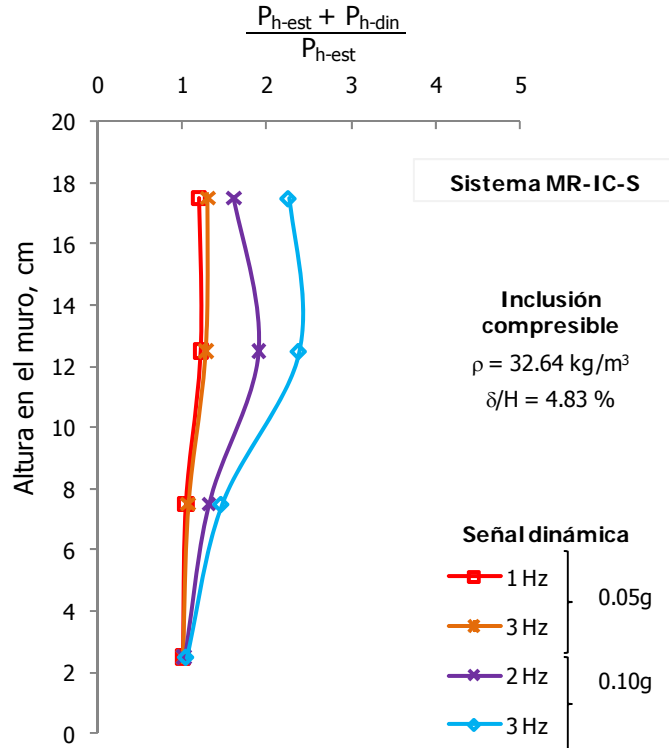


Figura 7.29. Normalización de la carga total ($[P_{h-est} + P_{h-din}] / P_{h-est}$) en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 32.64 kg/m^3 de densidad y 4.83% de relación espesor/altura.

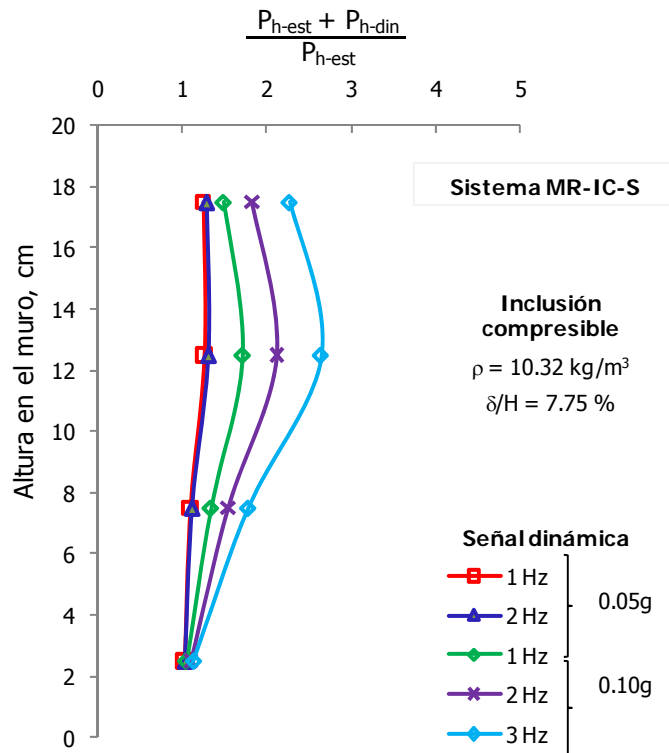


Figura 7.30. Normalización de la carga total ($[P_{h-est} + P_{h-din}] / P_{h-est}$) en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 10.32 kg/m^3 de densidad y 7.75% de relación espesor/altura.

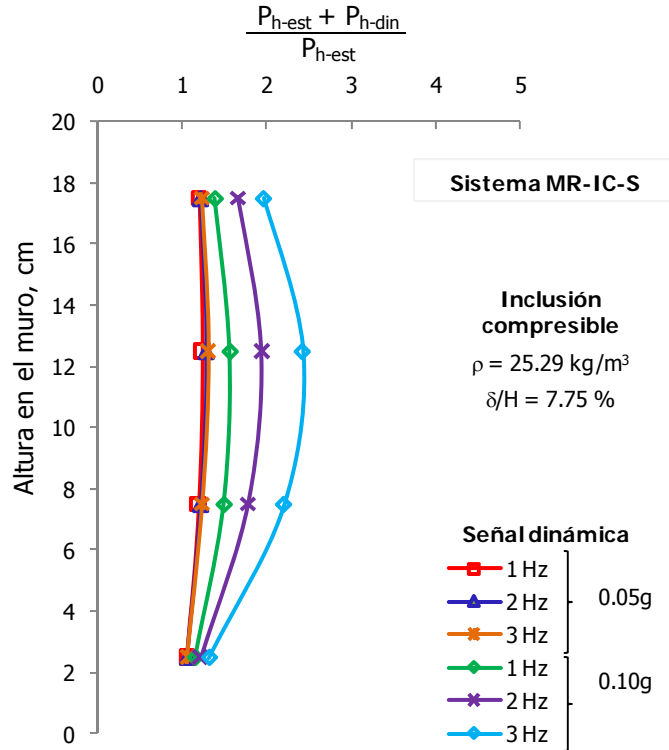


Figura 7.31. Normalización de la carga total ($[P_{h-est} + P_{h-din}] / P_{h-est}$) en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 25.29 kg/m^3 de densidad y 7.75% de relación espesor/altura.

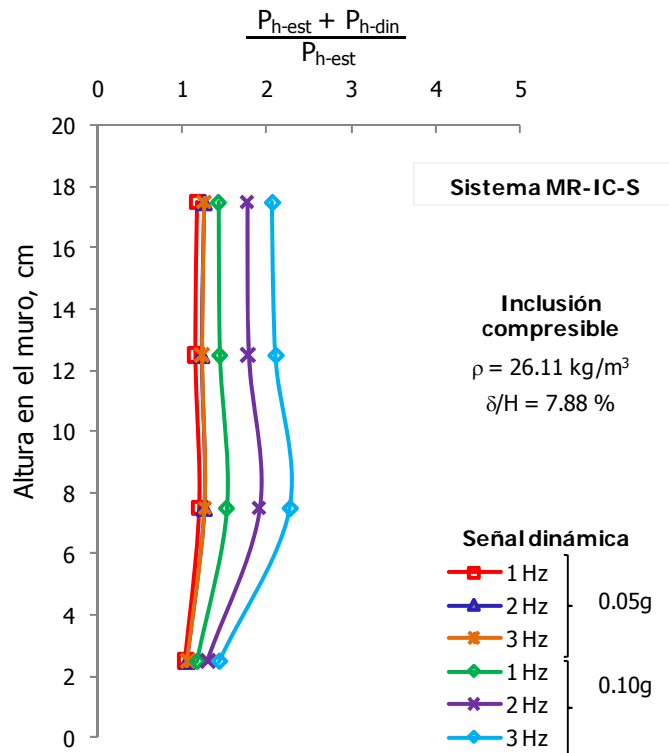


Figura 7.32. Normalización de la carga total ($[P_{h-est} + P_{h-din}] / P_{h-est}$) en un sistema MR-IC-S con inclusión compresible de 26.11 kg/m^3 de densidad y 7.88% de relación espesor/altura.

7.3. Método de estimación de la carga horizontal dinámica máxima en sistemas MR-IC-S

Detectadas mediante resultados experimentales, las tendencias de las presiones dinámicas horizontales en el respaldo de un muro, de acuerdo a las variables consideradas en esta investigación (características de la señal de excitación y propiedades de las inclusiones compresibles), se analizaron las tendencias presentadas por la carga horizontal dinámica máxima, $P_{h-din\ máx}$, en aras de formular un método empírico que permita estimar dicha carga en el respaldo de un muro, al emplear una inclusión compresible.

Para plantear el método de estimación de la carga horizontal máxima en sistemas MR-IC-S sometidos a condiciones dinámicas, se definieron las relaciones “ κ ” y “ α ”. La primera (κ), relaciona la carga horizontal dinámica máxima registrada en los sistemas MR-IC-S, $P_{h-din\ máx (MR-IC-S)}$, con la carga correspondiente del sistema MR-S, $P_{h-din\ máx (MR-S)}$ (ecuación 7.1); mientras que la segunda relación (α), involucra las propiedades de la inclusión compresible, densidad (ρ) y espesor (δ) normalizadas respecto a la densidad del agua ($\rho_0 = 1,000.0 \text{ kg/m}^3$) y a la altura del muro (H), respectivamente (ecuación 7.2).

$$\kappa = \frac{P_{h-din\ máx (MR-IC-S)}}{P_{h-din\ máx (MR-S)}} \cdot 100 \quad [7.1]$$

$$\alpha = \frac{(\rho/\rho_0)}{(\delta/H)} \quad [7.2]$$

De acuerdo a las expresiones 7.1 y 7.2, la relación de cargas κ está en porcentaje y la relación α es adimensional, ya que tanto la relación de densidades ρ/ρ_0 como la relación δ/H son adimensionales.

Para cada una de las aceleraciones empleadas (0.05 g y 0.10 g), las figuras 7.33 y 7.34 muestran el efecto de las propiedades de las IC (α) en la relación de cargas dinámicas horizontales máximas (κ). En estas figuras, se aprecia que para ambas aceleraciones, la tendencia de κ es prácticamente independiente de la frecuencia de excitación; esto se puede constatar una vez más en las figuras 7.35 y 7.36, en la cuales se nota la poca variabilidad, indicada por líneas casi horizontales, de la relación de cargas horizontales dinámicas en sistemas con y sin inclusión, κ , para los tres valores de frecuencia considerados (1, 2 y 3 Hz). A diferencia del poco o casi nulo efecto de la frecuencia de excitación en κ , la relación de propiedades de la inclusión compresible α , exhibe una influencia marcada sobre κ , ya que a medida que aumenta α , el valor de κ es mayor.

Considerando que $P_{h-din\ máx (MR-IC-S)}$ es un porcentaje de $P_{h-din\ máx (MR-S)}$, el cual disminuye a medida que decrece α y que a menor porcentaje, mayor será la atenuación de la carga horizontal dinámica en el respaldo de una estructura de retención, la tabla 7.4 contiene valores de α para diferentes propiedades de una inclusión. De esta tabla se deduce que la relación α decrece a medida que la densidad de la inclusión (normalizada con respecto a la ρ_0) disminuye y el espesor de la misma (normalizado con respecto a la H) aumenta, propiciando un aumento en la atenuación de las cargas horizontales, tal como se ha comentado a lo largo de este capítulo.

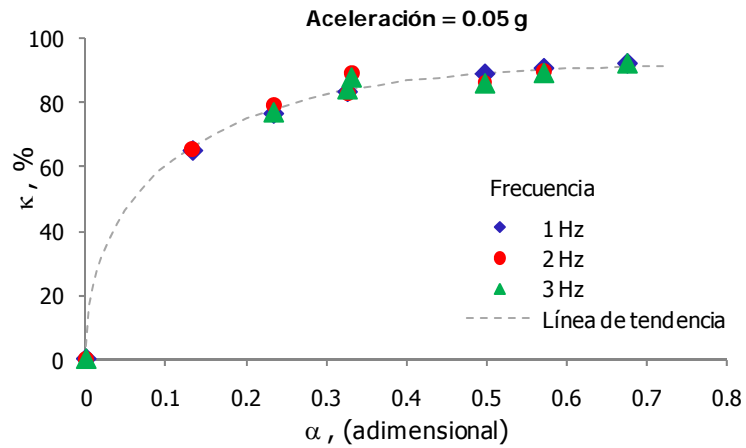


Figura 7.33. Relación α versus κ para una aceleración de 0.05 g.

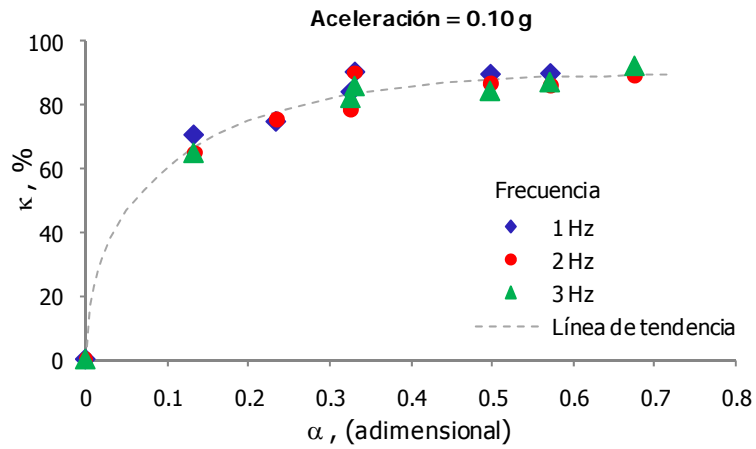


Figura 7.34. Relación α versus κ para una aceleración de 0.10 g.

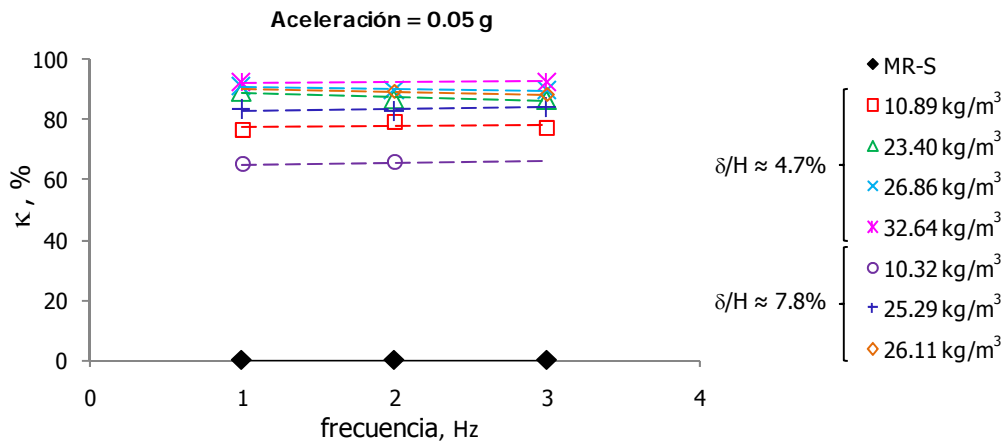


Figura 7.35. Relación frecuencia versus κ para una aceleración de 0.05 g.

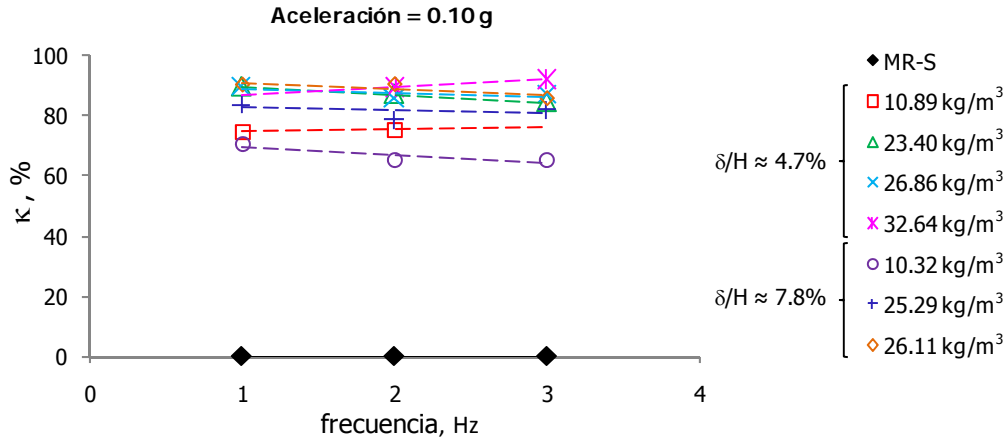


Figura 7.36. Relación frecuencia *versus* κ para una aceleración de 0.10 g.

Tabla 7.4. Valores de la relación α .

		δ/H						
		0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
ρ/ρ_0	0.010	0.25	0.20	0.17	0.14	0.13	0.11	0.10
	0.012	0.30	0.24	0.20	0.17	0.15	0.13	0.12
	0.014	0.35	0.28	0.23	0.20	0.18	0.16	0.14
	0.016	0.40	0.32	0.27	0.23	0.20	0.18	0.16
	0.018	0.45	0.36	0.30	0.26	0.23	0.20	0.18
	0.020	0.50	0.40	0.33	0.29	0.25	0.22	0.20
	0.022	0.55	0.44	0.37	0.31	0.28	0.24	0.22
	0.024	0.60	0.48	0.40	0.34	0.30	0.27	0.24
	0.026	0.65	0.52	0.43	0.37	0.33	0.29	0.26
	0.028	0.70	0.56	0.47	0.40	0.35	0.31	0.28
	0.030	0.75	0.60	0.50	0.43	0.38	0.33	0.30
	0.032	0.80	0.64	0.53	0.46	0.40	0.36	0.32
	0.034	0.85	0.68	0.57	0.49	0.43	0.38	0.34

La tendencia de la relación κ *versus* α , tanto para una aceleración de 0.05 g como de 0.10 g (figuras 7.33 y 7.34), puede modelarse con la relación [7.3], donde "a", "b" y "c" son constantes cuyos valores se reportan en la tabla 7.5 (columnas 2 y 3). Dichos valores brindan un coeficiente de determinación (r^2) superior a 0.99, lo cual evidencia el buen ajuste entre la relación κ *versus* α obtenida con la ecuación 7.3 (figura 7.37) y los resultados experimentales (figuras 7.33 y 7.34).

$$\kappa = a\alpha + b\alpha^{2.5} + c\alpha^{0.5} \quad [7.3]$$

Tabla 7.5. Constantes de la ecuación 7.3.

Constante	Aceleración		Promedio
	0.05 g	0.10 g	
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4
a	-183.1830	-191.1947	-187.1888
b	28.8727	30.4792	29.6759
c	248.5933	252.0897	250.3415
r^2	0.9964	0.9901	

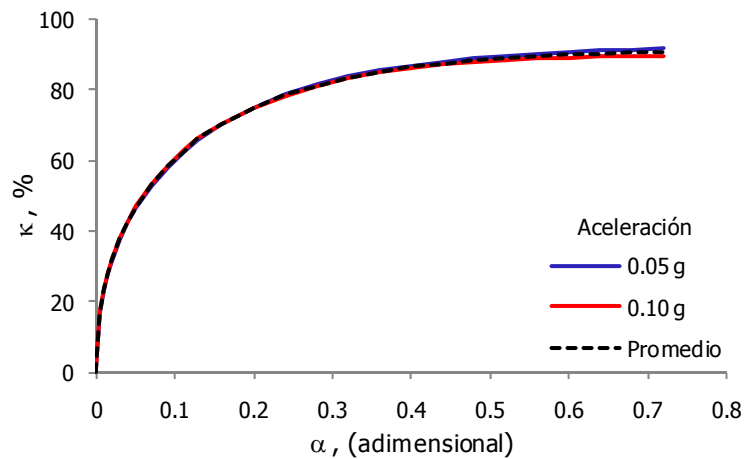


Figura 7.37. Relación teórica κ versus α .

Ante la proximidad de las tendencias teóricas presentadas en la figura 7.37 y por consiguiente, la poca variabilidad de las constantes a , b y c para las aceleraciones consideradas, es conveniente asumir el valor de dichas constantes como el promedio de los valores obtenidos (tabla 7.5, columna 4).

En cuanto a las características de excitación, la relación κ al combinar cargas horizontales de sistemas MR-IC-S y MR-S, en igual condición (dinámica), permite aislar el efecto tanto de la frecuencia como de la aceleración, tal como lo indican las figuras 7.33 a 7.36 y 7.37, respectivamente. Sin embargo, tanto la aceleración como la frecuencia de excitación inciden en la magnitud de las cargas horizontales registradas (figuras 7.25 a 7.32).

Por todo lo anterior, para conocer el empuje dinámico transmitido a la estructura de retención de un determinado sistema MR-IC-S, será necesario calcular el empuje correspondiente de un sistema de retención convencional MR-S, lo cual es posible empleando algún método establecido previamente, como por ejemplo el método M-O. Por consiguiente, esta tesis presenta un método modificado M-O (método M-M-O) para estimar el empuje dinámico en sistemas MR-IC-S, el cual es descrito en la siguiente sección.

7.3.1. Método Modificado M-O (Método M-M-O) para sistemas MR-IC-S

Partiendo del análisis descrito previamente y con el propósito de ampliar la aplicabilidad del método M-O (Mononobe-Okabe, sección 2.1.1) a sistemas de retención rígidos con inclusiones compresibles (MR-IC-S), se plantea un Método modificado M-O o Método M-M-O.

El método propuesto parte de la aplicación del método M-O para obtener el empuje total activo (P_h), que ejerce un depósito de material granular sobre una estructura de retención rígida (sistema MR-S), sometidas a acciones sísmicas. El empuje total activo ($P_{h (MR-S)}$) corresponde a la suma de las componentes estática ($P_{h-est (MR-S)}$) y dinámica ($P_{h-din (MR-S)}$) y se obtiene en función de las propiedades de resistencia del suelo de relleno y de la estructura de retención, además de propiedades geométricas, aceleración de la gravedad y aceleraciones pseudo-estáticas, tal como lo indican las expresiones 7.4 a 7.8.

$$P_{h (MR-S)} = P_{h-est (MR-S)} + P_{h-din (MR-S)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1-K_v) K_{ae} \quad [7.4]$$

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\theta + \eta - \phi)}{\cos(\eta) \text{sen}^2(\theta) \text{sen}(\delta + \theta + \eta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \eta - \beta)}{\text{sen}(\delta + \theta + \eta) \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad [7.5]$$

$$\eta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad [7.6]$$

$$P_{h-est (MR-S)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad [7.7]$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad [7.8]$$

donde k_h y k_v son las aceleraciones horizontal y vertical, respectivamente, entre la aceleración de la gravedad, g ; K_{ae} es el coeficiente de presión de tierra activa dinámico y K_a es el coeficiente de presión de tierra estático; ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo y δ es el ángulo de fricción en el contacto suelo-muro; β y θ son los correspondientes ángulos de inclinación de la superficie del relleno y del respaldo del muro; γ es el peso volumétrico del suelo y H es la altura del muro.

Una vez conocido el empuje total ($P_{h (MR-S)}$, ecuación 7.4) y su componente estática ($P_{h-est (MR-S)}$, ecuación 7.7), es posible calcular la componente dinámica ($P_{h-din (MR-S)}$), como lo indica la siguiente expresión.

$$P_{h-din (MR-S)} = P_{h (MR-S)} - P_{h-est (MR-S)} \quad [7.9]$$

Partiendo del empuje dinámico en un sistema convencional MR-S (ecuación 7.9), para estimar el correspondiente empuje dinámico al emplear una inclusión compresible entre la estructura de retención y el relleno granular ($P_{h-din (MR-IC-S)}$), es preciso definir las propiedades de densidad (ρ) y espesor (δ) de la IC, en aras de calcular la relación adimensional 7.10 (correspondiente a la ecuación 7.2).

$$\alpha = \frac{(\rho/\rho_o)}{(\delta/H)} \quad [7.10]$$

donde ρ_o es la densidad del agua igual a 1,000.0 kg/m³.

Calculada la relación α , se procede al cálculo del factor κ , empleando la siguiente expresión (correspondiente a la ecuación 7.3)

$$\kappa = a\alpha + b\alpha^{2.5} + c\alpha^{0.5} \quad [7.11]$$

donde a , b y c son constantes cuyos valores son:

$$a = -187.1888$$

$$b = 29.6759$$

$$c = 250.3415$$

Dado que κ corresponde a la relación de empujes dinámicos del sistema de retención con y sin inclusión (ecuación 7.12 ó 7.1), es posible obtener el empuje dinámico correspondiente al sistema con inclusión empleando la expresión 7.13.

$$\kappa = \frac{P_{h-din (MR-IC-S)}}{P_{h-din (MR-S)}} \cdot 100 \quad [7.12]$$

$$P_{h-din (MR-IC-S)} = \frac{\kappa \cdot P_{h-din (MR-S)}}{100} \quad [7.13]$$

Finalmente, el porcentaje de atenuación del empuje dinámico al emplear una inclusión compresible entre una estructura de retención rígida y un relleno granular corresponde a:

$$\text{Atenuación de } P_{h-din} = 100 - \kappa \quad [7.14]$$

La siguiente sección presenta un ejemplo de aplicación del método aquí descrito.

7.3.2. Ejemplo de aplicación

Durante el diseño de un muro de retención de 5 m de altura, que contendrá un depósito de material granular, cuyo peso volumétrico es $1,650.0 \text{ kg/m}^3$, es necesario conocer el porcentaje de atenuación del empuje dinámico al emplear una inclusión de poliestireno expandido de 50 cm de espesor y 20 kg/m^3 de densidad.

Paso 1. Cálculo del empuje dinámico en el sistema MR-S ($P_{h-din (MR-S)}$) – Método Mononobe-Okabe

Considerando un sistema de retención convencional (sin inclusión), se empleará el método Mononobe-Okabe para determinar la presión dinámica, ejercida por el material de relleno, sobre la estructura de retención. Para realizar este cálculo se cuenta con la información de la siguiente tabla.

Tabla 7.6. Información del ejercicio de aplicación.

Coefficiente sísmico horizontal, k_h	0.17
Coefficiente sísmico vertical, K_v	0.06
Peso volumétrico del relleno, γ	$1,650.0 \text{ kg/m}^3$
Ángulo de fricción del relleno, ϕ	30°
Ángulo de fricción en el contacto suelo-muro, δ	30°
Ángulo de inclinación del relleno, β	0°
Ángulo de inclinación del respaldo del muro, θ	90°
Altura del muro, H	5 m

Con la información de la tabla 7.6, se procede al cálculo del parámetro η (expresión 7.6), el coeficiente de presión de tierra dinámico K_{ae} (expresión 7.5) y el empuje total $P_{h (MR-S)}$ (expresión 7.4).

$$\eta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{0.17}{1 - 0.06} \right] = 10.25$$

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\theta + \eta - \phi)}{\cos(\eta) \sin^2(\theta) \sin(\delta + \theta + \eta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \eta - \beta)}{\sin(\delta + \theta + \eta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(90 + 10.25 - 30)}{\cos(10.25) \sin^2(90) \sin(30 + 90 + 10.25) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 30) \sin(30 - 10.25 - 0)}{\sin(30 + 90 + 10.25) \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.4498$$

$$P_{h(MR-S)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae} = \frac{1}{2} \cdot 1,650.0 \cdot 5^2 \cdot (1 - 0.06) \cdot 0.4498 = 8,720.5 \text{ kg}$$

Posteriormente, se procede al cálculo de la componente estática del empuje (ecuaciones 7.7 y 7.8) y por consiguiente la componente dinámica (ecuación 7.9).

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0.33$$

$$P_{h-est(MR-S)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \cdot 1,650.0 \cdot 5^2 \cdot 0.33 = 6,875.0 \text{ kg}$$

$$P_{h-din(MR-S)} = P_{h(MR-S)} - P_{h-est(MR-S)} = 8,720.5 \text{ kg} - 6,875.0 \text{ kg} = 1,845.5 \text{ kg}$$

Paso 2. Cálculo del empuje dinámico en el sistema MR-IC-S ($P_{h-din(MR-IC-S)}$) – Método M-M-O

Una vez calculado el empuje dinámico en el sistema MR-S, $P_{h-din(MR-S)}$, se requiere conocer el empuje que se transmitirá al muro si se emplea una inclusión compresible de poliestireno expandido con densidad de 20 kg/m³ y espesor de 50 cm, correspondientes al 10% de la altura del muro (H = 5 m).

Con la información anterior, se prosigue al cálculo de la relación α (ecuación 7.10) y posteriormente se halla la relación κ (ecuación 7.11).

$$\alpha = \frac{(\rho/\rho_0)}{(\delta/H)} = \frac{(20/1,000.0)}{(0.5/5)} = 0.2$$

$$\kappa = a\alpha + b\alpha^{2.5} + c\alpha^{0.5} = (-187.1888 \cdot 0.2) + (29.6759 \cdot 0.2^{2.5}) + (250.3415 \cdot 0.2^{0.5}) = 75.05\%$$

Sabiendo que κ es la relación entre el empuje del sistema de retención con y sin inclusión (ecuación 7.12), se prosigue con el cálculo del empuje dinámico en el sistema MR-IC-S, como se indica a continuación (ecuación 7.13).

$$P_{h-din(MR-IC-S)} = \frac{\kappa \cdot P_{h-din(MR-S)}}{100} = \frac{75.05 \cdot 1,845.5}{100} = 1,385.05 \text{ kg}$$

Finalmente, el porcentaje de atenuación del empuje dinámico al emplear una inclusión compresible corresponde a (ecuación 7.14):

$$\text{Atenuación de } P_{h\text{-din}} = 100 - 75.05 = 24.95\%$$

En conclusión, un muro 5 m de altura que retiene material granular, estará sujeto a un empuje dinámico de 1,845.5 kg, el cual puede disminuir aproximadamente un 25% si se considera una inclusión compresible de EPS, de 50 cm de espesor y 20 kg/m³ de densidad.

8. DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN SISTEMAS MR-IC-S: RESULTADOS EXPERIMENTALES

Fenomenológicamente, la bondad de las inclusiones compresibles (IC) empleadas en muros de retención (MR) radica en permitir el desplazamiento del suelo aledaño a dicha inclusión. Ante una excitación, al comprimirse la IC y desplazarse el suelo de relleno se genera una disipación de energía por parte de estos dos elementos, siendo la disipación de energía del suelo la principal causante de reducciones de presión en el respaldo de una estructura de retención. Este planteamiento, descrito teóricamente en el capítulo 3, se comprueba con resultados experimentales a continuación.

8.1. Desempeño estático de sistemas MR-IC-S

La respuesta de una arena ante esfuerzos de compresión estática se caracteriza por ser elasto-plástica (capítulo 3). En esta investigación, para definir el comportamiento esfuerzo-deformación del material de relleno (sección 4.2), se realizó una prueba triaxial no consolidada no drenada (tipo UU) en una probeta formada mediante pluviación de 3.5 cm de diámetro y 9.0 cm de altura, sujeta a una presión intergranular de 0.1 kg/cm^2 , equivalente a la presión en el prototipo.

La figura 8.1 presenta la relación esfuerzo desviador-deformación axial, $q-\varepsilon$, de la arena, en la cual es posible apreciar que el rango de comportamiento elástico de la arena es muy reducido, presentando una deformación de fluencia, $\varepsilon_{y(Arena)}$, de 0.2 %. Este comportamiento se debe a factores como el tipo y estado del material, el proceso de formación de la probeta y la poca presión intergranular en la muestra.

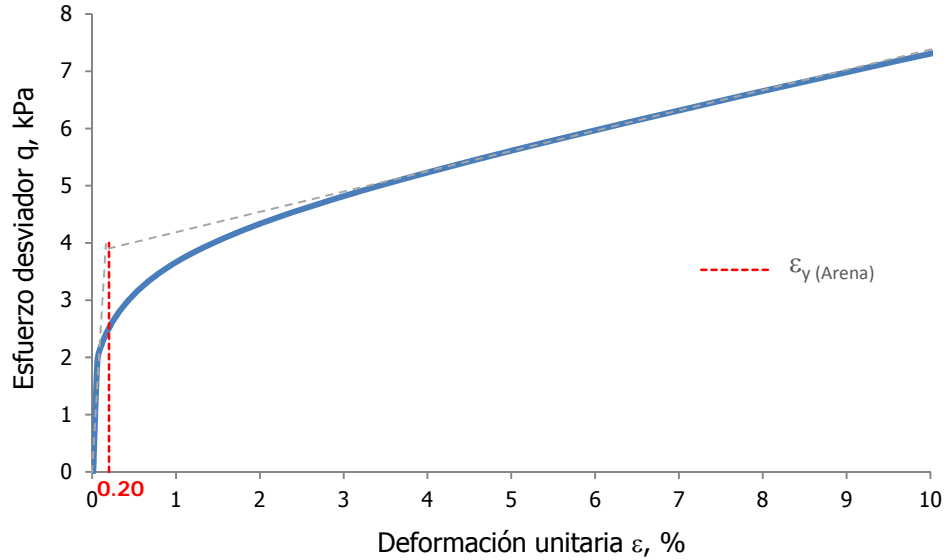


Figura 8.1. Comportamiento estático esfuerzo-deformación de la arena de relleno.

En el caso del EPS, dado que el comportamiento esfuerzo-deformación depende de la densidad del material (capítulo 3) y ésta es variable en la presente investigación, se determinaron expresiones empíricas que relacionan la densidad del EPS, ρ , con la deformación unitaria de fluencia, $\epsilon_{y(\text{EPS})}$, y el módulo tangente inicial, $E_{i(\text{EPS})}$ (ecuaciones 8.1 y 8.2, figura 8.2), con la finalidad de conocer las propiedades elásticas de las inclusiones compresibles empleadas (tabla 8.1). Estas expresiones se obtuvieron empleando la información experimental presentada por Ossa y Romo en 2009, para muestras de EPS con densidades de 18 kg/m^3 , 26 kg/m^3 y 30 kg/m^3 , sometidas a velocidades de deformación de 10 mm/min , sin confinamiento.

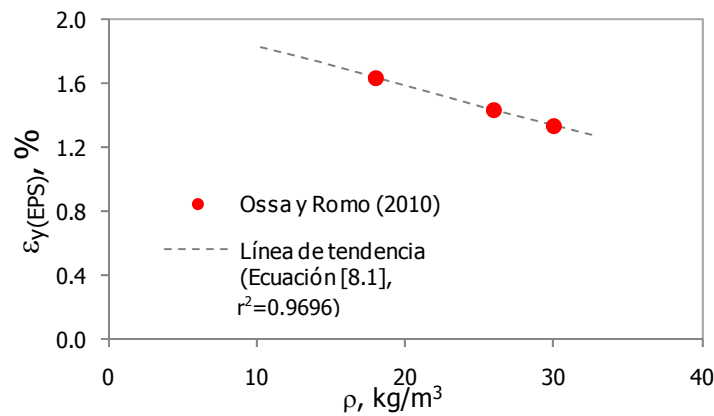
$$\epsilon_{y(\text{EPS})} = -0.0248 \rho + 2.0791 \quad [8.1]$$

$$E_{i(\text{EPS})} = 0.6152 \rho - 6.051 \quad [8.2]$$

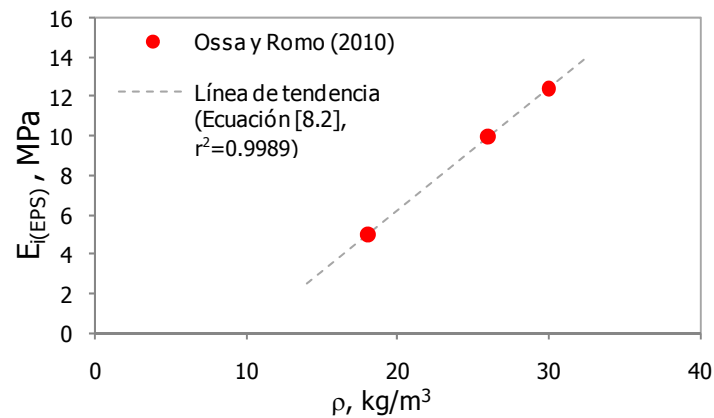
Definidos los comportamientos esfuerzo-deformación tanto de la arena de relleno como de las inclusiones compresibles y considerando que en un sistema MR-IC-S estos comportamientos se conjugan, es posible concluir lo siguiente:

- El comportamiento elástico de la arena se desarrolla hasta deformaciones aproximadamente de 0.2% a partir de la cual, comienzan a evidenciarse deformaciones irreversibles (figura 8.1).
- El comportamiento elástico de las inclusiones compresibles de EPS depende de las densidades de las mismas, presentándose mayor deformación de fluencia a medida que disminuye la densidad. En esta investigación, las IC consideradas presentan comportamiento elástico hasta deformaciones unitarias entre 1.27% y 1.82% (tabla 8.1).
- La deformación de fluencia de la arena, $\epsilon_{y(\text{Arena})}$, se encuentra entre el 11% y 16% de la deformación de fluencia de las IC, $\epsilon_{y(\text{EPS})}$.
- La presencia de deformaciones permanentes en un material es evidencia de una disipación de energía, ya que la energía de deformación alcanzada durante un proceso de carga no será recuperada totalmente en forma de trabajo durante una descarga (sección 3.3). Por consiguiente,

ante esfuerzos de compresión estática, la arena de relleno de los sistemas MR-IC-S comienza a disipar mayormente energía arriba de 0.2% de deformación, correspondiente al 11% - 16% de la deformación requerida para que las IC también inicien un proceso de disipación de energía.



a. Relación ρ - $\varepsilon_{y(EPS)}$.



b. Relación ρ - $E_{i(EPS)}$.

Figura 8.2. Relaciones ρ - $\varepsilon_{y(EPS)}$ y ρ - $E_{i(EPS)}$.

Tabla 8.1. Propiedades elásticas de las inclusiones compresibles.

ρ , kg/m^3	$\varepsilon_{y(EPS)}$, %	$E_{i(EPS)}$, MPa
10.32	1.82	0.30
10.89	1.81	0.65
23.40	1.50	8.35
25.29	1.45	9.51
26.11	1.43	10.01
26.86	1.41	10.48
32.64	1.27	14.03

Lo anterior valida experimentalmente los planteamientos teóricos expuestos en las secciones 3.1 y 3.3, que indican que la capacidad de disipación de energía de un material granular es superior a la capacidad del poliestireno expandido.

En sistemas MR-IC-S el material de relleno ejerce cierta carga lateral sobre la inclusión, sometiéndola a esfuerzos de compresión; a su vez, esta carga es transmitida al muro. De manera acoplada, la compresión provocada en la IC ocasiona deformaciones laterales en el suelo de relleno, disminuyéndose así el esfuerzo principal menor en el suelo (figura 3.5), o sea la carga lateral transmitida por el material de relleno. Esto representa una tendencia del estado de esfuerzos del suelo hacia una condición activa, tal como se planteó en el capítulo 3. Estos resultados coinciden con el conocimiento generalizado sobre este problema de empuje de tierra en estructuras de retención rígidas.

Al producirse desplazamientos en la IC y en el suelo, existe un trabajo o absorción de energía realizado por cada uno de estos materiales. Específicamente, si en los prototipos estudiados en esta investigación, el desplazamiento de la interfaz IC-S ocasiona deformaciones menores a 0.2% en la arena, existirá una disipación de energía mínima por parte de la IC y del suelo y en consecuencia el uso de una IC no se considerará pertinente; por otro lado, si la deformación en la interfaz se encuentra entre 0.2% y 1.27% o 1.82 % (según IC), habrá poca disipación de energía por parte de la IC mientras que la disipación por parte de la arena será considerable, provocando una reducción de las cargas horizontales transmitidas por el suelo y la presencia de deformaciones en la superficie del relleno próximo a la estructura de retención; en este caso, el uso de una IC es ampliamente recomendable. Adicionalmente, si la deformación ocasionada en la interfaz IC-S excede un porcentaje de 1.27% a 1.82% (según IC), habrá disipación considerable por parte de la IC y del suelo, ocasionando amplios desplazamientos (asentamientos) en la superficie del relleno próxima a la estructura de retención, lo cual puede inducir asentamientos diferenciales que dañen las edificaciones cercanas. Esto tiene una implicación práctica importante: El EPS debe tener una densidad tal que aunada al espesor de la inclusión permita que el desplazamiento en la arena atenúe las presiones en el muro al valor de la condición activa, pero su comportamiento debe mantenerse en el intervalo elástico, para evitar asentamientos diferenciales inadmisibles en la superficie del relleno.

La evaluación experimental de los prototipos de sistemas MR-IC-S consistió en medir las cargas laterales transmitidas por un depósito de arena (formado mediante pluviación) a una inclusión compresible y posteriormente a una estructura de retención rígida con modos de falla (rotación y traslación) restringidos. Los registros de cargas horizontales estáticas, P_{h-est} , se realizaron en diferentes alturas del respaldo de la estructura de retención y atañen a cargas aplicadas en áreas de 6.61 cm^2 (área de un disco de 2.9 cm de diámetro, 4.5); con esta información (carga horizontal y área) es posible obtener el esfuerzo horizontal estático, σ_{h-est} , aplicado a diferentes alturas del respaldo del MR (ecuación 8.3).

$$\sigma_{h-est} = \frac{P_{h-est}}{\text{Área de contacto}} \quad [8.3]$$

La aplicación del esfuerzo σ_{h-est} conlleva el desarrollo de una deformación axial horizontal (ε_h). En los sistemas MR-IC-S estudiados, cuya estructura de retención es rígida y se restringen los modos de rotación y desplazamiento, las deformaciones horizontales son desarrolladas en la interfaz IC-S, siendo la deformación horizontal de la IC ($\varepsilon_{h(EPS)}$) igual a la deformación horizontal del suelo ($\varepsilon_{h(Arena)}$). Para definir la magnitud de la deformación horizontal generada en la interfaz IC-S, basta con relacionar el esfuerzo horizontal con el módulo de elasticidad del EPS ($E_{i(EPS)}$), correspondiente a la densidad de la IC considerada (igualdad 8.2), tal como se indica a continuación.

$$\epsilon_{h(\text{EPS})} = \epsilon_{h(\text{Arena})} = \frac{\sigma_{h\text{-est}}}{E_i(\text{EPS})} \quad [8.4]$$

Una vez conocidas tanto las deformaciones de fluencia de las inclusiones compresibles ($\epsilon_{y(\text{EPS})}$, columna 8 de la tabla 8.2) y de la arena de relleno ($\epsilon_{y(\text{Arena})}$, columna 9 de la tabla 8.2) como las deformaciones horizontales generadas en la interfaz IC-S (ϵ_h , columna 10 de la tabla 8.2), debido a la aplicación de un esfuerzo horizontal, es posible determinar los intervalos de comportamiento (lineal o no lineal) de la IC y de la arena, a fin de evidenciar que el uso de las IC en estructuras de retención radica en las deformaciones que sufre el suelo de relleno aledaño a la IC, por causa de la compresibilidad del EPS.

La tabla 8.2 presenta resultados experimentales de sistemas MR-IC-S con inclusiones de densidad, ρ , y espesor variable, δ/H . En general, las deformaciones inducidas en la interfaz IC-S (columna 10) son menores a la deformación de fluencia de las diferentes inclusiones compresibles (columna 8), lo cual indica que el comportamiento de las IC es elástico-lineal y por ende la disipación de energía es mínima (despreciable). En el caso de la arena de relleno, las deformaciones en la interfaz IC-S igualmente son menores a la deformación de fluencia de la arena (columna 9), lo cual indica que el comportamiento del material de relleno igualmente es elástico-lineal. Sin embargo, la magnitud de las deformaciones en la interfaz IC-S representa entre el 0.06% y 2.56% la deformación de fluencia de las inclusiones (columna 13), mientras que para la arena este rango de porcentaje es de 0.43% a 23.33% (columna 14); lo anterior indica que, a pesar de que las IC y la arena de relleno presentan comportamiento elástico-lineal, es la arena la que induce principalmente la reducción en las presiones ejercidas en el respaldo de una estructuras de retención.

En términos generales, al disminuir la densidad de una inclusión o aumentar su espesor, la compresibilidad de dicha inclusión aumenta y por ende los desplazamientos en la arena también, lo cual favorece la atenuación de los esfuerzos laterales sobre una estructura de retención. En consecuencia, en un sistema MR-IC-S la distribución de presión estática horizontal en el respaldo del muro de retención, estará en función de la altura del muro y las propiedades de la IC.

8.2. Desempeño dinámico de sistemas MR-IC-S

Como se mencionó en el capítulo 3, la respuesta ante esfuerzos de compresión dinámica de un suelo puede describirse en términos de la variación de sus propiedades dinámicas, G y λ , respecto a la deformación angular (γ). En esta investigación, para definir el desempeño dinámico de la arena de relleno (sección 4.2) se realizaron pruebas no consolidadas no drenadas en columna resonante y cámara triaxial cíclica, en probetas cilíndricas de 3.5 cm de diámetro y 9.0 cm de altura; las probetas fueron formadas en seco mediante pluviación y sometidas a una presión intergranular de 0.1 kg/cm² (figura 8.3).

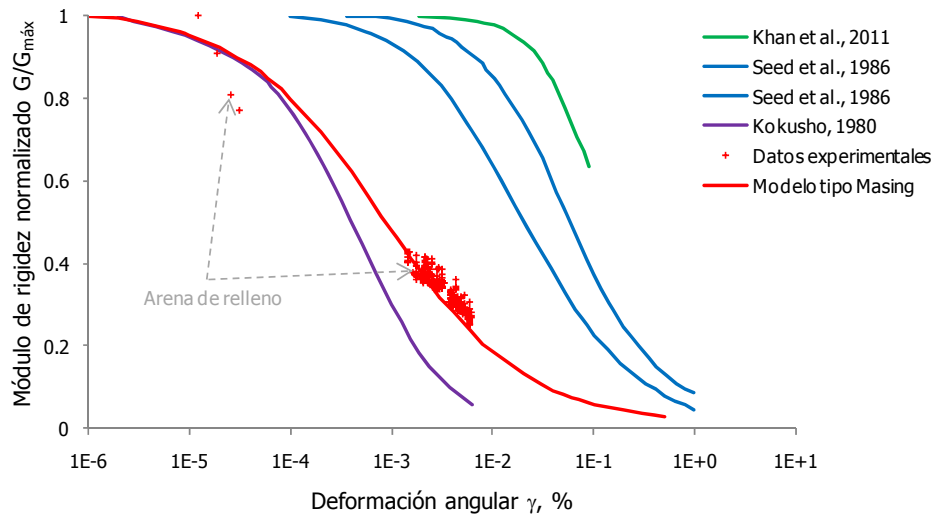
La variación de las propiedades dinámicas de la arena empleada en esta investigación se presenta en las gráficas de la figura 8.4. Con objeto de constatar los niveles de deformación angular obtenidos para la arena de relleno, se presentan en la figura 8.4 varias curvas correspondientes a diversas arenas presentadas en la literatura. Adicionalmente, se incluyen las líneas correspondientes a la aplicación de un modelo modificado tipo Masing (González y Romo, 2011), las cuales son referidas en el cálculo de relaciones de amortiguamiento, posteriormente.

Tabla 8.2. Respuesta estática de sistemas MR-IC-S.

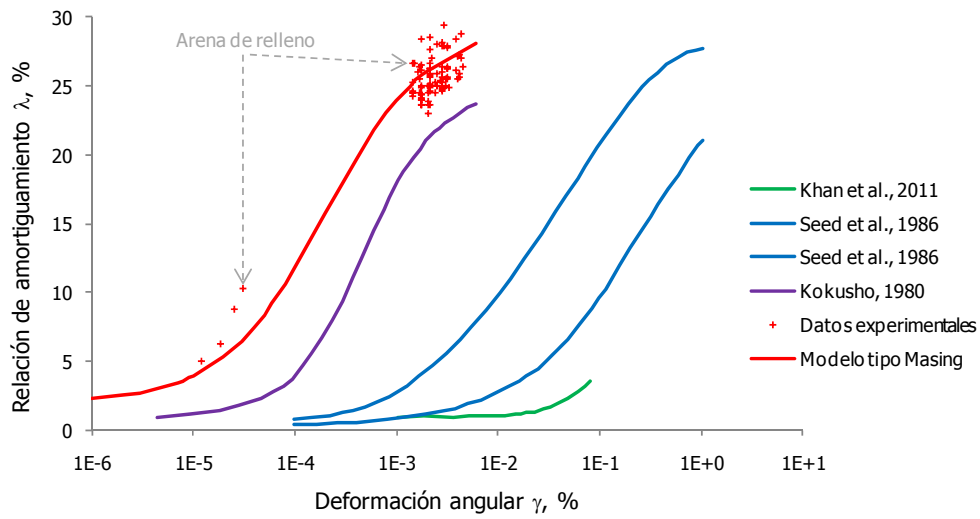
δ/H (%)	ρ (kg/m ³)	H (cm)	P_{h-est} (gr)	P_{h-est} (kg)	σ_{h-est} (Pa) Ecuación [8.3]	E_i (EPS) (kPa) Ecuación [8.2]	ϵ_y (EPS) (%) Ecuación [8.1]	ϵ_y (Arena) (%) Figura 8.1	ϵ_h (EPS) = ϵ_h (Arena) (%) Ecuación [8.4]	Comportamiento IC	Comportamiento Arena	Porcentaje de ϵ_y (EPS) (%)	Porcentaje de ϵ_y (Arena) (%)	
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10	Columna 11	Columna 12	Columna 13	Columna 14	
4.7 ($\delta \approx 0.95$ cm)	10.9	20	0	0	0	654.58	1.81	0.20	0					
		17.50	4.58	4.576E-03	67.96				0.010	lineal	lineal	0.57	5.19	
		12.50	9.27	9.266E-03	137.62				0.021	lineal	lineal	1.16	10.51	
		7.50	8.54	8.539E-03	126.82				0.019	lineal	lineal	1.07	9.69	
		2.50	10.58	1.058E-02	157.13				0.024	lineal	lineal	1.33	12.00	
	23.4	20	0	0	0	8344.58	1.50	0.20	0					
		17.50	5.52	5.519E-03	81.97				0.001	lineal	lineal	0.07	0.49	
		12.50	13.13	1.313E-02	194.94				0.002	lineal	lineal	0.16	1.17	
		7.50	13.56	1.356E-02	201.35				0.002	lineal	lineal	0.16	1.21	
		2.50	14.11	1.411E-02	209.56				0.003	lineal	lineal	0.17	1.26	
	26.9	20	0	0	0	10497.78	1.41	0.20	0					
		17.50	6.11	6.108E-03	90.71				0.001	lineal	lineal	0.06	0.43	
		12.50	13.88	1.388E-02	206.08				0.002	lineal	lineal	0.14	0.98	
		7.50	14.05	1.405E-02	208.63				0.002	lineal	lineal	0.14	0.99	
		2.50	14.23	1.423E-02	211.34				0.002	lineal	lineal	0.14	1.01	
	32.6	20	0	0	0	14004.42	1.27	0.20	0					
		17.50	10.41	1.041E-02	154.62				0.001	lineal	lineal	0.09	0.55	
		12.50	13.96	1.396E-02	207.29				0.001	lineal	lineal	0.12	0.74	
		7.50	14.12	1.412E-02	209.65				0.001	lineal	lineal	0.12	0.75	
		2.50	14.30	1.430E-02	212.38				0.002	lineal	lineal	0.12	0.76	
7.8 ($\delta \approx 1.5$ cm)	10.3	20	0	0	0	285.46	1.82	0.20	0					
		17.50	3.66	3.661E-03	54.38				0.019	lineal	lineal	1.04	9.52	
		12.50	8.25	8.254E-03	122.58				0.043	lineal	lineal	2.35	21.47	
		7.50	8.68	8.679E-03	128.90				0.045	lineal	lineal	2.48	22.58	
		2.50	8.97	8.970E-03	133.22				0.047	lineal	lineal	2.56	23.33	
	25.3	20	0	0	0	9513.46	1.45	0.20	0					
		17.50	6.25	6.248E-03	92.79				0.001	lineal	lineal	0.07	0.49	
		12.50	11.58	1.158E-02	171.96				0.002	lineal	lineal	0.12	0.90	
		7.50	14.23	1.423E-02	211.34				0.002	lineal	lineal	0.15	1.11	
		2.50	14.22	1.422E-02	211.19				0.002	lineal	lineal	0.15	1.11	
	26.1	20	0	0	0	10005.62	1.43	0.20	0					
		17.50	7.56	7.557E-03	112.24				0.001	lineal	lineal	0.08	0.56	
		12.50	13.74	1.374E-02	203.99				0.002	lineal	lineal	0.14	1.02	
		7.50	14.04	1.404E-02	208.50				0.002	lineal	lineal	0.15	1.04	
		2.50	14.10	1.410E-02	209.41				0.002	lineal	lineal	0.15	1.05	



Figura 8.3. Pruebas triaxiales.



a. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante.

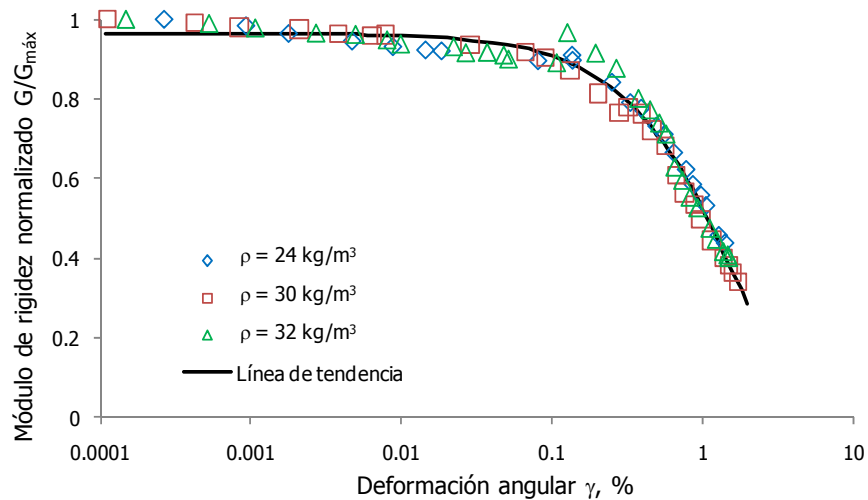


b. Relación de amortiguamiento.

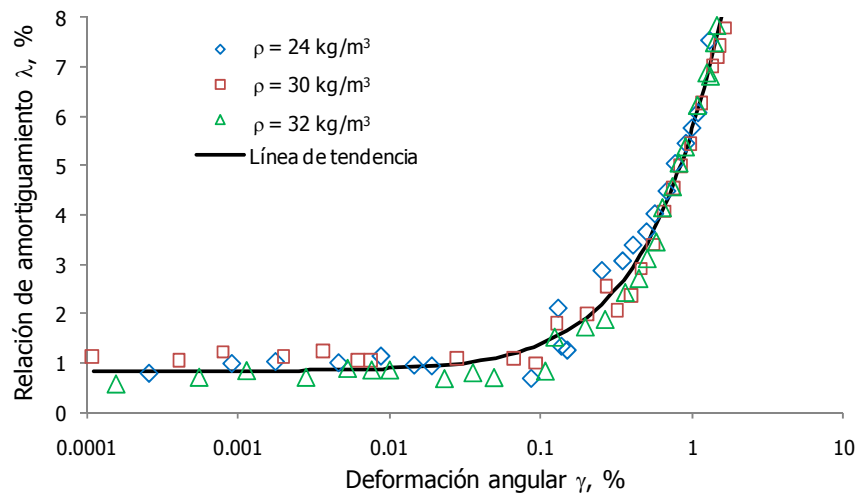
Figura 8.4. Propiedades dinámicas de arenas.

En la figura 8.4 puede apreciarse que la arena de relleno presenta un comportamiento elasto-plástico en un intervalo de deformaciones angulares muy pequeño, lo cual puede ser atribuible al proceso de formación de las probetas y a la poca presión intergranular de las mismas. Dado esto, es coherente que los niveles de deformación desarrollados por la arena de relleno sean menores a los exhibidos por otras arenas, cuyos procesos de formación son diferentes y los niveles de confinamiento son mayores a los empleados en esta investigación.

Para definir el comportamiento de las propiedades dinámicas del poliestireno expandido, considerando la densidad variable, se tomó la evidencia experimental presentada por Ossa y Romo (2011), correspondiente a muestras de EPS con densidades de 24 kg/m^3 , 30 kg/m^3 y 32 kg/m^3 , ensayadas en columna resonante, sin esfuerzo de confinamiento. La figura 8.5 presenta la información recaba, percibiendo que, para un mismo nivel de esfuerzo de confinamiento, el efecto de la densidad en el comportamiento de las propiedades dinámicas del EPS no es notorio; sin embargo, sí existe un efecto claro de la densidad sobre el valor máximo del módulo de rigidez del material, como se indicará más adelante.



a. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante.



b. Relación de amortiguamiento.

Figura 8.5. Propiedades dinámicas del EPS (modificado de Ossa y Romo, 2011).

Una vez establecidas las variaciones de las propiedades dinámicas tanto de la arena de relleno como del EPS, es posible relacionar estos comportamientos a fin de vislumbrar el comportamiento acoplado IC-S en una estructura de retención. Con este propósito y dado que el amortiguamiento es la propiedad que determina la capacidad de disipación de energía sísmica, de aquí en adelante se hará referencia exclusivamente a éste.

La figura 8.6 presenta una comparación entre las relaciones de amortiguamiento de la arena y del EPS; la línea roja corresponde a la línea obtenida al ajustar un modelo tipo Masing a los resultados experimentales de la arena, mientras que la línea negra concierne a la línea de tendencia que mejor reproduce los resultados experimentales del EPS. Para cada una de las curvas se indica la respectiva deformación umbral, $\gamma'_{(Arena)}$ y $\gamma'_{(EPS)}$, correspondiente al límite entre el comportamiento lineal y no lineal de los materiales y por consiguiente el umbral entre las deformaciones recuperables e irreversibles (sección 3.2); para la arena de relleno $\gamma'_{(Arena)}$ es igual a $2.1E-5\%$ y para el poliestireno expandido $\gamma'_{(EPS)}$ es $4.5E-1\%$. Estas deformaciones umbrales fueron definidas como el punto de intersección entre las líneas tangentes a los tramos de comportamiento lineal y no lineal (figura 8.6).

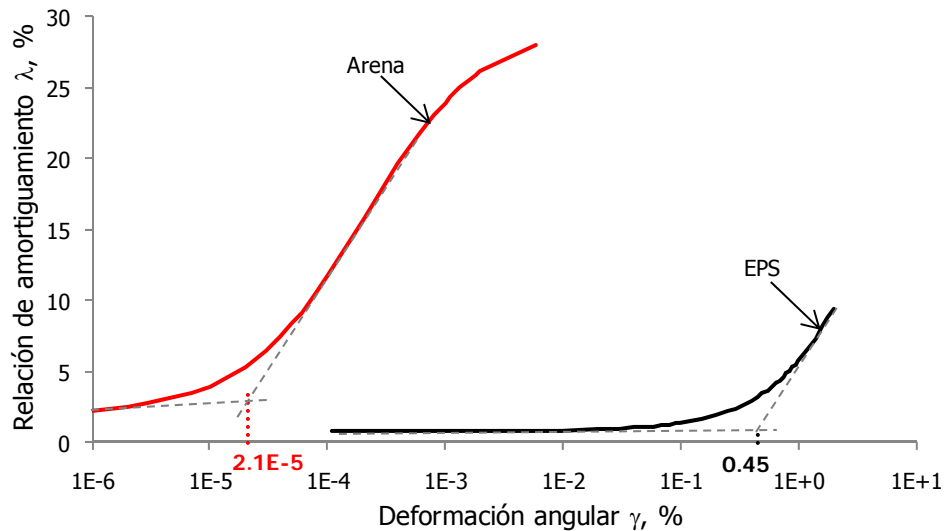


Figura 8.6. Relación de amortiguamiento de la arena y del EPS.

Con la figura 8.6 y asumiendo un comportamiento dinámico acoplado entre la arena de relleno y las inclusiones compresibles de EPS de los sistemas MR-IC-S, se puede concluir lo siguiente:

- El comportamiento lineal de la arena de relleno se presenta hasta deformaciones angulares de $2.1E-5\%$, arriba de este valor la arena exhibe deformaciones irreversibles y por ende empieza a disipar cantidades considerables de energía, tendiendo a una condición activa.
- Una inclusión de EPS comenzará a presentar deformaciones permanentes una vez que las deformaciones angulares excedan un porcentaje de $4.5E-1$. Este nivel de deformación es aproximadamente 21,400.00 veces la deformación umbral de la arena y representa deformaciones irreversibles en ésta. Para el caso de otras arenas (figura 8.4), la deformación umbral del EPS ($4.5E-1\%$) también representa deformaciones permanentes en estos materiales.
- En términos de disipación de energía se tiene que para deformaciones angulares: 1) menores a la $\gamma'_{(Arena)}$, la disipación de energía por parte de la arena y del EPS es despreciable; 2) entre los porcentajes $\gamma'_{(Arena)}$ y $\gamma'_{(EPS)}$, la disipación por parte del EPS sigue siendo mínima mientras que la

arena alcanza su máxima disipación de energía, desarrollando relaciones de amortiguamiento aproximadamente hasta 30 veces más que las desarrolladas por el EPS y 3) mayores a la $\gamma'_{(EPS)}$, la arena continúa con su capacidad máxima para disipación mientras que el EPS comienza a evidenciar disipaciones considerables de energía. Lo anterior valida los planteamientos teóricos de las secciones 3.2 y 3.4, en el sentido de que la arena es el material a través del cual se disipa la energía sísmica.

En sistemas MR-IC-S sujetos a señales dinámicas, las presiones laterales transmitidas por el material de relleno a la inclusión compresible y posteriormente a la estructura de retención, presenta variaciones debidas a las características de las señales dinámicas (aceleración y frecuencia) además de las propiedades de la inclusión compresible, tales como densidad y espesor.

Para evaluar el comportamiento dinámico de los prototipos de estructuras de retención con inclusiones compresibles (sistemas MR-IC-S), se adquirieron las magnitudes de las cargas laterales transmitidas por los depósitos de arena a las inclusiones compresibles y posteriormente al respaldo del muro, P_{h-din} .

Estas cargas horizontales dinámicas, P_{h-din} , fueron adquiridas a diferentes alturas en la estructura de retención y conciernen a cargas aplicadas en áreas de 6.61 cm^2 (sección 4.5). A partir de estos datos se calcularon los respectivos esfuerzos horizontales dinámicos (ecuación 8.5).

$$\sigma_{h-din} = \frac{P_{h-din}}{\text{Área de contacto}} \quad [8.5]$$

La aplicación de un esfuerzo dinámico, σ_{h-din} , conlleva el desarrollo de una deformación axial horizontal (ϵ_{h-din}), la cual es posible relacionar con la deformación angular, γ , correspondiente (ecuación 8.6).

$$\gamma = \epsilon_{h-din}(1 + \nu) \quad [8.6]$$

La ecuación anterior es válida para condiciones elásticas lineales; en ésta ν corresponde a la relación de Poisson.

En los prototipos MR-IC-S, cuya estructura de retención es rígida y los modos de rotación y desplazamiento están restringidos, las deformaciones horizontales y angulares son desarrolladas en la interfaz IC-S. En esta interfaz, la deformación horizontal de la IC ($\epsilon_{h-din(EPS)}$) es igual a la deformación horizontal del suelo ($\epsilon_{h-din(Arena)}$), mientras que las deformaciones angulares dependerán de la relación de Poisson del EPS y la arena, según la ecuación 8.6.

Para obtener las deformaciones axiales experimentales, basta con relacionar el esfuerzo horizontal dinámico (ecuación 8.5) con el módulo de elasticidad dinámico del EPS, $E_{din(EPS)}$, tal como se indica a continuación.

$$\epsilon_{h-din(EPS)} = \epsilon_{h-din(Arena)} = \frac{\sigma_{h-din}}{E_{din(EPS)}} \quad [8.7]$$

El módulo de elasticidad dinámico del EPS depende tanto del módulo de rigidez máximo, $G_{máx(EPS)}$, como de la relación de Poisson, $\nu_{(EPS)}$, de dicho material (ecuación 8.8). A su vez, estas propiedades ($G_{máx(EPS)}$ y $\nu_{(EPS)}$) dependen de la densidad del material, ρ , la cual es variable en la presente

investigación. Por consiguiente, para el caso del $G_{\text{máx(EPS)}}$ se determinó empíricamente la ecuación 8.9, obtenida a partir de los resultados experimentales presentados por Ossa y Romo (2011) para muestras de EPS con densidades de 24 kg/m^3 , 30 kg/m^3 y 32 kg/m^3 , ensayadas sin confinamiento (figura 8.7); la tabla 8.3 presenta los valores de rigidez máxima para cada una de las densidades de las IC consideradas en los prototipos.

$$E_{\text{din(EPS)}} = 2(1 + \nu_{\text{(EPS)}})G_{\text{máx(EPS)}} \quad [8.8]$$

$$G_{\text{máx(EPS)}} = 0.7129\rho - 6.8867 \quad [8.9]$$

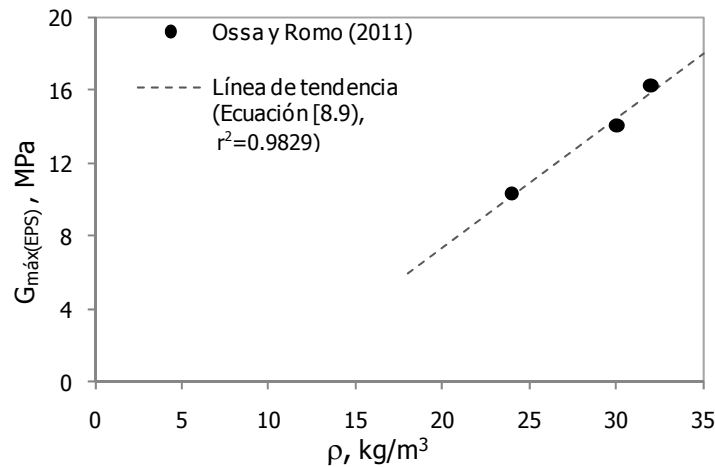


Figura 8.7. Relación ρ - $G_{\text{máx(EPS)}}$.

Tabla 8.3. Módulo de rigidez máximo de las inclusiones compresibles.

ρ , kg/m^3	$G_{\text{máx(EPS)}}$, MPa
10.32	0.47
10.89	0.87
23.40	9.80
25.29	11.14
26.11	11.73
26.86	12.26
32.64	16.38

Para definir la relación de Poisson de las inclusiones compresibles, de acuerdo a su densidad, se adoptó la ecuación empírica propuesta por Horvath en 1995 (ecuación 8.10) para el intervalo de comportamiento elástico del EPS.

$$\nu_{\text{(EPS)}} = 0.0056\rho + 0.0024 \quad [8.10]$$

donde ρ es la densidad del EPS en kg/m^3 .

Una vez definidas las deformaciones axiales en la interface IC-S de los prototipos MR-IC-S, empleando las ecuaciones 8.5, 8.7, 8.8, 8.9 y 8.10, es posible definir las respectivas deformaciones angulares según la relación de Poisson tanto del material de la IC (EPS) como de la arena de relleno (ecuación

8.6). Para el EPS la relación de Poisson es calculada de acuerdo a la densidad del material (ecuación 8.10, tabla 8.4), mientras que para la arena, la tabla 8.5 presenta algunos valores propuestos en la literatura; de estos valores, dada la condición de la arena de relleno (prácticamente seca) y el proceso de formación del mismo (pluviación), se adoptó un valor de ν igual a 0.20.

Tabla 8.4. Relación de Poisson de las inclusiones compresibles.

$\rho, \text{ kg/m}^3$	$\nu_{(\text{EPS})}$
10.32	0.060
10.89	0.063
23.40	0.133
25.29	0.144
26.11	0.149
26.86	0.153
32.64	0.185

Tabla 8.5. Relación de Poisson para arenas (Budhu, 2011).

<i>Suelo</i>	<i>Descripción</i>	ν
Arena	Suelta	0.15 – 0.25
	Media	0.25 – 0.30
	Densa	0.25 – 0.35

Calculadas las deformaciones angulares tanto en la IC como del suelo de relleno, $\gamma_{(\text{EPS})}$ y $\gamma_{(\text{Arena})}$, es posible conocer las relaciones de amortiguamiento respectivas, $\lambda_{(\text{EPS})}$ y $\lambda_{(\text{Arena})}$, con objeto de comprobar el mecanismo de disipación de energía de sistemas MR-IC-S. Para la inclusión compresible, la relación de amortiguamiento es calculada con la ecuación 8.11, correspondiente a la línea de tendencia indicada en la figura 8.5b, con un coeficiente de determinación (r^2) igual a 0.98. En el caso de la arena de relleno, la $\lambda_{(\text{Arena})}$ es obtenida con la ecuación 8.12, correspondiente a la aplicación de un modelo modificado tipo Masing (González y Romo, 2011).

$$\lambda_{(\text{EPS})} = -0.5937 \gamma_{(\text{EPS})}^2 + 5.4944 \gamma_{(\text{EPS})} + 0.8318 \quad [8.11]$$

$$\lambda_{(\text{Arena})} = (\lambda_{\text{máx}} - \lambda_{\text{mín}}) H(\gamma) + \lambda_{\text{mín}} \quad [8.12]$$

En la expresión anterior $\lambda_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$ son los valores máximos y mínimos alcanzados por la arena y $H(\gamma)$ es la función indicada por la expresión 8.13. En esta investigación, $\lambda_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$ se obtuvieron de los datos experimentales reportados en la figura 8.4b, para la arena empleada en esta investigación.

$$H(\gamma) = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B_\lambda}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B_\lambda}} \quad [8.13]$$

En la ecuación: γ corresponde a la deformación angular, γ_r es la deformación de referencia correspondiente al punto de inflexión de la relación experimental $\lambda-\gamma$ o valor correspondiente al 50% de aumento de la relación de amortiguamiento y B_λ es una constante que define la geometría de la relación $\lambda-\gamma$. En esta investigación γ_r fue obtenida de los resultados experimentales presentados en la

figura 8.4b y es igual a 2E-4%, mientras que el valor de la constante B_λ se obtuvo de un proceso de ajuste no lineal, mediante mínimos cuadrados, de la curva teórica $\lambda-\gamma$ (ecuación 8.12) a los datos experimentales de la figura 8.4b, dando un valor de 0.43.

Una vez conocidas las deformaciones de umbral de las inclusiones compresibles ($\gamma'_{(EPS)}$, columna 7 de las tablas 8.6 a 8.11) y de la arena de relleno ($\gamma'_{(Arena)}$, columna 11 de las tablas 8.6 a 8.11), además de las deformaciones angulares generadas en la interfaz IC-S ($\gamma_{(EPS)}$ y $\gamma_{(Arena)}$, columnas 8 y 12 respectivamente, de las tablas 8.6 a 8.1) de los prototipos ensayados, es posible determinar los intervalos de comportamiento dinámico (lineal y no lineal) de la IC y del material de relleno (columnas 9 y 13 de las tablas 8.6 a 8.11), aunado a los valores de la relación de amortiguamiento alcanzados por la IC y a la arena ($\lambda_{(EPS)}$ y $\lambda_{(Arena)}$, columnas 10 y 14 respectivamente, de las tablas 8.6 a 8.11). Con la información mencionada es posible confirmar experimentalmente los planteamientos de las secciones 3.2 y 3.4, ya que se logra evidenciar que la gran disipación de energía del material de relleno, por causa de la compresibilidad de las IC, induce una disminución en los esfuerzos laterales y por ende una reducción en las acciones sobre el respaldo de la estructura de retención.

La información de las tablas 8.6 a 8.11 corresponde a los resultados experimentales presentados en el capítulo 7. En términos generales, al comparar la información de las tablas 8.6 a 8.11, se puede concluir lo siguiente:

- Para todos los ensayos, las deformaciones angulares generadas en la interfaz IC-S son mayores a la deformación umbral del material de relleno, lo cual propicia un comportamiento no lineal de la arena y por consiguiente una disipación de energía alta, lo cual incide en la atenuación de los empujes dinámicos sobre una estructura de retención.
- En el caso de las inclusiones compresibles, las deformaciones angulares inducidas en la interfaz IC-S propician comportamientos lineales y no lineales de la IC, de acuerdo a las características de la excitación y a las propiedades de la misma inclusión. Es por esto que, a mayor densidad de la inclusión y menor aceleración y frecuencia de la señal de excitación, las inclusiones compresibles se desenvuelven sólo dentro del rango lineal y por consiguiente la disipación de energía es mínima, incidiendo poco en la reducción de las presiones laterales sobre un muro.
- La relación entre los amortiguamientos alcanzados por el material de relleno y el EPS, para una determinada distorsión angular en la interfaz IC-S, permite cuantificar la magnitud de la disipación de energía del material de relleno en comparación con el EPS. En este sentido, para todos los sistemas MR-IC-S considerados en este estudio, la arena de relleno disipa energía en un rango aproximado de 23 a 32 veces la disipación de energía exhibida por el material de inclusión (columna 15 de las tablas 8.6 a 8.11). Esto refleja la gran capacidad de la arena para disipar energía.

Además de los comportamientos mencionados, los datos de las tablas 8.6 a 8.11 evidencian el efecto de las variables consideradas en esta investigación sobre el desempeño dinámico de los sistemas MR-IC-S. Los efectos causados por las características de la señal de excitación y las propiedades de las inclusiones compresibles son los siguientes:

- *Aceleración de la señal de excitación.* Para cada uno de los prototipos, considerando ensayos con igual frecuencia, al aumentar la aceleración de excitación, mayor es la magnitud de la carga horizontal transmitida por el suelo de relleno a la estructura de retención.

- *Frecuencia de la señal de excitación.* De manera similar a la aceleración, al incrementar la frecuencia de excitación se induce cargas horizontales de mayor magnitud al respaldo del muro de retención.
- *Espesor de la inclusión compresible.* Al aumentar el espesor de una IC, los desplazamientos horizontales generados para una determinada deformación unitaria son mayores. En un sistema de retención, al ser mayores estos desplazamientos, se genera un mayor movimiento del suelo aledaño a la IC, conllevando un aumento en el amortiguamiento de la arena. Al tenerse mayor capacidad de disipación de energía, los empujes dinámicos sobre el muro decrecerán
- *Densidad de la inclusión compresible.* Al disminuir la densidad de una inclusión compresible, se incrementa la atenuación de las cargas laterales transmitidas por el suelo al muro.

Tabla 8.6. Respuesta dinámica de sistemas MR-IC-S para una señal de excitación de 0.05 g de aceleración y 1 Hz de frecuencia.

δ/H (%)	ρ (kg/m ³)	H (cm)	P_{h-din} (kg)	σ_{h-din} (Pa) Ecuación [8.5]	$\epsilon_{h-din}(EPS)$ = $\epsilon_{h-din}(Arena)$ (%) Ecuación [8.7]	$\gamma'(EPS)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(EPS)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento IC	$\lambda(EPS)$ (%) Ecuación [8.11]	$\gamma'(Arena)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(Arena)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento Arena	$\lambda(Arena)$ (%) Ecuación [8.12]	$\frac{\lambda(Arena)}{\lambda(EPS)}$	
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10	Columna 11	Columna 12	Columna 13	Columna 14	Columna 15	
4.7 ($\delta \approx 0.95$ cm)	10.9	0	0	0											
		2.5	1.457E-03	21.64	1.15E-03	0.45	1.22E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.38E-03	no lineal	25.08	29.90	
		7.5	2.590E-03	38.47	2.05E-03	0.45	2.18E-03	lineal	0.84	2.10E-05	2.46E-03	no lineal	26.61	31.53	
		12.5	1.594E-03	23.67	1.26E-03	0.45	1.34E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.51E-03	no lineal	25.35	30.21	
		17.5	8.571E-04	12.73	6.77E-04	0.45	7.20E-04	lineal	0.84	2.10E-05	8.13E-04	no lineal	23.13	27.67	
	23.4	0	0	0											
		2.5	9.220E-04	13.69	6.17E-05	0.45	6.99E-05	lineal	0.83	2.10E-05	7.40E-05	no lineal	10.19	12.25	
		7.5	3.010E-03	44.70	2.01E-04	0.45	2.28E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.42E-04	no lineal	16.84	20.21	
		12.5	1.669E-03	24.78	1.12E-04	0.45	1.27E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.34E-04	no lineal	13.38	16.08	
		17.5	2.190E-04	3.25	1.47E-05	0.45	1.66E-05	lineal	0.83	2.10E-05	1.76E-05	lineal	5.02	6.03	
	26.9	0	0	0											
		2.5	9.853E-04	14.63	5.16E-05	0.45	5.95E-05	lineal	0.83	2.10E-05	6.20E-05	no lineal	9.34	11.23	
		7.5	3.070E-03	45.60	1.61E-04	0.45	1.86E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.93E-04	no lineal	15.52	18.63	
		12.5	1.079E-03	16.03	5.66E-05	0.45	6.52E-05	lineal	0.83	2.10E-05	6.79E-05	no lineal	9.77	11.74	
		17.5	5.828E-04	8.66	3.05E-05	0.45	3.52E-05	lineal	0.83	2.10E-05	3.66E-05	no lineal	7.18	8.63	
	32.6	0	0	0											
		2.5	2.130E-03	31.64	8.16E-05	0.45	9.67E-05	lineal	0.83	2.10E-05	9.80E-05	no lineal	11.64	13.99	
		7.5	3.120E-03	46.34	1.20E-04	0.45	1.42E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.43E-04	no lineal	13.78	16.55	
		12.5	7.245E-04	10.76	2.78E-05	0.45	3.29E-05	lineal	0.83	2.10E-05	3.33E-05	no lineal	6.84	8.22	
		17.5	2.452E-04	3.64	9.40E-06	0.45	1.11E-05	lineal	0.83	2.10E-05	1.13E-05	lineal	4.13	4.97	
7.8 ($\delta \approx 1.5$ cm)	10.3	0	0	0											
		2.5	9.278E-04	13.78	1.43E-03	0.45	1.51E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.71E-03	no lineal	25.71	30.60	
		7.5	2.200E-03	32.67	3.38E-03	0.45	3.58E-03	lineal	0.85	2.10E-05	4.06E-03	no lineal	27.53	32.34	
		12.5	8.491E-04	12.61	1.30E-03	0.45	1.38E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.57E-03	no lineal	25.46	30.33	
		17.5	2.783E-04	4.13	4.28E-04	0.45	4.53E-04	lineal	0.83	2.10E-05	5.13E-04	no lineal	21.00	25.17	
	25.3	0	0	0											
		2.5	1.272E-03	18.89	7.41E-05	0.45	8.47E-05	lineal	0.83	2.10E-05	8.89E-05	no lineal	11.12	13.37	
		7.5	2.761E-03	41.01	1.61E-04	0.45	1.84E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.93E-04	no lineal	15.51	18.63	
		12.5	2.820E-03	41.88	1.64E-04	0.45	1.88E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.97E-04	no lineal	15.64	18.78	
		17.5	8.785E-04	13.05	5.11E-05	0.45	5.85E-05	lineal	0.83	2.10E-05	6.14E-05	no lineal	9.30	11.17	
	26.1	0	0	0											
		2.5	1.409E-03	20.93	7.78E-05	0.45	8.93E-05	lineal	0.83	2.10E-05	9.33E-05	no lineal	11.38	13.67	
		7.5	2.302E-03	34.19	1.27E-04	0.45	1.46E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.52E-04	no lineal	14.13	16.97	
		12.5	2.970E-03	44.11	1.64E-04	0.45	1.88E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.97E-04	no lineal	15.63	18.76	
		17.5	6.198E-04	9.21	3.42E-05	0.45	3.93E-05	lineal	0.83	2.10E-05	4.10E-05	no lineal	7.60	9.13	

Tabla 8.7. Respuesta dinámica de sistemas MR-IC-S para una señal de excitación de 0.05 g de aceleración y 2 Hz de frecuencia.

δ/H (%)	ρ (kg/m ³)	H (cm)	P_{h-din} (kg)	σ_{h-din} (Pa) Ecuación [8.5]	$\delta_{h-din}(EPS)$ = $\delta_{h-din}(Arenas)$ (%) Ecuación [8.7]	$\gamma' (EPS)$ (%) Figura 8.6	$\gamma (EPS)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento IC	$\lambda_{(EPS)}$ (%) Ecuación [8.11]	$\gamma' (Arenas)$ (%) Figura 8.6	$\gamma (Arenas)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento Arenas	$\lambda_{(Arenas)}$ (%) Ecuación [8.12]	$\frac{\lambda_{(Arenas)}}{\lambda_{(EPS)}}$	
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10	Columna 11	Columna 12	Columna 13	Columna 14	Columna 15	
4.7 ($\delta \approx 0.95$ cm)	10.9	0	0	0											
		2.5	1.866E-03	27.71	1.47E-03	0.45	1.57E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.77E-03	no lineal	25.80	30.70	
		7.5	3.230E-03	47.97	2.55E-03	0.45	2.71E-03	lineal	0.85	2.10E-05	3.06E-03	no lineal	27.06	31.95	
		12.5	2.065E-03	30.67	1.63E-03	0.45	1.74E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.96E-03	no lineal	26.07	30.99	
	17.5	1.182E-03	17.55	9.34E-04	0.45	9.93E-04	lineal	0.84	2.10E-05	1.12E-03	no lineal	24.37	29.11		
	23.4	0	0	0											
		2.5	1.147E-03	17.04	7.67E-05	0.45	8.70E-05	lineal	0.83	2.10E-05	9.21E-05	no lineal	11.31	13.59	
		7.5	3.530E-03	52.43	2.36E-04	0.45	2.68E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.83E-04	no lineal	17.77	21.32	
		12.5	1.874E-03	27.83	1.25E-04	0.45	1.42E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.50E-04	no lineal	14.05	16.88	
	17.5	2.739E-04	4.07	1.83E-05	0.45	2.08E-05	lineal	0.83	2.10E-05	2.20E-05	no lineal	5.58	6.70		
	26.9	0	0	0											
		2.5	1.204E-03	17.88	6.31E-05	0.45	7.27E-05	lineal	0.83	2.10E-05	7.57E-05	no lineal	10.30	12.38	
7.5		3.660E-03	54.36	1.92E-04	0.45	2.21E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.30E-04	no lineal	16.55	19.87		
12.5		1.350E-03	20.05	7.08E-05	0.45	8.16E-05	lineal	0.83	2.10E-05	8.49E-05	no lineal	10.89	13.08		
17.5	7.716E-04	11.46	4.04E-05	0.45	4.66E-05	lineal	0.83	2.10E-05	4.85E-05	no lineal	8.27	9.94			
7.8 ($\delta \approx 1.5$ cm)	10.3	0	0	0											
		2.5	1.108E-03	16.46	1.70E-03	0.45	1.81E-03	lineal	0.84	2.10E-05	2.04E-03	no lineal	26.18	31.10	
		7.5	2.680E-03	39.80	4.12E-03	0.45	4.36E-03	lineal	0.86	2.10E-05	4.94E-03	no lineal	27.82	32.50	
		12.5	1.053E-03	15.64	1.62E-03	0.45	1.72E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.94E-03	no lineal	26.05	30.96	
	17.5	3.176E-04	4.72	4.88E-04	0.45	5.17E-04	lineal	0.83	2.10E-05	5.85E-04	no lineal	21.65	25.94		
	25.3	0	0	0											
		2.5	1.401E-03	20.81	8.16E-05	0.45	9.33E-05	lineal	0.83	2.10E-05	9.79E-05	no lineal	11.64	13.98	
		7.5	3.380E-03	50.20	1.97E-04	0.45	2.25E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.36E-04	no lineal	16.71	20.05	
		12.5	3.221E-03	47.84	1.88E-04	0.45	2.15E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.25E-04	no lineal	16.42	19.71	
	17.5	1.026E-03	15.24	5.98E-05	0.45	6.84E-05	lineal	0.83	2.10E-05	7.17E-05	no lineal	10.04	12.06		
	26.1	0	0	0											
		2.5	1.942E-03	28.85	1.07E-04	0.45	1.23E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.29E-04	no lineal	13.15	15.80	
7.5		3.169E-03	47.07	1.75E-04	0.45	2.01E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.10E-04	no lineal	16.01	19.22		
12.5		3.640E-03	54.06	2.01E-04	0.45	2.31E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.41E-04	no lineal	16.82	20.20		
17.5	8.916E-04	13.24	4.92E-05	0.45	5.65E-05	lineal	0.83	2.10E-05	5.90E-05	no lineal	9.12	10.96			

Tabla 8.8. Respuesta dinámica de sistemas MR-IC-S para una señal de excitación de 0.05 g de aceleración y 3 Hz de frecuencia.

δ/H (%)	ρ (kg/m ³)	H (cm)	P_{h-din} (kg)	σ_{h-din} (Pa) Ecuación [8.5]	$\sigma_{h-din(EPSS)} = \sigma_{h-din(Arena)}$ (%) Ecuación [8.7]	$\gamma'(EPSS)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(EPSS)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento IC	$\lambda(EPSS)$ (%) Ecuación [8.11]	$\gamma'(Arena)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(Arena)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento Arena	$\lambda(Arena)$ (%) Ecuación [8.12]	$\frac{\lambda(Arena)}{\lambda(EPSS)}$	
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10	Columna 11	Columna 12	Columna 13	Columna 14	Columna 15	
4.7 ($\delta \approx 0.95$ cm)	10.9	0	0	0											
		2.5	1.895E-03	28.15	1.50E-03	0.45	1.59E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.80E-03	no lineal	25.84	30.75	
		7.5	3.320E-03	49.31	2.62E-03	0.45	2.79E-03	lineal	0.85	2.10E-05	3.15E-03	no lineal	27.11	32.00	
		12.5	2.054E-03	30.50	1.62E-03	0.45	1.73E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.95E-03	no lineal	26.06	30.97	
		17.5	1.167E-03	17.33	9.22E-04	0.45	9.80E-04	lineal	0.84	2.10E-05	1.11E-03	no lineal	24.33	29.06	
	23.4	0	0	0											
		2.5	1.235E-03	18.34	8.26E-05	0.45	9.36E-05	lineal	0.83	2.10E-05	9.91E-05	no lineal	11.70	14.06	
		7.5	3.710E-03	55.10	2.48E-04	0.45	2.81E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.98E-04	no lineal	18.05	21.66	
		12.5	1.987E-03	29.51	1.33E-04	0.45	1.51E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.59E-04	no lineal	14.39	17.29	
		17.5	3.369E-04	5.00	2.25E-05	0.45	2.55E-05	lineal	0.83	2.10E-05	2.70E-05	no lineal	6.17	7.41	
	26.9	0	0	0											
		2.5	1.083E-03	16.08	5.67E-05	0.45	6.54E-05	lineal	0.83	2.10E-05	6.81E-05	no lineal	9.79	11.76	
		7.5	3.850E-03	57.18	2.02E-04	0.45	2.33E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.42E-04	no lineal	16.85	20.23	
		12.5	1.438E-03	21.36	7.54E-05	0.45	8.69E-05	lineal	0.83	2.10E-05	9.04E-05	no lineal	11.22	13.48	
		17.5	7.643E-04	11.35	4.01E-05	0.45	4.62E-05	lineal	0.83	2.10E-05	4.81E-05	no lineal	8.23	9.89	
	32.6	0	0	0											
		2.5	3.187E-03	47.33	1.22E-04	0.45	1.45E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.47E-04	no lineal	13.90	16.70	
		7.5	3.980E-03	59.11	1.53E-04	0.45	1.81E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.83E-04	no lineal	15.20	18.26	
		12.5	1.124E-03	16.70	4.31E-05	0.45	5.10E-05	lineal	0.83	2.10E-05	5.17E-05	no lineal	8.53	10.26	
		17.5	1.914E-04	2.84	7.33E-06	0.45	8.69E-06	lineal	0.83	2.10E-05	8.80E-06	lineal	3.75	4.51	
7.8 ($\delta \approx 1.5$ cm)	25.3	0	0	0											
		2.5	1.480E-03	21.98	8.62E-05	0.45	9.86E-05	lineal	0.83	2.10E-05	1.03E-04	no lineal	11.93	14.34	
		7.5	3.630E-03	53.91	2.11E-04	0.45	2.42E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.54E-04	no lineal	17.12	20.55	
		12.5	3.407E-03	50.60	1.98E-04	0.45	2.27E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.38E-04	no lineal	16.75	20.11	
		17.5	1.009E-03	14.98	5.87E-05	0.45	6.72E-05	lineal	0.83	2.10E-05	7.05E-05	no lineal	9.95	11.96	
	26.1	0	0	0											
		2.5	2.027E-03	30.10	1.12E-04	0.45	1.28E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.34E-04	no lineal	13.39	16.09	
		7.5	3.359E-03	49.88	1.85E-04	0.45	2.13E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.22E-04	no lineal	16.35	19.63	
		12.5	3.790E-03	56.29	2.09E-04	0.45	2.40E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.51E-04	no lineal	17.06	20.48	
		17.5	9.746E-04	14.47	5.38E-05	0.45	6.18E-05	lineal	0.83	2.10E-05	6.45E-05	no lineal	9.53	11.45	

Tabla 8.9. Respuesta dinámica de sistemas MR-IC-S para una señal de excitación de 0.10 g de aceleración y 1 Hz de frecuencia.

δ/H (%)	ρ (kg/m ³)	H (cm)	P_{h-din} (kg)	σ_{h-din} (Pa) Ecuación [8.5]	$\epsilon_{h-din}(EPS)$ = $\epsilon_{h-din}(Arena)$ (%) Ecuación [8.7]	$\gamma'(EPS)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(EPS)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento IC	$\lambda(EPS)$ (%) Ecuación [8.11]	$\gamma'(Arena)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(Arena)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento Arena	$\lambda(Arena)$ (%) Ecuación [8.12]	$\frac{\lambda(Arena)}{\lambda(EPS)}$	
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10	Columna 11	Columna 12	Columna 13	Columna 14	Columna 15	
4.7 ($\delta \approx 0.95$ cm)	10.9	0	0	0											
		2.5	3.159E-03	46.92	2.50E-03	0.45	2.65E-03	lineal	0.85	2.10E-05	3.00E-03	no lineal	27.01	31.92	
		7.5	6.230E-03	92.53	4.92E-03	0.45	5.24E-03	lineal	0.86	2.10E-05	5.91E-03	no lineal	28.04	32.58	
		12.5	4.059E-03	60.28	3.21E-03	0.45	3.41E-03	lineal	0.85	2.10E-05	3.85E-03	no lineal	27.45	32.28	
	17.5	2.004E-03	29.76	1.58E-03	0.45	1.68E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.90E-03	no lineal	25.99	30.90		
	23.4	0	0	0											
		2.5	2.226E-03	33.06	1.49E-04	0.45	1.69E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.79E-04	no lineal	15.06	18.09	
		7.5	7.470E-03	110.94	5.00E-04	0.45	5.66E-04	lineal	0.83	2.10E-05	6.00E-04	no lineal	21.76	26.07	
		12.5	4.379E-03	65.03	2.93E-04	0.45	3.32E-04	lineal	0.83	2.10E-05	3.51E-04	no lineal	18.99	22.78	
	17.5	1.096E-03	16.28	7.33E-05	0.45	8.31E-05	lineal	0.83	2.10E-05	8.80E-05	no lineal	11.07	13.30		
	26.9	0	0	0											
		2.5	1.776E-03	26.37	9.31E-05	0.45	1.07E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.12E-04	no lineal	12.36	14.85	
7.5		7.490E-03	111.24	3.93E-04	0.45	4.53E-04	lineal	0.83	2.10E-05	4.71E-04	no lineal	20.57	24.65		
12.5		3.632E-03	53.94	1.90E-04	0.45	2.19E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.28E-04	no lineal	16.51	19.82		
17.5	1.905E-03	28.30	9.99E-05	0.45	1.15E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.20E-04	no lineal	12.75	15.32			
7.8 ($\delta \approx 1.5$ cm)	10.3	0	0	0											
		2.5	1.793E-03	26.63	2.76E-03	0.45	2.92E-03	lineal	0.85	2.10E-05	3.31E-03	no lineal	27.20	32.08	
		7.5	5.880E-03	87.33	9.03E-03	0.45	9.58E-03	lineal	0.88	2.10E-05	1.08E-02	no lineal	28.59	32.33	
		12.5	2.959E-03	43.95	4.55E-03	0.45	4.82E-03	lineal	0.86	2.10E-05	5.46E-03	no lineal	27.94	32.56	
	17.5	4.947E-04	7.35	7.60E-04	0.45	8.06E-04	lineal	0.84	2.10E-05	9.12E-04	no lineal	23.60	28.22		
	25.3	0	0	0											
		2.5	2.419E-03	35.93	1.41E-04	0.45	1.61E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.69E-04	no lineal	14.73	17.70	
		7.5	6.526E-03	96.92	3.80E-04	0.45	4.35E-04	lineal	0.83	2.10E-05	4.56E-04	no lineal	20.40	24.45	
		12.5	7.010E-03	104.11	4.08E-04	0.45	4.67E-04	lineal	0.83	2.10E-05	4.90E-04	no lineal	20.77	24.89	
	17.5	2.220E-03	32.97	1.29E-04	0.45	1.48E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.55E-04	no lineal	14.23	17.09		
	26.1	0	0	0											
		2.5	3.310E-03	49.15	1.83E-04	0.45	2.10E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.19E-04	no lineal	16.26	19.53	
7.5		6.219E-03	92.36	3.43E-04	0.45	3.94E-04	lineal	0.83	2.10E-05	4.12E-04	no lineal	19.86	23.81		
12.5		7.530E-03	111.84	4.15E-04	0.45	4.77E-04	lineal	0.83	2.10E-05	4.99E-04	no lineal	20.86	24.99		
17.5	2.528E-03	37.54	1.39E-04	0.45	1.60E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.67E-04	no lineal	14.68	17.62			

Tabla 8.10. Respuesta dinámica de sistemas MR-IC-S para una señal de excitación de 0.10 g de aceleración y 2 Hz de frecuencia.

δ/H (%)	ρ (kg/m ³)	H (cm)	P_{h-din} (kg)	σ_{h-din} (Pa) Ecuación [8.5]	$\epsilon_{h-din}(EPS)$ = $\epsilon_{h-din}(Arena)$ (%) Ecuación [8.7]	$\gamma'(EPS)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(EPS)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento IC	$\lambda(EPS)$ (%) Ecuación [8.11]	$\gamma'(Arena)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(Arena)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento Arena	$\lambda(Arena)$ (%) Ecuación [8.12]	$\frac{\lambda(Arena)}{\lambda(EPS)}$	
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10	Columna 11	Columna 12	Columna 13	Columna 14	Columna 15	
4.7 ($\delta \approx 0.95$ cm)	10.9	0	0	0											
		2.5	5.481E-03	81.41	4.33E-03	0.45	4.61E-03	lineal	0.86	2.10E-05	5.20E-03	no lineal	27.88	32.53	
		7.5	1.073E-02	159.36	8.48E-03	0.45	9.02E-03	lineal	0.88	2.10E-05	1.02E-02	no lineal	28.55	32.39	
		12.5	7.131E-03	105.91	5.64E-03	0.45	5.99E-03	lineal	0.86	2.10E-05	6.76E-03	no lineal	28.19	32.60	
		17.5	2.608E-03	38.73	2.06E-03	0.45	2.19E-03	lineal	0.84	2.10E-05	2.47E-03	no lineal	26.62	31.55	
	23.4	0	0	0											
		2.5	3.769E-03	55.98	2.52E-04	0.45	2.86E-04	lineal	0.83	2.10E-05	3.03E-04	no lineal	18.14	21.77	
		7.5	1.238E-02	183.87	8.28E-04	0.45	9.39E-04	lineal	0.84	2.10E-05	9.94E-04	no lineal	23.93	28.59	
		12.5	7.479E-03	111.07	5.00E-04	0.45	5.67E-04	lineal	0.83	2.10E-05	6.00E-04	no lineal	21.77	26.08	
		17.5	1.891E-03	28.08	1.26E-04	0.45	1.43E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.52E-04	no lineal	14.11	16.94	
	26.9	0	0	0											
		2.5	3.262E-03	48.45	1.71E-04	0.45	1.97E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.05E-04	no lineal	15.88	19.06	
		7.5	1.224E-02	181.79	6.41E-04	0.45	7.40E-04	lineal	0.84	2.10E-05	7.70E-04	no lineal	22.90	27.39	
		12.5	5.611E-03	83.34	2.94E-04	0.45	3.39E-04	lineal	0.83	2.10E-05	3.53E-04	no lineal	19.01	22.81	
		17.5	2.197E-03	32.63	1.15E-04	0.45	1.33E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.38E-04	no lineal	13.56	16.29	
	32.6	0	0	0											
		2.5	6.369E-03	94.59	2.44E-04	0.45	2.89E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.93E-04	no lineal	17.96	21.55	
		7.5	1.272E-02	188.92	4.87E-04	0.45	5.78E-04	lineal	0.83	2.10E-05	5.85E-04	no lineal	21.65	25.92	
		12.5	4.499E-03	66.82	1.72E-04	0.45	2.04E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.07E-04	no lineal	15.93	19.12	
		17.5	4.677E-04	6.95	1.79E-05	0.45	2.12E-05	lineal	0.83	2.10E-05	2.15E-05	no lineal	5.52	6.63	
7.8 ($\delta \approx 1.5$ cm)	10.3	0	0	0											
		2.5	3.027E-03	44.96	4.65E-03	0.45	4.93E-03	lineal	0.86	2.10E-05	5.58E-03	no lineal	27.97	32.57	
		7.5	9.270E-03	137.68	1.42E-02	0.45	1.51E-02	lineal	0.91	2.10E-05	1.71E-02	no lineal	28.87	31.56	
		12.5	4.723E-03	70.15	7.26E-03	0.45	7.69E-03	lineal	0.87	2.10E-05	8.71E-03	no lineal	28.42	32.52	
		17.5	9.430E-04	14.01	1.45E-03	0.45	1.54E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.74E-03	no lineal	25.75	30.65	
	25.3	0	0	0											
		2.5	4.182E-03	62.12	2.43E-04	0.45	2.79E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.92E-04	no lineal	17.94	21.53	
		7.5	1.098E-02	163.02	6.39E-04	0.45	7.31E-04	lineal	0.84	2.10E-05	7.67E-04	no lineal	22.88	27.37	
		12.5	1.122E-02	166.64	6.53E-04	0.45	7.47E-04	lineal	0.84	2.10E-05	7.84E-04	no lineal	22.97	27.48	
		17.5	3.157E-03	46.89	1.84E-04	0.45	2.10E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.21E-04	no lineal	16.30	19.57	
	26.1	0	0	0											
		2.5	5.839E-03	86.72	3.22E-04	0.45	3.70E-04	lineal	0.83	2.10E-05	3.87E-04	no lineal	19.51	23.40	
		7.5	1.084E-02	160.98	5.98E-04	0.45	6.87E-04	lineal	0.84	2.10E-05	7.18E-04	no lineal	22.59	27.04	
		12.5	1.285E-02	190.85	7.09E-04	0.45	8.14E-04	lineal	0.84	2.10E-05	8.51E-04	no lineal	23.32	27.88	
		17.5	4.324E-03	64.22	2.39E-04	0.45	2.74E-04	lineal	0.83	2.10E-05	2.86E-04	no lineal	17.83	21.39	

Tabla 8.11. Respuesta dinámica de sistemas MR-IC-S para una señal de excitación de 0.10 g de aceleración y 3 Hz de frecuencia.

δ/H (%)	ρ (kg/m ³)	H (cm)	P_{h-din} (kg)	σ_{h-din} (Pa) Ecuación [8.5]	$\epsilon_{h-din}(EPS) = \epsilon_{h-din}(Arena)$ (%) Ecuación [8.7]	$\gamma'(EPS)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(EPS)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento IC	$\lambda(EPS)$ (%) Ecuación [8.11]	$\gamma'(Arena)$ (%) Figura 8.6	$\gamma(Arena)$ (%) Ecuación [8.6]	Comportamiento Arena	$\lambda(Arena)$ (%) Ecuación [8.12]	$\frac{\lambda(Arena)}{\lambda(EPS)}$	
Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10	Columna 11	Columna 12	Columna 13	Columna 14	Columna 15	
4.7 ($\delta \approx 0.95$ cm)	23.4	0	0	0											
		2.5	5.446E-03	80.88	3.64E-04	0.45	4.13E-04	lineal	0.83	2.10E-05	4.37E-04	no lineal	20.18	24.19	
		7.5	1.770E-02	262.88	1.18E-03	0.45	1.34E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.42E-03	no lineal	25.16	29.98	
		12.5	1.042E-02	154.78	6.97E-04	0.45	7.90E-04	lineal	0.84	2.10E-05	8.37E-04	no lineal	23.25	27.80	
	17.5	2.334E-03	34.67	1.56E-04	0.45	1.77E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.87E-04	no lineal	15.34	18.42		
	26.9	0	0	0											
		2.5	5.067E-03	75.25	2.66E-04	0.45	3.06E-04	lineal	0.83	2.10E-05	3.19E-04	no lineal	18.44	22.12	
		7.5	1.828E-02	271.49	9.58E-04	0.45	1.10E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.15E-03	no lineal	24.46	29.19	
		12.5	8.175E-03	121.42	4.28E-04	0.45	4.94E-04	lineal	0.83	2.10E-05	5.14E-04	no lineal	21.01	25.18	
	17.5	3.090E-03	45.89	1.62E-04	0.45	1.87E-04	lineal	0.83	2.10E-05	1.94E-04	no lineal	15.56	18.68		
	32.6	0	0	0											
		2.5	1.317E-02	195.58	5.05E-04	0.45	5.98E-04	lineal	0.84	2.10E-05	6.06E-04	no lineal	21.81	26.12	
7.5		1.935E-02	287.39	7.42E-04	0.45	8.79E-04	lineal	0.84	2.10E-05	8.90E-04	no lineal	23.50	28.09		
12.5		6.652E-03	98.79	2.55E-04	0.45	3.02E-04	lineal	0.83	2.10E-05	3.06E-04	no lineal	18.21	21.85		
17.5	7.971E-04	11.84	3.05E-05	0.45	3.62E-05	lineal	0.83	2.10E-05	3.67E-05	no lineal	7.18	8.63			
7.8 ($\delta \approx 1.5$ cm)	10.3	0	0	0											
		2.5	4.674E-03	69.41	7.18E-03	0.45	7.61E-03	lineal	0.87	2.10E-05	8.62E-03	no lineal	28.41	32.53	
		7.5	1.361E-02	202.13	2.09E-02	0.45	2.22E-02	lineal	0.95	2.10E-05	2.51E-02	no lineal	29.03	30.45	
		12.5	6.812E-03	101.17	1.05E-02	0.45	1.11E-02	lineal	0.89	2.10E-05	1.26E-02	no lineal	28.69	32.14	
	17.5	1.248E-03	18.53	1.92E-03	0.45	2.03E-03	lineal	0.84	2.10E-05	2.30E-03	no lineal	26.46	31.39		
	25.3	0	0	0											
		2.5	6.076E-03	90.23	3.54E-04	0.45	4.05E-04	lineal	0.83	2.10E-05	4.24E-04	no lineal	20.02	24.00	
		7.5	1.660E-02	246.53	9.66E-04	0.45	1.11E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.16E-03	no lineal	24.49	29.23	
		12.5	1.724E-02	256.05	1.00E-03	0.45	1.15E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.20E-03	no lineal	24.62	29.38	
	17.5	4.710E-03	69.95	2.74E-04	0.45	3.14E-04	lineal	0.83	2.10E-05	3.29E-04	no lineal	18.62	22.34		
	26.1	0	0	0											
		2.5	8.113E-03	120.49	4.48E-04	0.45	5.14E-04	lineal	0.83	2.10E-05	5.37E-04	no lineal	21.23	25.44	
7.5		1.531E-02	227.41	8.45E-04	0.45	9.70E-04	lineal	0.84	2.10E-05	1.01E-03	no lineal	24.00	28.67		
12.5		1.802E-02	267.63	9.94E-04	0.45	1.14E-03	lineal	0.84	2.10E-05	1.19E-03	no lineal	24.59	29.34		
17.5	6.252E-03	92.86	3.45E-04	0.45	3.96E-04	lineal	0.83	2.10E-05	4.14E-04	no lineal	19.89	23.84			

9. CONCLUSIONES

Las diversas actividades emprendidas durante esta investigación doctoral permitieron llegar a las siguientes conclusiones.

Conclusiones relacionadas al Equipo de Pluviación

La técnica de pluviación empleada para formar los depósitos de arena es producto de la investigación experimental de las técnicas actuales de pluviación, empleadas para formar probetas de arena con tamaños convencionales en un Laboratorio de Mecánica de Suelos. De esta investigación se concluye que la técnica de formación de *probetas* de arena es totalmente adaptable a la formación de *depósitos* de arena y que la combinación de mallas y rejilla permite optimizar el proceso de pluviación en aras de reproducir depósitos de arena homogéneos.

Para la técnica de pluviación con mallas, la dispersión de arena tiende a aumentar con el incremento de la altura de caída y el número de mallas; y el peso volumétrico tiende a un valor máximo constante que depende de una relación inversa entre la altura de caída y el número de mallas (a mayor altura de caída, menor es el número de mallas necesarias para alcanzar el peso volumétrico máximo y viceversa).

La combinación de rejilla y mallas en el proceso de pluviación brinda dispersiones mayores a las alcanzadas con sólo mallas, mientras que el peso volumétrico de una probeta alcanza un valor máximo constante, de magnitud menor al obtenido con una secuencia de sólo mallas. La mayor diferencia encontrada entre los valores de pesos volumétricos máximos, empleando sólo mallas y rejilla más mallas, es de 4%.

El peso volumétrico obtenido con la técnica de flujo concentrado, aumenta a medida que se incrementa la altura de caída del material, sin llegar a un valor máximo constante. Esto indica la falta de uniformidad y reproducibilidad existente en esta técnica de formación de probetas, para las alturas de caída consideradas.

La técnica de flujo concentrado se caracteriza por la depositación de una arena en forma de cono, evidenciándose una disparidad en la depositación del material y en consecuencia facilitando la segregación de la arena; la técnica de pluviación con rejilla permite la depositación de una arena en forma de pequeños conos, presentándose las mismas particularidades de disparidad en la depositación y la segregación del material, aunque a una escala mucho menor; mientras que, la técnica de pluviación con mallas se caracteriza por la depositación del material en forma horizontal y homogénea.

El *Equipo de Pluviación* propuesto combina la característica de dispersión de una rejilla y la propiedad de homogeneidad en la depositación de las mallas, favoreciendo la formación de depósitos de arena homogéneos y reproducibles independientemente del operador. Este *Equipo* es una innovación en la formación de grandes volúmenes de arena en laboratorio y aunque corresponde a dimensiones específicas, los principios empleados en el diseño, son totalmente aplicables para depósitos con dimensiones aún mayores.

Conclusiones relacionadas al comportamiento esfuerzo-deformación de la arena y del EPS

Estáticamente, el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena suelta se caracteriza por ser elasto-plástico mientras que el del EPS se distingue por ser elasto-plástico seguido de un proceso de densificación. Al comparar los comportamientos de estos dos materiales se concluye que el esfuerzo de fluencia y la deformación de fluencia de la arena, son menores a los valores correspondientes del EPS. Por consiguiente, durante el rango de comportamiento elástico del EPS, la arena presenta un comportamiento elástico-plástico; en términos de deformación, mientras el EPS presenta deformaciones totalmente recuperables, la arena puede experimentar deformaciones totalmente reversibles o deformaciones irreversibles y recuperables.

Dinámicamente, el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena y de un bloque de EPS es no lineal y depende de las características intrínsecas de cada material. Al comparar los comportamientos de dichos materiales se evidencia que la rigidez dinámica de una arena comienza a degradarse antes que la rigidez del EPS, y su capacidad para disipar energía es mayor en el intervalo de deformaciones pequeñas a altas. Por consiguiente, el EPS tolera deformaciones más altas que una arena, sin presentar deformaciones permanentes, donde su capacidad para disipar energía es prácticamente nula mientras que la arena, para igual intervalo de deformaciones angulares, presenta amortiguamientos muy superiores, o sea disipa mucho más energía sísmica que el EPS para un intervalo amplio de deformaciones angulares dinámicas, como las causadas por temblores severos y micro-tremores.

Conclusiones relacionadas a los prototipos de sistemas de retención

En los prototipos experimentales, las estructuras de retención corresponden a placas de aluminio cuyos modos de traslación y rotación están restringidos. Esto garantiza que, durante los ensayos dinámicos, los desplazamientos en el suelo de relleno son causados sólo por las compresiones inducidas en la inclusión, debido a las presiones que el mismo suelo ejerce sobre ella.

Las condiciones de frontera adoptadas en los prototipos MR-IC-S, logran mitigar los posibles efectos que éstas pudieran tener sobre las cargas horizontales dinámicas transmitidas por el suelo de relleno.

al centro del respaldo de la estructura de retención. La condición de frontera lateral corresponde a una interfaz arena-polietileno 1, con la cual se reduce en 15.4 % la fricción en la interfaz original arena-acrílico. En la frontera posterior se estableció una condición de frontera rígida, comprobando experimentalmente que la distancia de 60 cm (tres veces la altura del muro), garantiza una inferencia nula de dicha frontera sobre los registros de carga adquiridos. La condición de frontera inferior corresponde a una frontera rugosa o de alta fricción, correspondiente a una frontera similar en condición natural.

Conclusiones relacionadas al desempeño estático y dinámico de los sistemas de retención

En sistemas de retención convencionales, las presiones laterales ejercidas en el respaldo de las estructuras de retención pueden ser atenuadas, tanto estática como dinámicamente, al considerar una inclusión compresible de poliestireno expandido. Para un mismo suelo de relleno, estáticamente, la magnitud de las atenuaciones dependerá de las propiedades de la inclusión compresible, mientras que dinámicamente, la disminución de las presiones estará en función tanto de las propiedades de la inclusión como de las características de las señales de excitación.

En sistemas de retención convencionales (MR-S), la presión de tierra estática sobre en el respaldo del muro es función del estado de esfuerzos en la masa de suelo que conforma el relleno; a su vez, la presión de tierra está ligada al tipo de movimiento (rotación y/o traslación) que experimente el muro de retención. Para generar alivio en la presión de tierra sobre el MR, es necesario favorecer un estado de esfuerzos activo en el suelo de relleno, lo cual puede lograrse si el MR exhibe un desplazamiento y/o rotación en sentido contrario al relleno. En sistemas MR-IC-S, la compresión de la inclusión permite la disminución del esfuerzo horizontal efectivo del suelo de relleno, favoreciendo un estado de esfuerzos que tiende a la condición activa.

Dinámicamente, en estructuras de retención rígidas con inclusión compresible y relleno granular, el análisis del estado de esfuerzos del material de relleno, está directamente relacionado con las distorsiones angulares producidas en la interfaz inclusión compresible-suelo y a su vez, estas distorsiones están asociadas a la disipación de energía. Por consiguiente, el comportamiento dinámico de un sistema MR-IC-S puede definirse en términos de disipación de energía.

La respuesta ante esfuerzos de compresión, estáticos y dinámicos, de una inclusión compresible depende su densidad y su espesor. Por consiguiente, las propiedades de espesor y densidad de una IC necesarias para ayudar al alivio de presiones en el respaldo de una estructura de retención, serán aquellas que permitan que la IC desarrolle una deformación unitaria, inducida por el material de relleno, igual o mayor a la deformación de fluencia del suelo, pero manteniéndose en su rango de comportamiento elástico lineal, para mantener en límites aceptables las deformaciones en la superficie del relleno. Por consiguiente, la disminución de los empujes estáticos y dinámicos (disipación de la energía sísmica) en muros de sistemas MR-IC-S (con rellenos conformados por arenas sueltas-medianamente densas), se deberán a la deformación plástica en la arena de relleno, propiciada por la deformación elástica de la inclusión de EPS.

En esta investigación, el valor de la deformación de fluencia de la arena de relleno (0.2%) se encuentra entre el 11% y el 16% de la deformación de fluencia de las inclusiones compresibles. Por lo tanto, ante esfuerzos de compresión estática, la arena de relleno de los sistemas MR-IC-S comienza a

disipar mayormente energía arriba de 0.2% de deformación, correspondiente al 11%-16% de la deformación requerida para que las IC también inicien un proceso de mayor disipación de energía.

Las respuestas dinámicas de la arena de relleno y de las inclusiones compresibles empleadas en esta investigación, se caracterizan por presentar deformaciones umbrales iguales a $2.1E-5\%$ y $4.5E-1\%$, respectivamente. Por consiguiente, ante esfuerzos de compresión dinámica, la arena empleada comienza a disipar cantidades considerables de energía arriba de $2.1E-5\%$ de deformación angular, llegando a ser hasta 32 veces la magnitud de la disipación de energía del EPS.

Los resultados experimentales de los prototipos MR-IC-S, sometidos a esfuerzos de compresión dinámica, muestran que las inclusiones compresibles pueden comportarse de forma lineal o no lineal, dependiendo del nivel de distorsión angular, lo cual indica una disipación de energía mínima o ligeramente considerable por parte de las IC. En el caso de la arena de relleno, todas las deformaciones angulares inducidas en la interfaz IC-S, exceden la deformación umbral de dicho material, lo cual indica un aumento en la relación de amortiguamiento, alcanzando valores cercanos a 30%.

La incidencia de las características de excitación (aceleración y frecuencia) y las propiedades de la inclusión compresible (espesor y densidad), en el desempeño dinámico de los sistemas MR-IC-S, permite concluir que las cargas horizontales transmitidas por la arena al respaldo del MR: 1) aumentan al incrementarse la aceleración y la frecuencia de excitación y 2) disminuyen al aumentar el espesor y decrecer la densidad de la IC.

Conclusiones relacionadas al Método Modificado M-O

Se propone un Método Modificado M-O que permite, a partir del método propuesto por Mononobe y Okabe, obtener el empuje dinámico ejercido en el respaldo de una estructura de retención rígida de un sistema MR-IC-S.

El método propuesto involucra parámetros de resistencia del material de relleno y de la estructura de retención, además de propiedades geométricas tanto del muro como de la inclusión compresible, también emplea la aceleración de la gravedad, aceleraciones pseudo-estáticas y tanto la densidad de la inclusión y como la del agua. Lo anterior permite concluir que, el Método Modificado M-O toma en cuenta las características de excitación a las que está sometido un determinado sistema de retención y las propiedades de la inclusión compresible consideradas.

El procedimiento o método propuesto para obtener el empuje dinámico en sistemas MR-IC-S, se caracteriza por su sencillez y compatibilidad con el método Monobe-Okabe, el cual es aceptado ampliamente a nivel mundial. Lo anterior, brinda la posibilidad de que el Método Modificado M-O sea adoptado en la práctica fácilmente.

10. REFERENCIAS

- Arango I. (1969). Personal communication with Seed H.B. and Whitman R.V. (1970).
- Arias A., Sanchez F.J. y Ovando E. (1981). "A simplified elastic model for seismic analysis of earth retaining structures with limited displacements". Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St Louis, Missouri, Vol. 1: 235-240.
- Athanasopoulos G., Nikolopoulou C. y Xenaki V. (2007). "Seismic isolation of earth-retaining structures by EPS geofoam compressible inclusions – dynamic FE analyses", 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Grecia, Paper No. 1676.
- Athanasopoulos G.A., Pelekis P.C. y Xenaki V.C. (1999). "Dynamics properties of EPS geofoam: an experimental investigation", Geosynthetics International, Vol. 6(3): 171-194.
- Aytekin M. (1997). "Numerical modeling of EPS geofoam used with swelling soil", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 15: 133-146.
- Bakhtin B. (2002). "Determination of seismic earth pressure on a retaining wall", Power Technology and Engineering, Vol. 36 (3): 187-189.
- Bathurst R.J. y Zarnani S. (2008). "Numerical modelling of EPS seismic buffers", The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India, p.p. 425-432.
- Bathurst R.J., Zarnani S. y Gaskin A. (2007a). "Shaking table testing of geofoam seismic buffers", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 27: 324-332.
- Bathurst R.J., Keshavarz A., Zarnani S. y Take W.A. (2007b). "A simple displacement model for response analysis of EPS geofoam seismic buffers", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 27: 344-353.
- Botero E. (2004). "Modelo bidimensional no lineal para el análisis del comportamiento dinámico de estructuras térreas", Tesis doctoral Posgrado de Ingeniería de la UNAM, México.
- Budhu M. (2011). "Soil mechanics and foundations", John Wiley & Sons, Inc. 3^{ra} edición, United States of America.
- Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas (2008). "Manual de Diseño de Obras Civiles", Capítulo de Diseño por Sismo, México.

- Coulomb C.A. (1776). "Essai sur une application des regles des Maximis et Minimum a Quelques problemes de statique relatifs a L'Architecture", Mem. Acad. Roy Pres. Divers Savants, Paris, Vol. 3.
- Cresswell A., Barton M. y Brown R. (1999). "Determining the maximum density of sands by pluviation", Technical note, American Society for Testing and Materials, pp. 324 - 328.
- Culmann K. (1866). "Die Graphische Statik", Mayer and Zeller, Zurich.
- De Alba P. (1969). "Determination of soil liquefaction characteristics by a large scale laboratory test", Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley.
- Duškov M. (1997). "Materials research on EPS-20 and EPS-15 under representative conditions in pavement structures", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 15: 147-181.
- El-Emam M.M. y Bathurst R.J. (2004). "Experimental design, instrumentation and interpretation of reinforced soil wall response using a shaking table", International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, No. 4: 13-32.
- Elragi A., Negussey D. y Kyanka G. (2000). "Sample size effects on the behavior of EPS geofoam", Proceedings of the Soft Ground Technology Conference, ASCE, Geotechnical Special Publications, No. 112.
- Gere J.M. y Timoshenko S.P. (1998). "Mecánica de materiales", International Thomson Editores, Cuarta Edición, México.
- Ghosh S., Dey G.N. y Datta B. (2008). "Pseudostatic analysis of rigid retaining wall for dynamic active earth pressure", The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India, p.p. 4122-4131.
- Gibson L.J. y Ashby M.F. (1999). "Cellular solids", Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom.
- González C.M. y Romo M.P. (2011). "Estimación de propiedades dinámicas de arcillas", Revista Ingeniería Sísmica, México, No. 84:1-23.
- Hardin B.O. y Drnevich V.P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", ASCE Journal of the soil mechanics and foundation division, Vol. 98(SM6): 667-692.
- Hazarika H. (2006). "Stress-strain modeling of EPS geofoam for large-strain applications", Geotextiles and Geomembranes, No. 24: 79-90.
- Hazarika H. y Okuzono S. (2004). "On the performance enhancement of a soil-structure system with sandwiched inclusion", The 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Berkeley, Vol. 1: 257-263.
- Horvath J.S. (1995). "Geofoam Geosynthetic", Horvath Engineering P.C., New York, U.S.A.
- Horvath J.S. (1997). "The compressible inclusion function of EPS Geofoam", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 15: 77-120.
- Horvath J.S. (2004). "Geofoam compressible inclusions: The new frontier in earth retaining structures", Geo-Trans 2004, American Society of Civil Engineers Geo-Institute, California, U.S.A.
- Ishihara K. (1996). "Soil behaviour in earthquake geotechnics", Clarendon Press, Oxford University Press Inc., New York, United States of America.
- Ishihara K. y Okada S. (1978). "Effects of stress history on cyclic behavior of sand", Soils and foundations, Vol. 18(4): 31-45.
- Kapila I.P. (1962). "Earthquake resistant design of retaining walls", Second Earthquake Symposium, University of Roorkee, India.
- Karpurapu R. y Bathurst R.J. (1992). "Numerical investigation of controlled yielding of soil retaining wall structures", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 11(2): 115-131.

- Khan K., Moayerian S., Cascante G. y Grabinsky M. (2011). Evaluation of strain level and frequency effects on the dynamic properties of sand. 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Toronto, Canada, Paper 609.
- Kokusho T. (1980). "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range", *Soils and Foundations*, Vol. 20: 45 – 60.
- Lee L.T.Jr. y Coffing L.R.Jr. (2000). "Dry sand pluviation device", United States Patent, Patent Number 6,109,486.
- Leo Y. (2001). "Behavior of the expanded polystyrene (EPS) geofoam on soft soil", Ph.D Thesis, School of civil engineering and environment, University of the Western Sydney Nepean.
- Lo Presti D.C.F., Pedroni S. y Crippa V. (1992), "Maximum dry density of cohesionless soils by pluviation and by ASTM D 4253-83: A comparative study", *American Society for Testing and Materials*, pp.: 180-189.
- Matsuo H. y O'hara S. (1960). "Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes", *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japón*, vol. 1: 165-181.
- Méndez B. C. (2004). "Investigación experimental de la fricción dinámica en una interfaz madera sobre madera", Tesis de maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Méndez B. C., Botero E. y Romo M. P. (2010). "Mesa vibradora hidráulica para ensayos geosísmicos", XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco, México.
- Miura S. y Toki S. (1982). "A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand", *Soils and Foundations*, Vol. 22(1):61-77.
- Mononobe N. (1929). "On the determination of earth pressures during earthquakes", *Proceedings World Engineering Conference*, Vol. 9.
- Morrison E.E.Jr. y Ebeling R.M. (1995). "Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32(3).
- Murphy G.P. (1997). "The influence of geofoam creep on the performance of a compressible inclusion", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 15: 121 – 131.
- Murthy V.N.S. (2003). "Geotechnical Engineering Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering", Marcel Dekker Inc., New York, U.S.A., p.p. 419–480.
- Newmark N. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, Vol. 15(2): 139-160.
- Okabe S. (1926). "General theory of earth pressures", *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo*, Vol. 12 (1).
- Ossa A. y Romo M.P. (2007). "Propiedades dinámicas del EPS bajo diferentes condiciones de confinamiento", XIII Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geológica, Isla Margarita, Venezuela.
- Ossa A. y Romo M.P. (2009). "Micro- and macro-mechanical study of compressive behavior of expanded polystyrene (EPS) geofoam", *Geosynthetics International*, Vol.16(5): 327-338.
- Ossa A. y Romo M.P. (2011). "Dynamic characterization of EPS geofoam", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 29: 40-50.
- Ostadan F. y White W.H. (1998). "Lateral seismic soil pressure an updated approach", Pre-proceedings of UJNR Workshop on Soil-Structures Interaction, U.S. Geological Survey, Menlo Park, California.
- Prakash S. (1981). "Analysis of rigid retaining walls during earthquakes". *Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St Louis, Missouri, Vol. 3: 1-28.

- Prakash S. y Nandkumaran P. (1979). "Earth pressures during earthquakes". Proceedings of the Second U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford, pp.: 613-622.
- Pyke R.M. (1973). "Settlement and liquefaction of sands under multi-directional loading". Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.
- Rad N.S. y Tumay M.T. (1985). "Factors affecting sand specimen preparation by raining", Technical note, American Society for Testing and Materials, pp.: 31-37.
- Rankine W.J.M. (1857). "On the stability of loose earth", Philos. Trans. R. Soc. London, Vol. 147, pp.: 9-27.
- Richards R. y Elms D.G. (1979). "Seismic behavior of gravity retaining walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105 (GT4): 449-464.
- Romo M.P., Chen J.H., Lysmer J. y Seed H.B. (1980). "PLUS A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction", Report No. UCB/EERC-77/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Saran S., y Prakash S. (1968), "Dimensionless parameters for static and dynamic earth pressure for retaining walls", Indian Geotechnical Journal, Vol. 7 (3).
- Scott R.F. (1973). "Earthquake-induced earth pressures on retaining walls", Proceedings Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Rome, Italy.
- Seed H.B. e Idriss I.M. (1970). "Shear moduli and damping factors for dynamic response analyses", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, Report No. EERC 70-10.
- Seed H.B. y Whitman R.V. (1970). "Design of earth retaining structures for dynamics loads", Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, pp. 103-147.
- Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M. y Tokimatsu K. (1986). "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112(11): 1016-1032.
- Sherif M.A., Ishibashi I. y Lee C.D. (1982). "Earth pressures against rigid retaining walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108 (GT5): 679-695.
- Siller T.J., Christiano P. y Bielak J. (1991). "Seismic response of tied-back retaining walls", Earthquake Engineering Structural Dynamics. No. 20: 605-620.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. (1999). "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes", Volumen 2, México.
- Spangler M.G. (1938). "Lateral pressures on retaining walls caused by superimposed loads", Proceedings 18th Ann. Meet. High. Res. Board, pp.: 57-65.
- Steedman R.S. y Zeng X. (1990). "The seismic response of waterfront retaining walls", Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, Geotechnical Special Publication No.25, 872-886.
- Terzaghi K. (1925). "Erdbaumechanik", Franz Deuticke, Vienna.
- Theodorakopoulos D., Chassiakos A.P. y Beskos D.E. (2001). "Dynamic pressures on rigid cantilever walls retaining poroelastic soil media. Part I: first method of solution", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 21(4): 315-338.
- Tsukamoto Y., Ishihara K., Kon H. y Masuo T. (2002). "Use of compressible expanded polystyrene blocks and geogrids for retaining wall structures", Soil and Foundations, Vol. 42(4): 29-41.
- Urquieta C.G. (2008). "Desarrollo de control servocontrolador hidráulico de una mesa vibradora", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería de la UNAM, México.
- Veletsos A. S. y Younan A. H. (1994a). "Dynamic soil pressures on rigid vertical walls", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 23: 275-301.

- Veletsos A.S. y Younan A.H. (1994b). "Dynamic modeling and response of soil-wall systems". *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE, No.120 (12): 2155-2179.
- Walter B.P y Whitaker T. (1967). "An apparatus for forming uniform beds of sand for model foundation tests", *Geotechnique*, No.17: 161-167.
- Westergaard H.M. (1933). "Water pressures on dams during earthquakes", *Trans. A.S.C.E.*, No.98: 418-433.
- Whitman R. V. (1991). "Seismic design of earth retaining structures", *Proceedings of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St Louis Missouri, Vol. 2: 1767-1778.
- Whitman R.V. y Liao S. (1984). "Seismic design of gravity retaining walls", *Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, p.p. 533-540.
- Wood J. H. (1973). "Earthquake-induced soil pressures on structures". Report EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology.
- Wu G. y Finn W.D.L. (1996). "Seismic pressures against rigid walls", *Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes*, ASCE, p.p. 1-18.
- Wu G. y Finn W.D.L. (1999). "Seismic lateral pressures for design of rigid walls", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36: 509-522.
- Zarnani S. y Bathurst R.J. (2007). "Experimental investigation of EPS geofoam seismic buffer using shaking table tests", *Geosynthetics International*, vol. 14 (3): 165-177.
- Zarnani S. y Bathurst R.J. (2008). "Numerical modelling of EPS seismic buffer shaking table test", *Geotextiles and Geomembranes*. Vol. 26(5): 371-383.
- Zarnani S., Bathurst R.J. y Gaskin A. (2005). "Experimental investigation of geofoam seismic buffer using a shaking table", *Proceedings of the North American Geosynthetics Society (NAGS)/GRI19 conference*, Las Vegas, U.S.A.

ANEXOS

ANEXO 1

Descripción de la mesa vibradora

En esta investigación se empleó la mesa vibradora hidráulica del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería-UNAM, conformada por un sistema mecánico, uno hidráulico y uno electrónico, además del programa de operación de la misma. A continuación se describen brevemente los componentes de dichos sistemas y el programa de operación.

A-1.1. Componentes mecánicos

Los elementos mecánicos que conforman la mesa son: una plataforma de trabajo, un soporte para la plataforma de trabajo, un mecanismo de deslizamiento, una estructura y dos tipos de rótulas.

- *Plataforma de trabajo o base deslizante.* Es una base cuadrada de dos metros de lado compuesta por láminas de triplay de pino de 6 mm de espesor y capas de tela de kevlar modelo 745 unidas con resina epoxy, con capacidad de carga de 12.5 kPa (Méndez et al., 2010). Esta plataforma brinda el área de trabajo para ubicar los modelos y/o prototipos a ensayar. La figura A-1.1b muestra la plataforma en su etapa de construcción.
- *Soporte de la plataforma de trabajo.* Corresponde a un marco de acero fabricado con ángulo 3/8" x 2" de acero estructural ASTM A36 (figura A-1.1a). Este marco está unido a la estructura de la mesa vibradora por medio del mecanismo de deslizamiento.
- *Mecanismo de deslizamiento.* Está compuesto por cuatro rieles (dos largos y dos cortos) marca Thomson, tipo TWN modelo SSUTWN012 y ocho rodamientos autolineables (tres en cada riel largo y uno por riel corto) igualmente marca Thomson, modelo SRA-12 (figura A-1.1a). Estos elementos permiten el deslizamiento de la plataforma de trabajo con una fricción despreciable.
- *Estructura.* Corresponde a una armadura compuesta por ángulos de 3/8" x 2" de acero estructural ASTM A36 (figura A-1.1a). Esta estructura provee el apoyo al mecanismo de deslizamiento de la plataforma de trabajo y está ligado a la cimentación de la mesa, cuyo diseño se describe en Méndez *et al.* (2010). Adicionalmente, esta armadura alberga algunos componentes hidráulicos y electrónicos como el actuador, la servo-válvula y el sensor de posición (LDT).

- *Rótulas A.* Dos rótulas marca THK modelo RBI 16BD (figura A-1.1c) son las encargadas de unir los extremos del actuador con el soporte de la plataforma de trabajo, dando pie a movimientos acoplados actuador-plataforma.
- *Rótula B.* Una rótula marca THK modelo 5D (figura A-1.1c) es la encargada de unir el extremo libre del sensor de posición con el soporte de la plataforma de trabajo permitiendo que el vástago del sensor se desplace al unísono con la plataforma y al mismo tiempo registre los desplazamientos experimentados.

A-1.2. Componentes hidráulicos

Los componentes hidráulicos en conjunto determinan los rangos de aceleración y frecuencia reproducibles por la mesa vibradora, para desplazar modelos de hasta 800 kg de masa. Estos componentes son: una fuente de poder hidráulica, un dispositivo de control de presión, dos acumuladores, una servo-válvula, un actuador o pistón hidráulico y mangueras.

- *Fuente de poder hidráulica.* Como parte esencial en el sistema hidráulico de la mesa vibradora, se cuenta con una fuente de poder MTS modelo 506.02C (figura A-1.2a), conformada por los siguientes elementos:
 - Una bomba hidráulica MTS de volumen fijo con capacidad máxima de operación de 3000 psi (21 MPa), con un gasto de entrega de aproximadamente 5 galones por minuto. Esta bomba es la encargada de generar la presión necesaria para la circulación de aceite en todo el sistema hidráulico.
 - Un depósito de aproximadamente 0.12 m³ que almacena el aceite necesario para el funcionamiento del sistema hidráulico.
 - Un manómetro como instrumento de medición de la presión en el aceite.
- *Dispositivo de control de presión.* Un dispositivo MTS instalado en un soporte MTS permite seleccionar el tipo de presión, baja o alta, que se requiere para la operación de la fuente de poder hidráulica (figura A-1.2b). La presión baja (150 psi ó 1.03 MPa aproximadamente) permite iniciar el movimiento del sistema hidráulico, mientras que la presión alta (3000 psi ó 20.7 MPa) sirve para la realización de pruebas.
- *Acumuladores.* Dos pistones acumuladores MTS precargados con gas nitrógeno garantizan un flujo de aceite constante, regulando las demandas pico como en el caso de frecuencias y aceleraciones altas (figura A-1.2a).
- *Servo-válvula.* La servo-válvula marca Parker serie BD15 de 10 galones por minuto (figura A-1.2c), controla el caudal de aceite de entrada y salida del actuador, determinando el flujo de aceite necesario y el conducto por el cual debe ser alimentado este pistón, de acuerdo al sentido del movimiento requerido para reproducir físicamente una señal dinámica.
- *Actuador o pistón hidráulico.* Corresponde a un cilindro de 1 1/2" de diámetro con presión de trabajo de 3000 psi (20.7 MPa), marca Parker serie 2H modelo 2.00C2HXLT24A15.00 (figura A-1.2d). Este actuador es el encargado de desplazar la plataforma de trabajo de acuerdo al flujo de aceite regulado por la servo-válvula.
- *Mangueras.* Diversas longitudes de manguera MTS modelo MNG de 1/2" de diámetro, conducen el aceite a través de todo el mecanismo hidráulico (figura A-1.2a).



a. Soporte de la plataforma, mecanismo de deslizamiento y estructura.

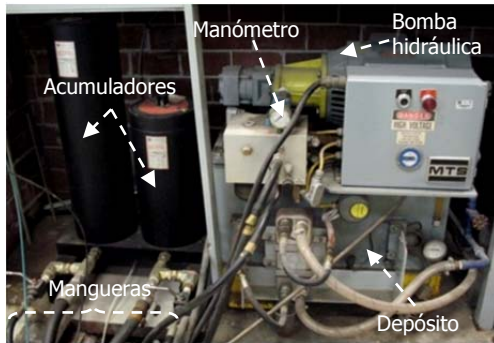


b. Construcción de la plataforma de trabajo.



c. Rótula.

Figura A-1.1. Componentes mecánicos.



a. Fuente de poder hidráulica y acumuladores.



b. Dispositivo de control de presión.



c. Servo-válvula.



d. Actuador o pistón hidráulico.

Figura A-1.2. Componentes hidráulicos.

A-1.3. Componentes electrónicos

El conjunto de los componentes electrónicos de la mesa permite que los procesos de operación, visualización de registros de sensores y captura de datos durante una prueba, se lleven a cabo de manera simultánea y automatizada. Los elementos empleados para estos fines son: una computadora, una tarjeta de adquisición de datos, tarjetas acondicionadoras de sensores, un controlador y un sensor de desplazamiento.

- *Computadora.* Una computadora armada con especificaciones comerciales, brinda el medio por el cual un operador especifica una señal de entrada o señal de excitación para ser reproducida por la mesa vibradora (figura A-1.3a).
- *Tarjeta de adquisición de datos.* Instalada en la CPU de la computadora, la tarjeta National Instruments tipo N114 PCI-6071E con 64 canales analógicos multifunción DAQ, 12 bits, 1.25 MS/s, dos salidas analógicas y 8 líneas digitales I/O (figura A-1.3a), es la encargada de transmitir la señal de entrada (especificada por un usuario) a los dispositivos electrónicos correspondientes, para el movimiento de la mesa vibradora; adicionalmente, adquiere los datos registrados por sensores durante la ejecución de una prueba.
- *Tarjetas acondicionadoras de sensores.* Actualmente el sistema electrónico de la mesa vibradora cuenta con 16 tarjetas acondicionadoras diseñadas electrónicamente con el software CIRCAD (Urquieta, 2008), las cuales habilitan 32 canales de los 64 disponibles en la tarjeta de adquisición de datos (figura A-1.3a). Estas tarjetas acondicionan las señales registradas por los sensores

instalados (acelerómetros, transductor de desplazamiento, celdas de carga), además de permitir el ajuste manual de las ganancias de cada uno de los sensores.

→ *Controlador MTS*. El controlador MTS modelo 406.11 instalado en un soporte MTS es el encargado de controlar el funcionamiento de la servo-válvula y por ende del pistón hidráulico (figura A-1.3b). Algunos elementos que conforman este controlador son:

- Un servo-controlador, que compara una señal de comando compuesta con una señal variable controlada de realimentación, genera una señal de error que se aplica a un amplificador de válvula, que a su vez desarrolla una señal de control para manejar la servo-válvula y en consecuencia el actuador hidráulico. Cabe mencionar que la señal de comando compuesta representa la cantidad deseada y dirección de una cantidad física para ser aplicada por el actuador hidráulico y es la suma de una señal de entrada (introducida por un usuario) y de parámetros establecidos en los controles SPAN (amplitud de señal de programa) y SET POINT (puesta a punto).
- Un interruptor rotatorio ubicado en la parte frontal del controlador permite controlar manualmente la ganancia del transductor magnetostrictivo (transductor de desplazamiento) (figura A-1.3b). La selección de esta ganancia dependerá de la escala a la que el equipo operará; por ejemplo, si se utiliza un desplazamiento del 20% del total, entonces es necesario dar una ganancia de cinco para poder realizar las mediciones a escala completa. Este ajuste es necesario si se desea operar a desplazamiento controlado.
- Un interruptor rotatorio ubicado en la parte frontal del controlador permite controlar manualmente la ganancia del acelerómetro (figura A-1.3b). La selección de esta ganancia dependerá de la escala a la que el equipo operará; por ejemplo, si se emplea una aceleración del 20% del total, entonces será necesario dar una ganancia de cinco para poder realizar las mediciones a escala completa. Este ajuste es necesario si se desea operar a aceleración controlada.
- Una tarjeta acondicionadora del sensor de desplazamiento instalado en la armadura de la mesa vibradora y del acelerómetro que será instalado posteriormente en la misma armadura. A la fecha, este acondicionamiento permite controlar la mesa por desplazamiento; posteriormente, podrá hacerse la selección entre la operación por desplazamiento o por aceleración controlada (figura A-1.3c). Esta tarjeta fue diseñada con el software CIRCAD por personal de la coordinación de instrumentación del Instituto de Ingeniería-UNAM.

→ *Sensor de desplazamiento o transductor magnetostrictivo*. El transductor de desplazamiento lineal LDT marca MTS, modelo Temposonics ER de 15" de longitud es el encargado de registrar los desplazamientos sufridos por la plataforma de trabajo durante una excitación (figura A-1.3d).

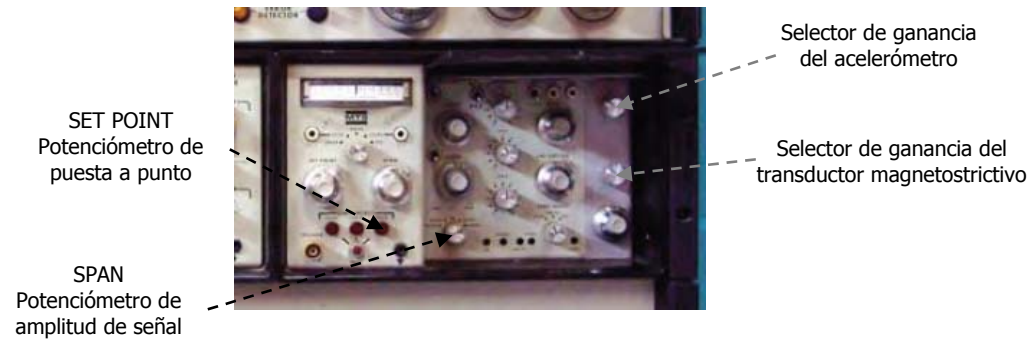
A-1.4. Programa de operación

Para la realización de ensayos en la mesa vibradora, un usuario debe manipular un programa amigable diseñado en el software LabView, el cual cumple las siguientes funciones:

→ *Calibración de sensores*. El programa cuenta con un módulo para calibrar de manera automatizada, los sensores instalados en la mesa vibradora (figura A-1.4a); adicionalmente, este módulo permite emplear la misma infraestructura de la mesa, para realizar la calibración de sensores instalados en modelos a ensayar.



a. Computadora, tarjeta de adquisición de datos y tarjetas acondicionadoras.



b. Controlador MTS 406.11.



c. Tarjeta acondicionadora.

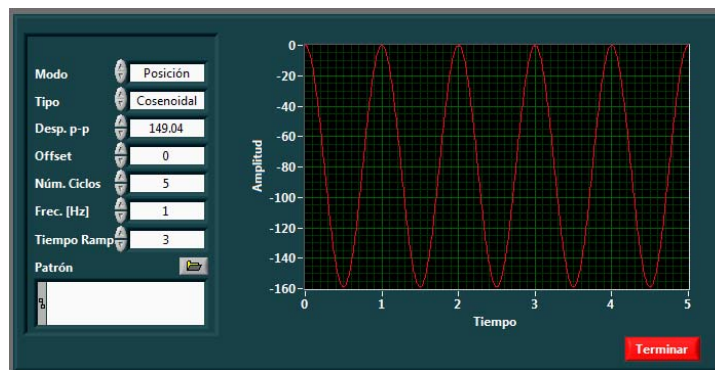


d. Sensor de desplazamiento.

Figura A-1.3. Componentes electrónicos.



a. Módulo de calibración.



b. Módulo de configuración de una señal de entrada.



c. Módulo de ensaye.

A-1.4. Programa de operación de la mesa vibradora.

- *Generación de una señal de entrada o señal de excitación.* Un módulo de configuración de prueba, permite al usuario definir el tipo de señal que se desea reproducir (senoidal, triangular, cuadrada, diente de sierra o aleatoria), indicando parámetros como el desplazamiento máximo de la señal, la frecuencia y el número de ciclos que se desean (figura A-1.4b).
- *Adquisición de datos.* Una vez introducida la señal de entrada en el módulo de configuración, es posible indicar la ruta y el nombre de los archivos que contendrán los registros de todos los sensores durante un ensaye.
- *Visualización de una prueba.* Simultáneamente al desarrollo de una prueba, es posible realizar la visualización de los datos registrados por cada uno de los sensores instalados. Esto se logra a través de un módulo de ensaye (figura A-1.4c).

Descritos los componentes de la mesa vibradora empleada en esta investigación, el funcionamiento global de ésta y el sistema de adquisición de datos pueden resumirse en los diagramas presentados en las figuras A-2.5 y A-2.6.

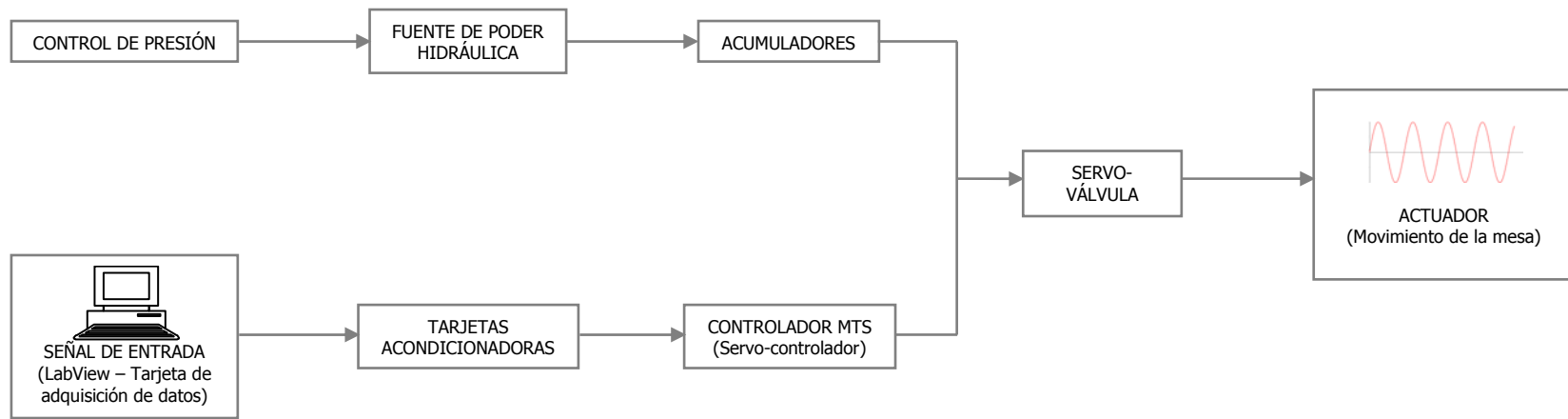


Figura A-1.5. Diagrama de flujo del funcionamiento de la mesa vibradora.

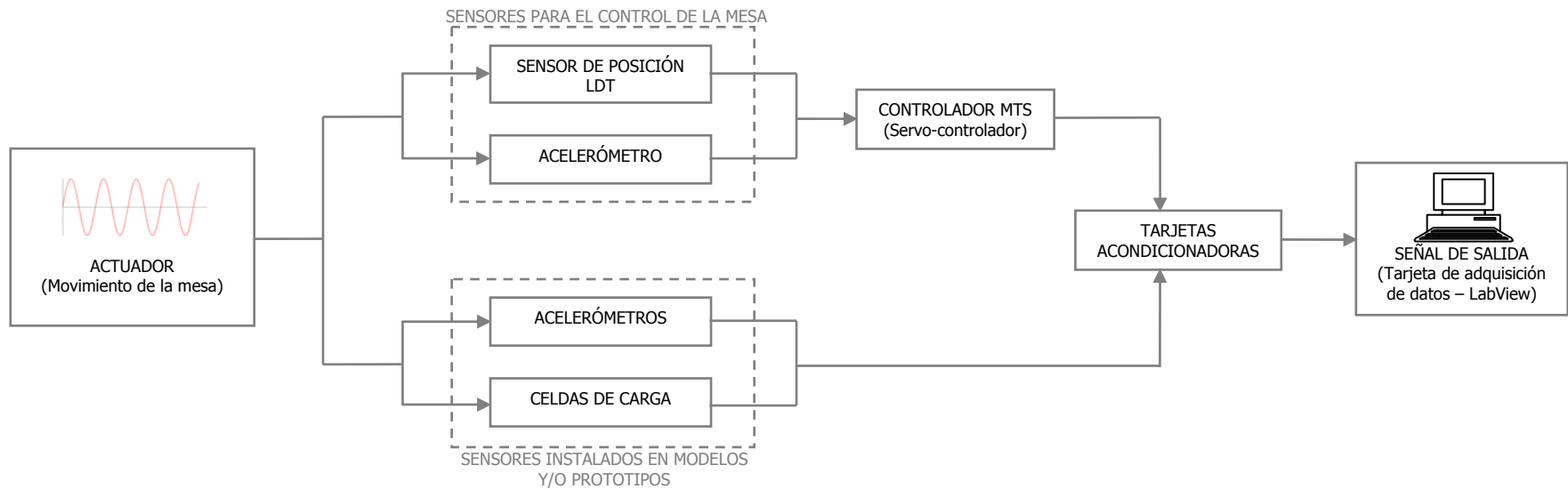


Figura A-1.6. Diagrama de flujo de la adquisición de datos

ANEXO 2

Especificaciones de operación teóricas de la mesa vibradora

Como marco de referencia, es conveniente obtener una tabla de los desplazamientos operacionales de la mesa vibradora, correspondientes a señales de tipo senoidal. Para esto, basta con obtener los desplazamientos pico a pico correspondiente a señales senoidales con diferentes porcentajes de aceleración de la gravedad, como se indica a continuación.

Ecuación de una señal senoidal:

$$a = A \operatorname{sen} (2\pi ft) \quad [\text{A-2.1}]$$

donde a es la aceleración, A es la amplitud de la aceleración, f es la frecuencia y t es el tiempo.

Conociendo que $f = \omega/2\pi$, donde ω es la aceleración angular, es posible reescribir la ecuación de la aceleración, como

$$a = A \operatorname{sen} (\omega t) \quad [\text{A-2.2}]$$

Para obtener el desplazamiento, s , es necesario integrar dos veces la aceleración, obteniendo adicionalmente la expresión de la velocidad, v .

Primera integración:
$$v = A \int \operatorname{sen} (\omega t) dt = \frac{A}{\omega} \int [\operatorname{sen} (\omega t)] \omega dt \quad [\text{A-2.3}]$$

$$v = \frac{-A}{\omega} \cos (\omega t) \quad [\text{A-2.4}]$$

Segunda integración:
$$s = \frac{-A}{\omega^2} \operatorname{sen} (\omega t) \quad [\text{A-2.5}]$$

Para obtener el valor del tiempo en el que ocurre el máximo desplazamiento de la señal senoidal, es necesario igualar a cero la velocidad.

$$0 = \frac{-A}{\omega} \cos (\omega t) \quad [\text{A-2.6}]$$

$$\operatorname{arc} \cos (0) = \frac{\pi}{2} = \omega t \quad [\text{A-2.7}]$$

Por consiguiente:
$$t = \frac{\pi}{2\omega} \quad [\text{A-2.8}]$$

Con este valor de tiempo se obtiene la expresión del desplazamiento máximo de la señal senoidal y por ende del desplazamiento pico a pico, s_{p-p} .

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{-A}{\omega^2} \text{sen} \left(\omega \frac{\pi}{2\omega} \right) = \frac{-A}{\omega^2} = \left| \frac{-A}{(2\pi f)^2} \right| = \frac{A}{(2\pi f)^2} \quad [\text{A-2.9}]$$

$$s_{p-p} = \frac{2A}{4\pi^2 f^2} = \frac{A}{2\pi^2 f^2} = \frac{kg}{2\pi^2 f^2} \quad [\text{A-2.10}]$$

En la ecuación anterior, la amplitud de aceleración A es expresada como un porcentaje k de la aceleración de la gravedad g . Obtenida esta ecuación y conociendo el desplazamiento máximo desarrollado por el sensor de desplazamiento de la mesa vibradora (381 mm = 15 in), es posible obtener la siguiente tabla con los desplazamientos pico a pico teóricos permisibles de la mesa vibradora.

Tabla A-2.1. Desplazamientos pico a pico teóricos permisibles de la mesa vibradora, en mm.

		<i>f</i> , Hz											
		0.1	0.5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<i>k</i>	0.01	496.81	19.87	4.97	1.24	0.55	0.31	0.20	0.14	0.10	0.08	0.06	0.05
	0.02	993.62	39.74	9.94	2.48	1.10	0.62	0.40	0.28	0.20	0.16	0.12	0.10
	0.03	1490.43	59.62	14.90	3.73	1.66	0.93	0.60	0.41	0.30	0.23	0.18	0.15
	0.04	1987.24	79.49	19.87	4.97	2.21	1.24	0.79	0.55	0.41	0.31	0.25	0.20
	0.05	2484.05	99.36	24.84	6.21	2.76	1.55	0.99	0.69	0.51	0.39	0.31	0.25
	0.06	2980.86	119.23	29.81	7.45	3.31	1.86	1.19	0.83	0.61	0.47	0.37	0.30
	0.07	3477.67	139.11	34.78	8.69	3.86	2.17	1.39	0.97	0.71	0.54	0.43	0.35
	0.08	3974.49	158.98	39.74	9.94	4.42	2.48	1.59	1.10	0.81	0.62	0.49	0.40
	0.09	4471.30	178.85	44.71	11.18	4.97	2.79	1.79	1.24	0.91	0.70	0.55	0.45
	0.1	4968.11	198.72	49.68	12.42	5.52	3.11	1.99	1.38	1.01	0.78	0.61	0.50
	0.12	5961.73	238.47	59.62	14.90	6.62	3.73	2.38	1.66	1.22	0.93	0.74	0.60
	0.14	6955.35	278.21	69.55	17.39	7.73	4.35	2.78	1.93	1.42	1.09	0.86	0.70
	0.16	7948.97	317.96	79.49	19.87	8.83	4.97	3.18	2.21	1.62	1.24	0.98	0.79
	0.18	8942.59	357.70	89.43	22.36	9.94	5.59	3.58	2.48	1.83	1.40	1.10	0.89
	0.2	9936.21	397.45	99.36	24.84	11.04	6.21	3.97	2.76	2.03	1.55	1.23	0.99
	0.25	12420.27	496.81	124.20	31.05	13.80	7.76	4.97	3.45	2.53	1.94	1.53	1.24
	0.3	14904.32	596.17	149.04	37.26	16.56	9.32	5.96	4.14	3.04	2.33	1.84	1.49
	0.35	17388.37	695.53	173.88	43.47	19.32	10.87	6.96	4.83	3.55	2.72	2.15	1.74
0.4	19872.43	794.90	198.72	49.68	22.08	12.42	7.95	5.52	4.06	3.11	2.45	1.99	
0.45	22356.48	894.26	223.56	55.89	24.84	13.97	8.94	6.21	4.56	3.49	2.76	2.24	
0.5	24840.53	993.62	248.41	62.10	27.60	15.53	9.94	6.90	5.07	3.88	3.07	2.48	
0.6	29808.64	1192.35	298.09	74.52	33.12	18.63	11.92	8.28	6.08	4.66	3.68	2.98	
0.7	34776.75	1391.07	347.77	86.94	38.64	21.74	13.91	9.66	7.10	5.43	4.29	3.48	
0.8	39744.86	1589.79	397.45	99.36	44.16	24.84	15.90	11.04	8.11	6.21	4.91	3.97	
0.9	44712.96	1788.52	447.13	111.78	49.68	27.95	17.89	12.42	9.13	6.99	5.52	4.47	
1	49681.07	1987.24	496.81	124.20	55.20	31.05	19.87	13.80	10.14	7.76	6.13	4.97	
1.2	59617.28	2384.69	596.17	149.04	66.24	37.26	23.85	16.56	12.17	9.32	7.36	5.96	
1.4	69553.50	2782.14	695.53	173.88	77.28	43.47	27.82	19.32	14.19	10.87	8.59	6.96	

En la tabla anterior, las casillas sombreadas corresponden a los desplazamientos permisibles de la mesa, para distintos k y diferentes f . Los valores de las casillas por debajo de la zona sombreada corresponden a valores de s_{p-p} que exceden el desplazamiento máximo posible del sensor de desplazamiento de la mesa, mientras que los valores de las casillas arriba de la zona sombreada corresponden a s_{p-p} menores a 5 mm, donde las señales registradas por los sensores no presentan una variación notable.

ANEXO 3

Base de datos empleada en la selección de las señales dinámicas

ACELEROGRAMAS DE SISMOS								ESPECTROS DE DISEÑO				
<i>Acelero-grama</i>	<i>Fecha</i>	<i>Institución</i>	<i>Localización de estación</i>	<i>Coordenadas de estación</i>		<i>Aceleración máxima</i>	<i>Frecuencia(s) dominante(s)</i>	<i>Aceleración máxima</i>	<i>Periodo T_a^9</i>	<i>Periodo T_b^{10}</i>	<i>Frecuencia f_a^{11}</i>	<i>Frecuencia f_b^{12}</i>
<i>No.</i>				<i>Latitud</i>	<i>Longitud</i>	<i>g</i>	<i>Hz</i>	<i>g</i>	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>Hz</i>	<i>Hz</i>
1	24-oct-93	CIRES ¹	Instalación de campo	16.900 N	99.950 W	0.660	3.97	0.925	0.1	0.6	10	1.67
2	05-sep-71	II - UNAM ²	Dirección de Policía y Tránsito. Guerrero	16.858 N	99.894 W	1.669	9.02 - 11.36	0.958	0.1	0.6	10	1.67
3	21-oct-93	GEIEC - CFE ³	C.H. Aguamilpa. Rio Santiago, Nayarit	21.833 N	104.790 W	0.196	6.40 - 7.40 10.50 - 13.70 16.70	0.231	0.1	0.6	10	1.67
4	25-oct-74	GEIC - CFE ⁴	Presa La Angostura, Rio Grijalva, Chiapas	16.383 N	92.780 W	0.197	1.70 - 2.50 4.30	0.464	0.1	0.6	10	1.67
5	11-may-90	CIRES	Central de Abasto CDAO-Pozo. Circuito Administración s/n, Col Pueblo Magdalena Atlazolpa, Prof. 30 m	19.373 N	99.098 W	0.046	0.86	0.353	0.1	0.6	10	1.67
6	28-ene-84	GEIC - CFE	Presa El Caracol, Rio Balsas, Guerrero	17.95 N	99.967 W	0.112	2.33 - 3.30 4.40 - 8.00 9.90 - 12.33	0.49	0.1	0.6	10	1.67
7	19-sep-85	II - UNAM	Oficina Central de Abasto. Av. Rio Churubusco esquina. Apatlaco, Col. San José Aculco. México, D.F.	19.372 N	99.096 W	0.781	0.25	0.353	0.1	0.6	10	1.67
8	15-sep-83	GEIC - CFE	Presa Chicoasén, Rio Grijalva, Chiapas	16.933 N	93.1 W	0.119	7.54	0.409	0.1	0.6	10	1.67
9	08-feb-88	FICA ⁵	Orizaba esquina con Antonio Anza, Roma Norte	19.41 N	99.157 W	0.053	0.53 - 0.58 0.68	0.346	0.1	0.6	10	1.67
10	15-oct-79	DS - CICESE ⁶	Ejido Compuertas, Valle de Mexicali, Baja California	32.57 N	115.08 W	1.840	3.20 - 8.60 30.20	0.803	0.1	0.6	10	1.67
11	19-sep-85	II - UNAM	Rancho "La Unión", SARH. Cerro de Piedra, Guerrero	16.769 N	99.633 W	0.258	1.09	1.009	0.1	0.6	10	1.67
12	08-dic-83	II - UNAM	Productora Mexicana de Tubo, Isla Cayacal, Lázaro Cárdenas, Michoacán	17.951 N	102.176 W	0.370	1.84 - 1.97	0.754	0.1	0.6	10	1.67
13	11-may-90	CIRES	Instituto Médico Pediátrico IMP-Pozo. Antiguo Camino a Acapulco, Col. Lomas de San Angel, Álvaro Obregón. Profundidad 40 m.	19.343 N	99.203 W	0.019	0.52 - 2.34	0.357	0.1	0.6	10	1.67

14	08-feb-88	FICA	DGCOH. Xotepingo entre División del Norte y Bugambilias, Ciudad Jardín	19.332 N	99.144 W	0.070	0.99	0.359	0.1	0.6	10	1.67
15	15-may-93	II - UNAM	Calle Jalapa No. 15, México, D.F.	19.423 N	99.159 W	0.096	0.16 - 0.20	0.344	0.1	0.6	10	1.67
16	08-feb-88	CIRES	Jardín Esparza Oteo Pensylvania y Georgia, Col. Nápoles, Benito Juárez	19.389 N	99.177 W	0.035	14.60 - 22.30	0.35	0.1	0.6	10	1.67
17	14-jul-84	II - UNAM	Campamento SCT en Filo de Caballo, Guerrero	17.652 N	99.842 W	0.346	3.06 - 5.64	0.531	0.1	0.6	10	1.67
18	08-feb-88	CIRES	Jardín de Niños Luz García Campillo. Manuel A. Medina y Guardería, UHCTM. Culhuacan, Coyoacán	19.316 N	99.106 W	0.044	1.26 - 1.30	0.362	0.1	0.6	10	1.67
19	08-dic-83	II - UNAM	Campamento SARH Guacamayas, cerca de Lázaro Cárdenas. Michoacán	18.025 N	102.204 W	0.438	2.5	0.882	0.1	0.6	10	1.67
20	11-may-90	CENAPRED ⁷	Av. 100 Metros. Esq. Pte. 134. Edif. "LARA ROSA" interior IMP, Del. Azcapotzalco, México, D.F.	19.4885 N	99.1489 W	0.044	0.63 - 1.20 1.28 - 1.32	0.334	0.1	0.6	10	1.67
21	08-dic-83	II - UNAM	Isla de la Palma. Lázaro Cárdenas. Michoacán.	18.020 N	102.187 W	0.694	3.52	0.884	0.1	0.6	10	1.67
22	08-feb-88	FICA	Planta Liconsa, Josefa Ortiz de Domínguez, Santa C. Yecahuitzotl	19.306 N	98.963 W	0.056	0.41 - 0.97 1.09 - 1.60	0.362	0.1	0.6	10	1.67
23	11-mar-93	CIRES	SICARTSA campo libre jardín	17.960 N	102.250 W	0.510	1.49	0.722	0.1	0.6	10	1.67
24	19-sep-85	II - UNAM	Madin. Estado de México (atrás de Lomas Verdes)	19.536 N	99.261 W	0.098	0.8	0.331	0.1	0.6	10	1.67
25	15-jul-96	II - UNAM	Volcán Ajusco en el cerro Mezontepetl, México, D.F.	19.188 N	99.228 W	0.149	1.32	0.379	0.1	0.6	10	1.67
26	19-sep-85	II - UNAM	Atrás de la Clínica S.A., Las Mesas, Guerrero.	17.007 N	99.456 W	0.227	2.91	0.877	0.1	0.6	10	1.67
27	mar-98	II - UNAM	Fuente de las 7 Regiones, a 2 km del centro. Oaxaca	17.084 N	96.716 W	0.202	3.42	0.508	0.1	0.6	10	1.67
28	04-may-96	II - UNAM	A un costado de la calle José Vasconcelos. Oaxaca	15.668 N	96.491 W	0.097	10.72	0.974	0.1	0.6	10	1.67

BASE DE DATOS EMPLEADA EN LA SELECCIÓN DE LAS SEÑALES DINÁMICAS

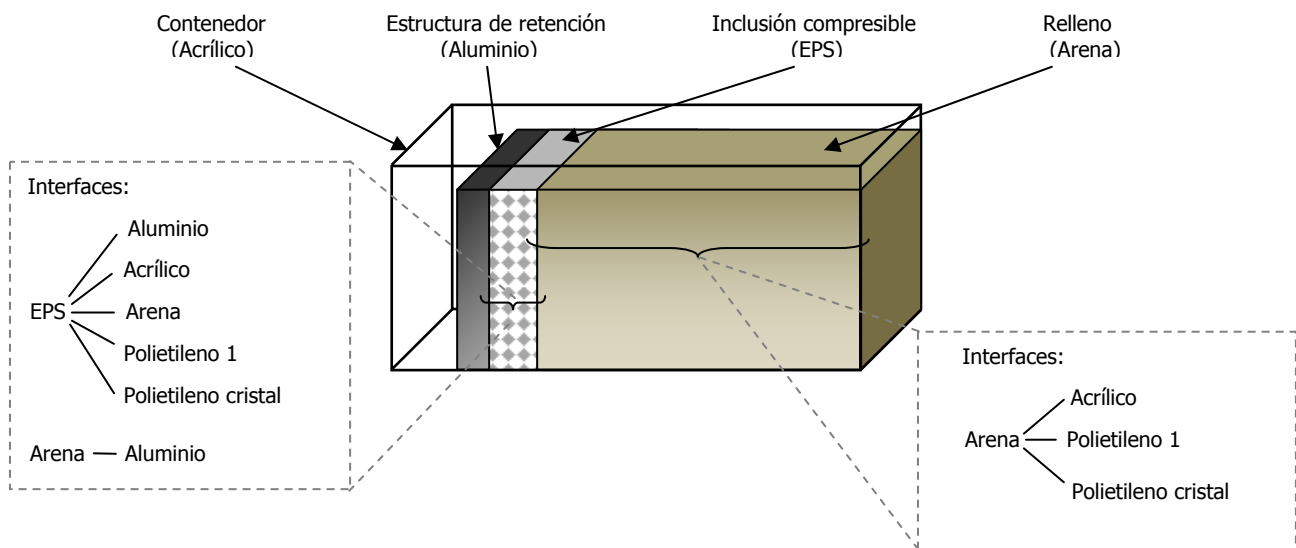
29	25-oct-87	II - UNAM	Atrás de la Bodega de Materiales en Petatlan, Guerrero	17.542 N	101.271 W	0.164	12.69	0.91	0.1	0.6	10	1.67
30	13-mar-94	II - UNAM	A tres cuadras del Zócalo de Pinotepa Nacional. Oaxaca	16.349 N	98.061 W	0.278	10.38 - 13.95	0.951	0.1	0.6	10	1.67
31	07-dic-76	DS - CICESE	Poblado Riito, Región Noroeste del estado de Sonora	32.164 N	114.960 W	2.322	2.12 - 4.80	0.789	0.1	0.6	10	1.67
32	08-feb-88	CIRES	Esc. Prim. Rodolfo Menendez Loreto y San Idelfonso. Col. Centro. Cuauhtemoc	19.436 N	99.128 W	0.029	0.42	0.342	0.1	0.6	10	1.67
33	17-oct-96	DS - CICESE	Región Norte de Baja California	31.871 N	115.816 W	0.029	2.50 - 5.50 12.35	0.432	0.1	0.6	10	1.67
34	09-oct-95	GEIEC - CFE	Sobre el apoyo de la cortina de la Presa Santa Rosa. Rio Santiago. Jalisco	20.912 N	103.708 W	0.051	0.98	0.235	0.1	0.6	10	1.67
35	19-sep-85	II - UNAM	Observatorio Tacubaya, calle Victoriano Zepeda, entre Gral Manuel M. Plata y Ex Arzobispado, Col. Observatorio. México, D.F.	19.403 N	99.194 W	0.244	0.30	0.348	0.1	0.6	10	1.67
36	20-jun-98	IG - UNAM ^a	Instalaciones de PEMEX Tuzandépetl, Veracruz	18.034 N	94.423 W	0.017	4.15 - 7.00	0.383	0.1	0.6	10	1.67
37	14-mar-79	II - UNAM	Junto a la escuela primaria, lado noreste de la misma escuela, Texcoco, Chimalhuacan, Edo de México	19.430 N	98.950 W	0.319	1.09	0.341	0.1	0.6	10	1.67
38	19-sep-85	II - UNAM	Escuela Secundaria Técnica No. 37, La Unión, Guerrero	17.982 N	101.805 W	1.611	1.35	0.654	0.1	0.6	10	1.67
39	11-may-90	GEIEC - CFE	Presa La Villita. Rio Balsas, Guerrero, Michoacán	17.982 N	102.190 W	0.101	1.75	0.709	0.1	0.6	10	1.67
40	08-feb-88	CIRES	Jardín de niños Xochimilco Club España de Remo y Chicoco, Concepción, Tlacoapan, Xochimilco	19.271 N	99.102 W	0.027	0.27	0.369	0.1	0.6	10	1.67

- ¹ Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C.
- ² Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- ³ Gerencia de Ingeniería Experimental y Control. Comisión Federal de Electricidad.
- ⁴ Gerencia de Ingeniería Civil. Comisión Federal de Electricidad.
- ⁵ Fundación Ingenieros Civiles Asociados
- ⁶ Departamento de Sismología. Centro de Investigación Científica y Educación Superior de Ensenada.
- ⁷ CENAPRED – Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- ⁸ Instituto de Geofísica. Universidad Nacional Autónoma de México.
- ⁹ Periodo inferior de la meseta del espectro de diseño.
- ¹⁰ Periodo superior de la meseta del espectro de diseño.
- ¹¹ Frecuencia correspondiente a T_a .
- ¹² Frecuencia correspondiente a T_b .

ANEXO 4

Estudio de fricción en interfaces

Para establecer la condición de las fronteras laterales de los prototipos de estructuras de retención, se llevó a cabo un programa de pruebas de fricción estática y dinámica, en interfaces entre diferentes materiales (figura A-5.1).



A-5.1. Interfaces consideradas (esquema fuera de escala).

Adicional a las interfaces generadas en la construcción de los modelos, se estudió la fricción entre: 1) arena y dos tipos de polietileno y 2) EPS y dos tipos de polietileno. Los polietilenos seleccionados fueron de uso comercial, denominados polietileno 1 y polietileno cristal. El estudio de estas interfaces fue con la finalidad de seleccionar un material adecuado, para reducir la fricción entre: 1) el relleno (arena) y las caras laterales del prototipo (acrílico) y 2) la inclusión compresible (EPS) y las caras laterales del prototipo (acrílico).

Todas las pruebas, estáticas y dinámicas, se realizaron bajo condiciones de fricción en seco. Se empleó la mesa vibradora neumática del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Botero, 2004). Cabe mencionar que dicha mesa difiere de la empleada en el estudio de los modelos de estructuras de retención. En todas las pruebas, se procuró que las condiciones de temperatura y humedad presentaran poca variación.

Las pruebas estáticas consistieron en medir el ángulo de fricción estático, ϕ , o ángulo de inclinación de una superficie plana, para el cual un bloque ubicado sobre dicha superficie comienza a deslizarse. Las interfaces fueron conformadas por un material fijo a la superficie plana (aluminio, acrílico y polietilenos) y el material adherido a la cara del bloque en contacto con la superficie plana (EPS y arena de Ottawa). La figura A-5.2 presenta los valores del coeficiente de fricción estático, $\mu_s = \text{tangente}(\phi)$, correspondientes a cada interfaz.

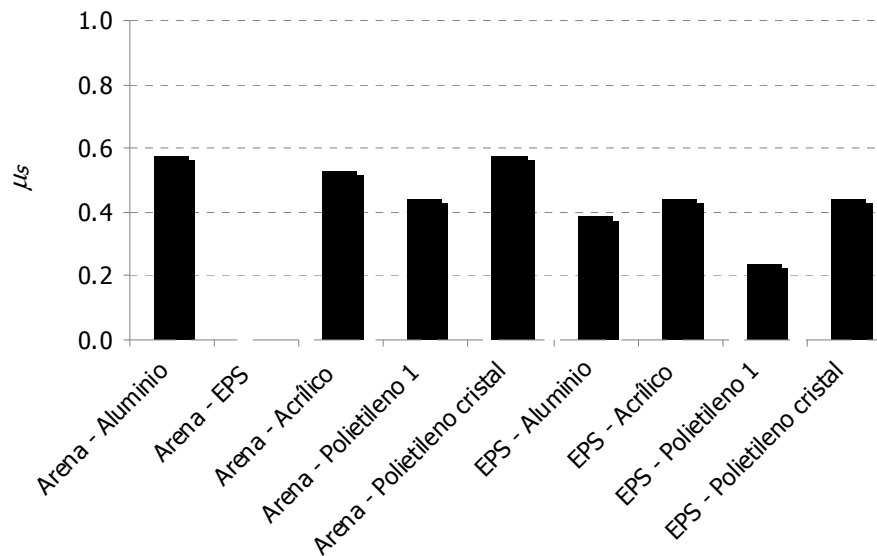


Figura A-5.2. Coeficiente de fricción estático en distintas interfaces.

De la figura A-5.2 se puede concluir que para el caso de la arena y del EPS, las interfaces que presentan menor coeficiente de fricción estático, corresponden a las interfaces formadas con polietileno 1. Para el caso de la interfaz arena-EPS, no fue posible obtener μ_s debido a la fricción tan alta entre estos dos materiales, lo cual ocasiona un deslizamiento irregular conforme la arena va rompiendo la superficie de EPS. Finalmente, la fricción entre la arena y el acrílico (frontera lateral del prototipo), puede reducirse un 15.4 % al reemplazar el acrílico por polietileno 1.

Las pruebas dinámicas se realizaron con un bloque de madera (mismo bloque de las pruebas estáticas) sujeto a deslizamiento libre, sobre una superficie plana horizontal, sometida a excitaciones senoidales. Las características de excitación fueron: aceleración, \ddot{U} , aproximadamente igual a ± 0.7 g y frecuencia de 2 Hz. La conformación de las interfaces fue similar a las adoptadas en las pruebas estáticas, denominadas interfaces "arena fija-material x" y "EPS-material x". Adicionalmente, se ensayaron interfaces "arena suelta-material x", correspondientes a interfaces con una capa ligera de arena suelta sobre la superficie plana horizontal (figura A-5.3). Esta capa facilitó el deslizamiento de la superficie de arena fija sobre el plano de deslizamiento, lo cual asemeja más la condición presentada en las fronteras laterales de los prototipos de estructuras de retención.

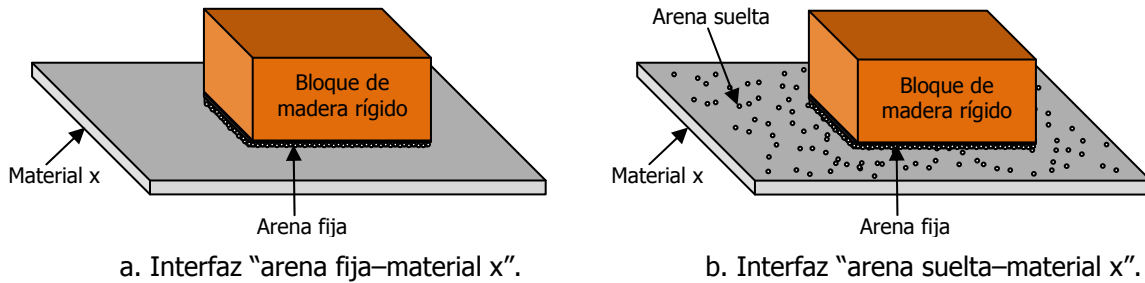


Figura A-5.3. Interfaces "arena – material x".

En todos los ensayos se registró la variación de la aceleración y del desplazamiento del bloque rígido. Posteriormente, se empleó el programa Degtra 2000 versión 1.1.2 para procesar los registros (filtrado y corrección de línea base). Una vez procesada la información, se calculó para cada interfaz: 1) el coeficiente de fricción estática, μ_{s^*} , con un procedimiento alterno (ecuación A-5.1) y 2) la variación del coeficiente de fricción dinámica, μ_c (A-5.2).

$$\mu_{s^*} = \frac{\ddot{U}_y}{g} \quad [A-5.1]$$

$$\mu_c = \mu_{s^*} - \frac{|\ddot{U}_g| - |\dot{U}|}{g} \quad [A-5.2]$$

Donde: \ddot{U}_y es la aceleración de fluencia o aceleración de la excitación que inicia el deslizamiento del bloque (Newmark, 1965); g es la aceleración de la gravedad y $|\ddot{U}_g| - |\dot{U}|$ es la aceleración relativa en la interfaz (Méndez, 2004).

Durante el procesamiento de la información se obtuvieron algunas discrepancias notorias en los registros de aceleraciones de algunas pruebas, lo cual impidió obtener todos los valores de las \ddot{U}_y y consecuentemente de los μ_{s^*} . La figura A-5.4 presenta los valores de μ_s y μ_{s^*} ; de estos resultados se puede concluir que la expresión [A-5.1] tiende a subestimar los valores de μ_s , hallados mediante pruebas estáticas. Las fluctuaciones de los coeficientes son semejantes; por lo tanto, las interfaces que contienen una superficie de polietileno 1, son las que presentan los coeficientes de fricción estáticos menores.

La figura A-5.5 presenta variaciones del coeficiente de fricción dinámica, μ_c (calculado con μ_s y con μ_{s^*}), para algunas interfaces. Los resultados presentados corresponden sólo a un ciclo de vibración, ya que para superficies horizontales el comportamiento de un bloque a lo largo de una prueba es constante. Cabe mencionar que la excitación proporcionada por la mesa de trabajo no es perfectamente simétrica, dado que presenta una diferencia en las magnitudes de las aceleraciones, en sentido positivo y negativo, aproximadamente de 12%, la cual es atribuible a la configuración del equipo y no al procesamiento de las señales (Méndez, 2004).

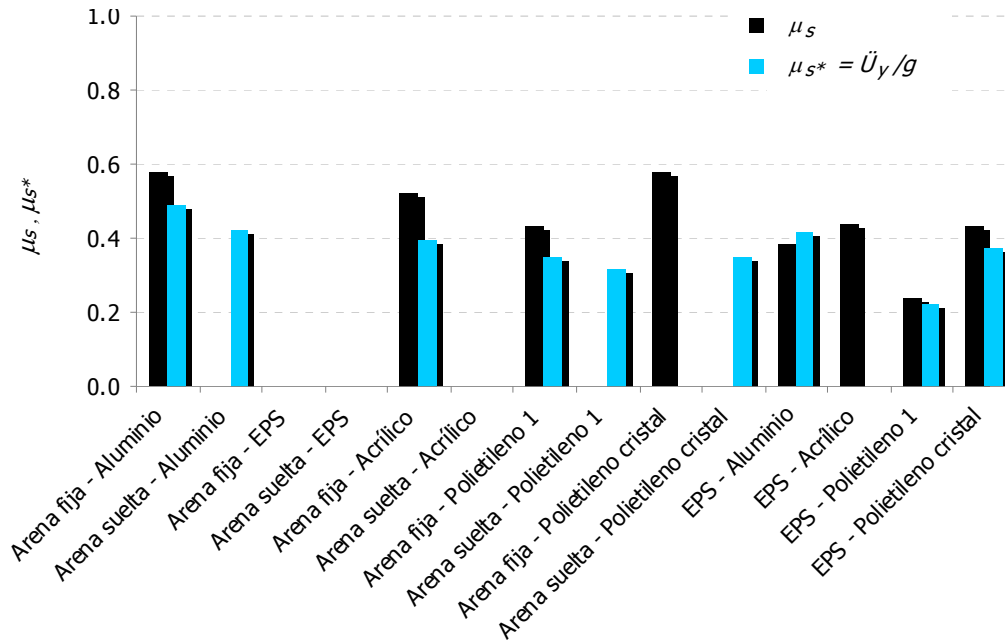


Figura A-5.4. Comparación de los coeficientes de fricción estáticos, μ_s y μ_{s^*} , en distintas interfaces.

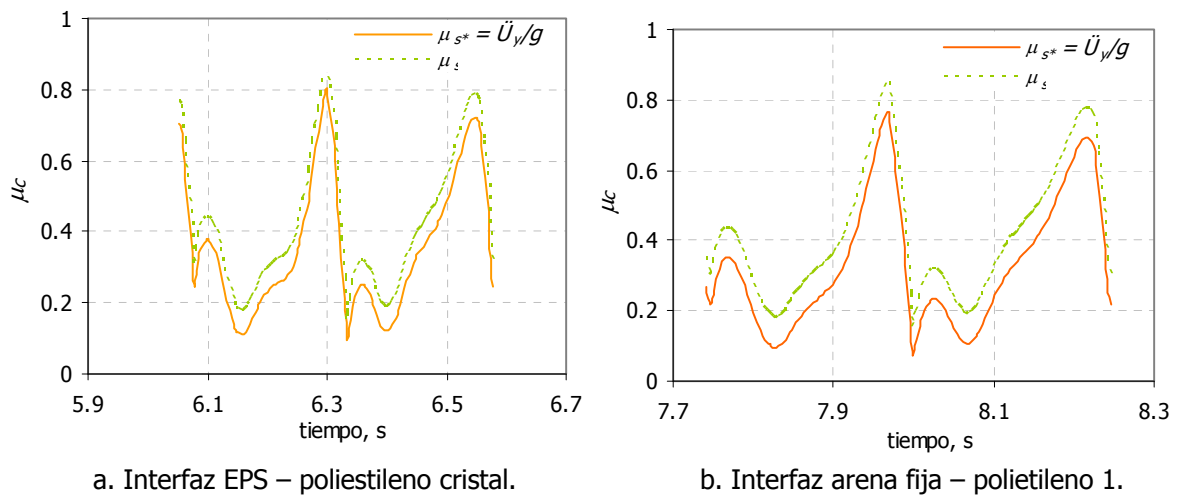


Figura A-5.5. Variación del coeficiente de fricción dinámico.

En general, las interfaces con una superficie de EPS fueron las que presentaron diferencias menores en las variaciones de μ_c calculado con μ_s y con μ_{s^*} ; en tanto que, las interfaces con superficies de arena fija y suelta exhibieron las discrepancias mayores (figura A-5.5).

Ante los resultados obtenidos, se adoptaron fronteras laterales cubiertas con polietileno 1 para mitigar la fricción en las interfaces. El empleo de polietileno para mitigar la fricción en una frontera también lo adoptaron Zarnani y Bathurst en 2008.

Definidas las condiciones de frontera se realizaron pruebas dinámicas (sección 6.1.1), para evaluar el efecto potencial de las fronteras laterales sobre los registros de las celdas de carga, ubicadas en el centro del respaldo del muro de retención. Los resultados de estas pruebas permitieron concluir que las condiciones de frontera adoptadas, eliminaron los efectos potenciales de las fronteras laterales sobre los registros de los sensores de carga colocados en la sección media del muro de contención.