

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“EVALUACIÓN NUMÉRICA Y ASPECTOS RELEVANTES EN LA
CALIBRACIÓN DE UN MODELO CONSTITUTIVO PARA
SUELOS LICUABLES”**

PROYECTO DE TITULACIÓN

Previo la obtención del título de:

MÁGISTER EN GEOTECNIA

Presentado por:

Ariana Santos Rodríguez

Daniel Bowen García

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año – 2021

DEDICATORIA

A Dios y la Virgen María por haberme brindado salud, constancia, fortaleza y sabiduría día a día permitiéndome alcanzar esta tan esperada meta.

A mi madre Ing. Blanca Rodríguez y mi padre Ing Eduardo Santos; por el amor, cariño y apoyo brindado para alcanzar las metas que me he propuesto y por su comprensión incondicional durante este proceso.

A mis hermanas Blanca y Diana, que me brindaron su apoyo incondicional.

Ariana Santos Rodríguez

A Dios, por la salud y por todos los acontecimientos positivos que han marcado mi vida.

A mi esposa Maggie, por todo el amor y cariño que me ha brindado hasta en los momentos más difíciles.

A mis hijos Ivonne y Daniel, de quienes tengo sus sonrisas como fuente de motivación.

A mis padres, Vicenta y Héctor, por haberme brindado: el amor, la unión, la serenidad y la seguridad que todo hijo se merece.

A toda mi familia, de quienes he recibido siempre apoyo.

Daniel Bowen García

AGRADECIMIENTOS

A mi tutora la Dra. Jenny Ramírez Calderón, por la paciencia, confianza, tiempo, predisposición y por ser una excelente guía durante la elaboración de este trabajo.

Al Dr. Roberto Luque Nuques, por su colaboración y enseñanzas impartidas para la ejecución de este proyecto.

A mi compañero de tesis el Ing. Daniel Bowen por su dedicación y responsabilidad en la elaboración de cada una de las actividades realizadas en este proyecto.

Ariana Santos Rodríguez

AGRADECIMIENTOS

A mi tutora Dra. Jenny Ramírez, por sus enseñanzas y entusiasmo durante todo el proceso de tesis.

A mi co-tutor Dr. Roberto Luque, quien me ha impulsado siempre a conseguir objetivos importantes en mi carrera profesional.

Al Ing. Claudio Luque, por su apoyo y consejos no solo en mi carrera profesional, sino en todos los ámbitos.

A mi compañera de Tesis, Ing. Ariana Santos por su dedicación, perseverancia y compromiso, con quien he compartido largas horas de trabajo con el solo propósito de sacar adelante este proyecto de investigación atractivo y desafiante.

Daniel Bowen García

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación nos corresponden conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución. Damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio, con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Ariana Santos Rodríguez

Daniel Bowen García

EVALUADORES

Jenny Ramírez, Ph.D.
TUTOR

Roberto Luque Nuques, Ph.D.
CO-TUTOR

Felipe Ochoa, Ph.D.
REVISOR

RESUMEN

Un experimento centrífugo que modela la respuesta sísmica de sitio fue usado para para capturar la respuesta del comportamiento de suelos licuables debido a un movimiento sísmico inducido durante la calibración del modelo constitutivo PM4Sand implementado. Los parámetros principales del PM4Sand fueron calibrados con base a dos tipos de procedimientos establecidos en la literatura técnica: (i) examinando el primer ciclo de la curva esfuerzo – deformación; y, (ii) usando curvas de falla por licuación obtenidas de ensayos de laboratorio. Los modelos numéricos fueron calibrados usando datos de laboratorio de ensayos de corte simple cíclicos y triaxiales cíclicos. Los parámetros al estado crítico fueron determinados con ensayos triaxiales monotónicos. El efecto de los dos grupos de parámetros calibrados en la respuesta sísmica de sitio, fue evaluado realizando simulaciones numéricas de un experimento centrífugo en condiciones de campo libre. Por otro lado, se evaluó también la capacidad predictiva de modelos y plataformas numéricas más simplificadas discutiéndose además las diferencias entre las respuestas de emplear un modelo constitutivo versus un modelo más simplificado.

Palabras Claves: Suelos licuables, PM4Sand, calibración, análisis de respuesta de sitio

ABSTRACT

A centrifuge test that models the seismic site response of a layered liquefiable soil deposit was used to evaluate the more important aspects during calibration of the PM4Sand constitutive model in capturing earthquake-induced liquefaction response. The primary soil model parameters of the PM4Sand were calibrated based on two kind of process established in technical literature: (i) by examining the first cycle of the stress-strain curve and (ii) by the use of liquefaction triggering curves obtained from laboratory tests. The numerical models' calibrations were performed using laboratory data of cyclic direct simple shear tests and cyclic triaxial tests. The critical state parameters were determined with monotonic triaxial tests. The effects of the two set of calibrated parameters on the seismic site response were evaluated performing numerical simulations of a centrifuge experiment with a free-field condition. The soil model parameters that control both liquefaction triggering and centrifuge response are evaluated and the implications for site response modeling for engineering practice is discussed.

Keywords: liquefaction, PM4Sand, calibration, site response analysis

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ABSTRACT	II
ÍNDICE GENERAL	III
ABREVIATURAS.....	V
SIMBOLOGÍA	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Motivación de la investigación.....	2
1.3 Objetivos	3
1.3.1 Objetivo general.....	3
1.3.2 Objetivos específicos	4
1.4 Metodología.....	4
1.5 Organización de esta tesis	5
CAPÍTULO 2 REVISIÓN DE LITERATURA TÉCNICA.....	6
CAPÍTULO 3 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	9
3.1 Introducción.....	9
3.2 Ensayos de corte directo simple.....	10
3.2.1 Ensayos de corte directo simple monotónicos.....	10
3.2.2 Ensayos de corte directo simple cíclicos	11
3.3 Ensayos triaxiales.....	12
3.3.1 Ensayos triaxiales monotónicos.....	12
3.3.2 Ensayos triaxiales cíclicos	13

3.4	Modelo centrífugo.....	13
CAPÍTULO 4 CALIBRACIONES MEDIANTE SIMULACIONES NUMÉRICAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE ELEMENTOS DE SUELO		
17		
4.1	Introducción.....	17
4.2	Parámetros del modelo constitutivo PM4Sand.....	18
4.3	Estimación de los parámetros secundarios	18
4.4	Calibración y simulación numérica de parámetros principales (Caso 1)	23
4.5	Calibración y simulación numérica de parámetros primarios (Caso 2).....	30
4.6	Calibración de arena Monterey 0/30.....	37
CAPÍTULO 5 SIMULACIONES NUMÉRICAS DEI MODELO CENTRÍFUGO		
39		
5.1	Introducción.....	39
5.2	Descripción de los modelos numéricos	39
5.3	Simulación numérica de la respuesta de sitio (Caso 1).....	41
5.4	Simulación numérica de la respuesta de sitio (Caso 2).....	46
5.1	Comparación de resultados de las simulaciones de la columna de suelo basada en las calibraciones del modelo constitutivo PM4Sand (Casos 1 y 2).....	49
5.2	Simulación de columna de suelo basada en modelos no lineales (DEEPSOIL).....	52
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		
59		
6.1	General.....	59
6.2	Aspectos relevantes durante el proceso de calibración.....	59
6.3	Influencia del tipo de calibración en el análisis de respuesta de sitio	60
6.4	Análisis de repuesta de sitio usando el modelo constitutivo un análisis no lineal en DEEPSOIL versus PM4Sand	61
6.5	Recomendaciones.....	62
REFERENCIAS		
63		

ABREVIATURAS

ASTM	Sociedad Americana de Ensayos y Materiales
CDSS	Ensayo de corte simple cíclico (CDSS por sus siglas en inglés)
D.	Drenado
D.C.	Deformación controlada
CRR	Razón de resistencia cíclica (CRR por sus siglas en inglés)
CSR	Razón de esfuerzo cíclico (CSR por sus siglas en inglés)
CTX	Ensayo triaxial cíclico (CTX por sus siglas en inglés)
DSS	Ensayo de corte simple (DSS por sus siglas en inglés)
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
LVDT	Transformador diferencial variable lineal (LVDT por sus siglas en inglés)
MDSS	Ensayo de corte simple monotónico (MDSS por sus siglas en inglés)
MKZ	Matasovic-Konder-Zelasco (MKZ, por sus siglas en inglés)
MTX	Ensayo triaxial monotónico (MTX por sus siglas en inglés)
N_{ciclos}	Número de ciclos alcanzado para un determinado criterio de falla por licuación
N.D.	No drenado
PM4Sand	Modelo de Plasticidad en Arenas para Aplicación en Ingeniería Sísmica
TX	Ensayo triaxial (TX por sus siglas en inglés)

SIMBOLOGÍA

C_u	Coeficiente de uniformidad del suelo
D_r	Densidad relativa
$D_{r,cs}$	Densidad relativa al estado crítico
e_o	Relación de vacíos inicial
$e_{máx}$	Relación de vacíos máxima
$e_{mín}$	Relación de vacíos mínima
G	Módulo de corte
G_o	Coeficiente de módulo de corte
G_s	Gravedad específica
h_{po}	Parámetro de tasa de contracción
Hz	Hertz (unidad de frecuencia)
k	Permeabilidad
K_o	Coeficiente de empuje lateral en reposo
M	Pendiente de línea de estado crítico
M^b	Pendiente de línea de estado límite (bounding line)
M^d	Pendiente de línea de dilatación (dilatancy line)
n^b	Parámetro secundario del PM4Sand que define M^b
n^d	Parámetro secundario del PM4Sand que define M^d
p'	Esfuerzo vertical efectivo
p_A	Presión atmosférica
q	Esfuerzo desviador
r_u	Relación de exceso de presión de poros
Q y R	Parámetros de Bolton
t	Tiempo
u_n^*	Exceso de presión de poros normalizada
Δu	Exceso de presión de poros
$\Delta V/V$	Deformación unitaria volumétrica
ε_a	Deformación unitaria axial
ζ_R	Parámetro de estado relativo
ϕ_{cv}'	Ángulo al estado crítico

σ_c	Esfuerzo de confinamiento
γ	Deformación unitaria de corte
γ_{seco}	Peso volumétrico seco
γ_{sat}	Peso volumétrico saturado
τ	Esfuerzo de corte

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 Esquema en dos dimensiones del modelo centrífugo utilizado para el presente estudio.	14
Figura 3.2 Esquema en tres dimensiones del modelo centrífugo utilizado para el presente estudio (Ramirez et al. 2018).	15
Figura 3.3 Registro de aceleraciones y velocidades, espectro de respuesta (5% de amortiguamiento), espectro de Fourier e Intensidad de Arias del movimiento sísmico de Kobe-L introducido en la base del contenedor del modelo centrífugo y usado para la simulación numérica de las columnas de suelo.	16
Figura 4.1 Línea de estado crítico en términos de densidad relativa de la arena Ottawa F65 adoptada en el presente estudio y su comparación con otras investigaciones recientes.	19
Figura 4.2 Relación de la curva M^b/M versus ξ_R para un valor de n^b por defecto del PM4Sand y el valor adoptado en este estudio.	21
Figura 4.3 Relación de la curva M^d/M versus ξ_R para un valor de n^d por defecto del PM4Sand y el valor adoptado en este estudio.	21
Figura 4.4 Líneas límite y líneas de dilatancia de ensayos triaxiales monotónicos (MTX) no drenados (N.D.) y drenados (D.) en arena Ottawa F65 suelta (densidades relativas cercanas a 40%), y su comparación con las líneas adoptadas en este estudio y los valores por defecto del PM4Sand.	22
Figura 4.5 Líneas límite y líneas de dilatancia de ensayos triaxiales monotónicos (MTX) no drenados (N.D.) y drenados (D.) en arena Ottawa F65 suelta (densidades relativas cercanas a 90%), y su comparación con las líneas adoptadas en este estudio y los valores por defecto del PM4Sand.	22
Figura 4.6 Esquemas de las simulaciones numéricas de los ensayos de corte directo simple (Los puntos negros se mueven en similar dirección y magnitud).	23
Figura 4.7 Comparación del primer ciclo de carga de los ensayos de corte directo y los resultados numéricos del Caso 1 para densidades relativas de 39% y 42%.	24
Figura 4.8 Comparación del primer ciclo de carga de los ensayos de corte directo cíclicos (CDSS) y los resultados numéricos del Caso 1 para densidades relativas de 83% y 84%.	24

Figura 4.9 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo monotónicos (MDSS) no drenados y las simulaciones numéricas.	25
Figura 4.10 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo cíclicos no drenados y simulaciones numéricas para la arena Ottawa F65 ($D_r \approx 40\%$), para un criterio de falla basado en la amplitud simple de deformación unitaria de corte igual a 3% (Caso 1).	27
Figura 4.11 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo cíclicos no drenados y simulaciones numéricas para la arena Ottawa F65 ($D_r \approx 82\%$), para un criterio de falla basado en la amplitud simple de deformación unitaria de corte igual a 3% (Caso 1).	28
Figura 4.12 Comparación de la relación entre el número de ciclos requeridos para alcanzar el criterio de licuación ($\gamma=3\%$) y razón de esfuerzo cíclico de los ensayos de corte directo simple y triaxiales cíclicos no drenados con las simulaciones numéricas para arena Ottawa F65 (Caso 1).	29
Figura 4.13 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo cíclicos no drenados y simulaciones numéricas para la arena Ottawa F65 ($D_r \approx 40\%$), para un criterio de falla basado en la amplitud simple de deformación unitaria de corte igual a 3% (Caso 2).	35
Figura 4.14 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo cíclicos no drenados y simulaciones numéricas para la arena Ottawa F65 ($D_r \approx 82\%$), para un criterio de falla basado en la amplitud simple de deformación unitaria de corte igual a 3% (Caso 2).	36
Figura 4.15 Comparación de la relación entre el número de ciclos requeridos para alcanzar el criterio de licuación ($\gamma=3\%$) y razón de esfuerzo cíclico de los ensayos de corte directo simple y triaxiales cíclicos no drenados con las simulaciones numéricas para arena Ottawa F65 (Caso 2).	37
Figura 4.16 Comparación de la relación entre el número de ciclos requeridos para alcanzar el criterio de licuación ($\gamma=3\%$) y razón de esfuerzo cíclico en simulaciones numéricas para arena Monterey 0/30 y curvas según literatura técnica.	38
Figura 5.1 Discretización de zonas usada para la modelación numérica en FLAC	41
Figura 5.2 Comparación de los resultados de la simulación numérica de la columna de suelo en FLAC (PM4Sand) basada en calibraciones del Caso 1 con los del ensayo	

centrífugo, en términos de aceleraciones, espectros de respuesta y relación de excesos de presión de poros	45
Figura 5.3 Comparación de los resultados de la simulación numérica de la columna de suelo en FLAC(PM4Sand) basada en calibraciones del Caso 1 con los del ensayo centrífugo, en términos de relación de exceso de presión de poros máxima, deformaciones unitarias de corte.	46
Figura 5.4 Comparación de los resultados de la simulación numérica de la columna de suelo en FLAC (PM4Sand) basada en calibraciones del Caso 2 con los resultados del ensayo centrífugo, en términos de aceleraciones, espectros de respuesta y generación de excesos de presión de poros.	48
Figura 5.5 Comparación de la simulación numérica de la columna de suelo en FLAC (PM4Sand) basada en calibraciones del Caso 2 con los resultados del ensayo centrífugo, en términos de relación de exceso de presión de poros máxima y deformaciones unitarias de corte máxima y esfuerzo cortante.	49
Figura 5.6 Comparación de resultados de simulación numérica de la columna de suelo con los parámetros calibrados según Caso 1 y Caso 2, en términos de aceleraciones, espectros de respuesta y de relación de exceso de presión de poros.	51
Figura 5.7 Comparación de resultados de las simulaciones de las columnas de suelo para los parámetros calibrados con el modelo constitutivo PM4Sand (Caso 1 y Caso 2) versus los resultados del ensayo centrífugo.	52
Figura 5.8 Comparación entre ensayo de modelo centrífugo y respuestas de las simulaciones numéricas basadas en calibraciones con ensayos de laboratorio (Casos 1 y 2) y modelación en DEEPSOIL.....	57
Figura 5.9 Comparación entre ensayo de modelo centrífugo y respuestas de las simulaciones numéricas basadas en calibraciones con ensayos de laboratorio (Casos 1 y 2) y modelación en DEEPSOIL, términos de relación de presión de poros y deformaciones unitarias de corte.	58

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Resumen de los ensayos seleccionados en este estudio	10
Tabla 3.2 Características de los ensayos de corte directo simple monotónico no drenado	10
Tabla 3.3 Resumen de las características de los ensayos de corte directo simple cíclico	11
Tabla 3.4 Resumen de las características de los ensayos triaxiales monotónicos drenados	12
Tabla 3.5 Resumen de las características de los ensayos triaxiales monotónicos no drenados	12
Tabla 3.6 Resumen de las características de los ensayos cíclicos triaxiales no drenados a esfuerzo controlado.....	13
Tabla 3.7 Condiciones iniciales de los estratos del experimento centrífugo.....	14
Tabla 4.1 Resumen de parámetros del modelo PM4Sand seleccionados en este estudio (Caso 1) y los reportados en otras investigaciones, ambos para la arena Ottawa F65.....	30
Tabla 4.2 Resumen de parámetros del modelo PM4Sand seleccionados en este estudio (Caso 2) y los reportados en otras investigaciones, ambos para la arena Ottawa F65.....	33
Tabla 4.3 Resumen de parámetros seleccionados en este estudio y reportados en otras investigaciones para el modelo PM4Sand de la arena Monterey 0/30 para D_r de 85%.....	38
Tabla 5.1 Condiciones iniciales del modelo numérico	41
Tabla 5.2 Parámetros generales para la modelación de la columna de suelo en DEEPSOIL	53
Tabla 5.3 Parámetros usados la para definición de curvas de referencia para las arenas limpias de este estudio.....	54
Tabla 5.4 Parámetros para modelo de generación de exceso de presión de poros.....	55

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

La licuación de suelos es un fenómeno en el cual los suelos granulares saturados pierden su resistencia como resultado del incremento de la presión de poros o el incremento excesivo de las deformaciones de corte en el suelo. Como ejemplo de grandes desastres por licuación alrededor del mundo se encuentran los ocasionados por los terremotos en Niigata-Japón 1964, San Fernando-Estados Unidos 1971, Kobe-Japón 1995, Izmit-Turquía 1999, Concepción-Chile 2010, Christchurch-Nueva Zelanda 2010-2011, Kumamoto-Japón 2016, entre otros. En estos casos, los daños más comunes estuvieron relacionados con pérdida de capacidad de carga, asentamientos diferenciales, escurrimiento lateral, fallas de taludes y grandes deslizamientos de tierra en presas. En nuestro país, recientemente se observaron daños importantes en carreteras y zonas edificadas por efectos de la licuación de suelos después del sismo Muisne-Ecuador 2016.

La observación de las consecuencias de licuación después de un sismo ha sido y siempre será altamente valiosa para la validación de teorías y modelos computacionales. Sin embargo, incluso con los grandes avances tecnológicos en instrumentación geotécnica y capacidad computacional, la documentación completa de casos de licuación es escasa. Por tanto, investigadores continúan desarrollando modelos a escala en mesas vibratoras o modelos centrífugos, en condiciones físicas más controladas, para evaluar el fenómeno de la licuación y calibrar modelos numéricos.

Uno de los trabajos pioneros en este campo fue el proyecto de verificación de análisis en licuación basado en ensayos centrífugos (VELACS, por sus siglas en inglés). En este proyecto, Arulanandan y Scott, (1993,1994) realizaron una serie de experimentos con suelos estratificados sumergidos con distintas geometrías (en campo libre y con estructuras). Entre estudios más actuales se encuentra el proyecto de análisis y experimentación en licuación (LEAP, por sus siglas en inglés). En este caso, Kutter et

al., (2015, 2017) llevaron a cabo la ejecución de una serie de ensayos de laboratorio a nivel de elementos de suelo y otros a escala prototipo (modelos centrífugos) para modelar taludes sumergidos. Por otro lado, un grupo de investigadores recientemente realizaron estudios experimentales con modelos centrífugos para entender el efecto de licuación de arenas cercana a edificaciones y taludes (Olarte et al., 2017; Paramasivam et al., 2019; Badanagki et al., 2019; Tiznado et al., 2020). Esta colección histórica y reciente de ensayos de laboratorio ha permitido la calibración de diversos modelos numéricos (e.g., Kutter et al. 2017; Manzari et al., 2017; Armstrong, 2018; Ziotopoulou 2018; Ziotopoulou et al. 2018; Ramirez et al., 2018; Ramirez, 2019).

La modelación numérica es sin duda una herramienta valiosa para evaluar el fenómeno de licuación de un sitio, incluso antes de que este evento sísmico ocurra. Esto, siempre y cuando, el comportamiento de los suelos sean simulados con modelos constitutivos que capturen los efectos de la licuación y que estos modelos estén calibrados para las condiciones esperadas. Este es un campo que aún está en constante evolución.

A pesar de los avances en el desarrollo de modelos constitutivos para licuación, la práctica común continúa realizando análisis de susceptibilidad con procedimientos teóricos (Youd et al., 2001, Seed et al., 2003; Idriss y Boulanger, 2008) o con el uso de herramientas computacionales tales como SHAKE (Schnabel et al., 1972) y DEEPSOIL (Hashash, 2018). Estos tipos de análisis permiten obtener resultados aceptables en términos de aceleraciones, pero tienen limitaciones para predecir aspectos fundamentales de la licuación tales como la generación de excesos de presión de poros y deformaciones unitarias de corte.

1.2 Motivación de la investigación

El presente estudio tiene como principal motivación evaluar dos procesos de calibración de un modelo constitutivo que predice el comportamiento de suelos potencialmente licuables para conocer su aplicabilidad y sus ventajas sobre procedimientos usados más comúnmente en la práctica profesional.

El problema de licuación es hoy en día uno de los fenómenos que amerita más atención de la comunidad académica en trabajos relacionados a la ingeniería sísmica. En el aspecto práctico, dependiendo de la importancia y el presupuesto de los proyectos

de ingeniería, el tipo de análisis para evaluar este fenómeno se basa mayoritariamente en métodos simplificados para (i) determinar si el suelo es susceptible a licuarse, (ii) determinar si bajo la demanda sísmica esperada en función de los códigos vigentes ocurre o no la licuación, (iii) determinar posibles efectos como deformaciones verticales, horizontales o resistencia post-sísmica y (iv) considerar estos efectos en el diseño de los componentes de las obras de ingeniería. Sin embargo, cada vez más, los proyectos en zonas altamente sísmicas toman en consideración la modelación numérica para la evaluación del efecto de la licuación.

Los modelos constitutivos que consideran las características importantes de la respuesta licuable de los suelos, por lo general son poco entendidos. Estos modelos tienen algunos parámetros difíciles de calibrar y no hay guías prácticas para implementarlos en proyectos de ingeniería o suficiente presupuesto para una evaluación extensa. Por tanto, en este trabajo se utilizó el modelo constitutivo PM4Sand implementado la plataforma FLAC 7.0 para analizar la respuesta sísmica de un depósito de suelo modelado experimentalmente en un ensayo centrífugo, evaluando dos enfoques durante la calibración a nivel de elemento de suelo. Los aspectos relevantes de las simulaciones numéricas de respuesta de sitio, basadas en los procesos de calibración escogidos, fueron evaluados al ser comparados con las mediciones del ensayo centrífugo. Los resultados numéricos de FLAC también fueron comparados con los resultados de un procedimiento más comúnmente usado en nuestra práctica profesional mediante el programa DEEPSOIL.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Evaluar la influencia de dos procedimientos de calibración a nivel de elemento de suelo en el análisis de respuesta de sitio de un depósito de suelo con estratos licuable, y las diferencias de estos enfoques respecto a procedimientos numéricos usados en la práctica profesional.

1.3.2 Objetivos específicos

Simular numéricamente ensayos de laboratorio de corte directo simple cíclico usando la plataforma numérica FLAC para la calibración de los parámetros principales del PM4Sand mediante dos procedimientos.

Analizar ensayos de laboratorio triaxiales monotónicos para la estimación de algunos de los parámetros secundarios del modelo constitutivo PM4Sand.

Simular columnas de suelo utilizando la plataforma numérica FLAC para obtener resultados de análisis de respuesta de sitio con los parámetros calibrados del PM4Sand

Simular una columna de suelo con un análisis no lineal usando la plataforma DEEPSOIL, para comparar sus resultados con los obtenidos de las simulaciones realizadas con el PM4Sand.

1.4 Metodología

En esta investigación se realizaron análisis de respuesta de sitio de un suelo estratificado usando el modelo constitutivo PM4Sand (Boulanger y Ziotopoulou 2015) implementado en la plataforma FLAC 7.0 (Itasca, 2011), así como también un análisis no lineal implementado en el programa DEEPSOIL (Matasović y Vucetic 1993).

Inicialmente se compiló una serie de ensayos de laboratorio bajo condiciones de carga monotónicas y cíclicas, del tipo corte directo y triaxiales, para ser usados durante dos procedimientos de calibración a nivel de elemento de suelo. El primer procedimiento, denominado Caso 1, consistió en el desarrollo de modelaciones numéricas de ensayos de corte directo cíclico que capturasen el primer ciclo de la curva esfuerzo – deformación de los correspondientes ensayos de laboratorio, particularmente tratando de capturar tanto la rigidez inicial de corte como la deformación unitaria de corte. El segundo procedimiento, llamado Caso 2, se enfocó en capturar la curva de resistencia a la licuación (CSR vs. N_{ciclos}) obtenida con datos de laboratorio de ensayos cíclicos de tipo triaxiales y corte directo simple.

Posteriormente, con los parámetros calibrados en cada caso, se llevaron a cabo análisis de respuesta de sitio de un ensayo centrífugo. A estas predicciones se las denominó Caso 1 y Caso 2, respectivamente y fueron comparados con los resultados experimentales. Estos resultados, numéricos y experimentales, fueron también comparados con la respuesta de sitio usando el software DEEPSOIL. La comparación

entre los resultados numéricos y la respuesta capturada en laboratorio en términos de aceleraciones y exceso de presión de poros, permitieron establecer algunas ventajas de usar modelaciones numéricas más refinadas como las de FLAC con PM4Sand, en comparación con la realizada en DEEPSOIL con un análisis no lineal.

1.5 Organización de esta tesis

El presente documento fue organizado en seis capítulos:

El capítulo 1 presenta la introducción, motivación del estudio, objetivos y metodología empleada.

El capítulo 2 contiene la revisión de literatura relacionada con el presente estudio. Este capítulo se basa principalmente en estudios previos realizados con el modelo constitutivo PM4Sand.

El capítulo 3 contiene la descripción de los distintos ensayos de laboratorio de elementos de suelo considerados en el presente estudio, tales como ensayos cíclicos de corte directo simple y triaxiales; así como del experimento centrífugo escogido.

El capítulo 4 describe los dos procedimientos de calibración empleados usando el modelo constitutivo PM4Sand. En este capítulo se obtienen los parámetros de calibración que se utilizan luego en las modelaciones de una columna de suelo estratificada.

El capítulo 5 presenta las modelaciones de la columna de suelo, comparando sus resultados con la respuesta de un experimento centrífugo. Asimismo, se incluye una modelación de una columna de suelo en el software DEEPSOIL usando un análisis no lineal. Las comparaciones se hacen en términos de aceleraciones, presiones de poros, esfuerzos y deformaciones unitarias de corte.

El capítulo 6 contiene en resumen las conclusiones y recomendaciones basadas en las respuestas obtenidas de las calibraciones a nivel de elementos de suelo y predicciones numéricas del experimento centrífugo.

CAPÍTULO 2

2. REVISIÓN DE LITERATURA TÉCNICA

El desarrollo de métodos numéricos y modelos constitutivos ha sido posible gracias a las investigaciones que han incluido ensayos de laboratorio detallados tanto a nivel de elementos de suelo (e.g. corte directo, triaxiales) como a mayor escala (ensayos centrífugos). Por ejemplo, Arulanandan y Scott (1993, 1994) desarrollaron diversos experimentos centrífugos con suelos estratificados sumergidos con distintas geometrías en condiciones de campo libre y con estructuras, cuyas respuestas sirvieron para evaluar predicciones de modelos numéricos (e.g. Popescu y Prevost, 1995).

En las últimas décadas se han desarrollado varios modelos constitutivos para modelar suelos licuables, entre los que se encuentran el NorSand de Jefferies (1993), el UBCSand de Puebla et al. (1997), el SANISAND de Dafalias y Manzari (2004), el PDMY de Yang et al. (2008), el UBC3D-PLM de Tsegayz (2010), el NTUA-SAND de Andrianopoulos et al. (2010) y el PM4Sand de Boulanger y Ziotopoulou (2015). Con el desarrollo de estos modelos constitutivos complejos, la necesidad de conocer como calibrar sus parámetros fue escalando a medida que se utilizaban en diferentes proyectos de investigación o de la práctica profesional.

Particularmente, el modelo constitutivo PM4Sand ha sido muchas veces utilizado para investigaciones debido al reducido número de parámetros que necesitan ser calibrados, con respecto a otros modelos constitutivos de similares características.

Por ejemplo, Kutter et al. (2017) evaluó las habilidades predictivas del modelo constitutivo PM4Sand usando ensayos triaxiales cíclicos a esfuerzos controlados para la arena Ottawa F65 para densidades relativas entre 70% y 97%. El PM4Sand fue capaz de capturar la tendencia en términos de relación esfuerzo – deformación y curvas de resistencia a la licuación para las densidades relativas cercanas a 70%. Sin embargo, no tuvo buenos ajustes para las densidades relativas mayores. Montgomery y Ziotopoulou (2017) también realizaron estudios con el modelo constitutivo PM4Sand y la arena Ottawa F65 utilizando ensayos triaxiales cíclicos a esfuerzos controlados para calibrar

parámetros y poder predecir las respuestas de modelos centrífugos de taludes sumergidos. Las simulaciones numéricas mostraron una sobre estimación de deformaciones laterales en las simulaciones numéricas.

Asimismo, Ekstrom y Ziotopoulou (2017), usando diferentes ensayos de laboratorio (Carraro 2003, Vasko 2015 y Parra Bastidas 2016), calibraron parámetros del PM4Sand y encontraron algunas ventajas al tener más de un tipo de ensayo, ya que su grado de variabilidad ocasionado por cierta incertidumbre en los materiales disminuye. Seguido, Ziotopoulou (2018) estimó que para mejores respuestas en términos de excesos de presión de poros y aceleraciones se necesita de un rango o envolvente de falla en lugar de una sola curva de resistencia a la licuación. Ziotopoulou et al. (2018) evaluó diferentes tipos de calibraciones en elementos de suelo considerando la incertidumbre inducida por diferentes investigadores, por diferentes resultados de laboratorio y, además, por diferentes simulaciones numéricas. Los resultados determinaron que para N_{ciclos} igual a 15, un porcentaje de variación del 40% es un rango de incertidumbre posible cuando se hacen calibraciones numéricas basadas en ensayos a nivel de elemento de suelo.

Usando ensayos de laboratorio de corte directo simple cíclicos, Armstrong (2018) también realizó predicciones de un suelo estratificado de modelos centrífugos (Kutter et al. 2015). Sus mejores predicciones fueron el resultado de dos tipos de calibraciones. La primera se basó en la razón de resistencia cíclica, CSR, de la curva de resistencia a la licuación de laboratorio. Con base en este valor, la densidad relativa fue obtenida por ecuaciones semiempíricas Idriss y Boulanger, (2008) mas no directamente escogida del ensayo centrífugo, como generalmente se considera. La segunda calibración si usó el valor de la densidad relativa tal cual se observó en el experimento centrífugo, pero incluyó el “efecto de envejecimiento” del valor de CSR.

Recientemente, Luque y Bray (2020) evaluaron el comportamiento de cimentaciones superficiales de algunas estructuras desplantadas sobre perfiles de suelo potencialmente licuables usando registros de deformaciones y aceleraciones de casos históricos. Para las modelaciones numéricas se usó FLAC y se calibró el modelo constitutivo PM4Sand con ensayos triaxiales cíclicos a esfuerzos controlados y con procedimientos simplificados propuestos por Boulanger y Idriss (2008,2014). Las calibraciones consideraron las condiciones de sitios y efectos de cargas bi-direccionales ajustando los valores de CSR obtenidos de los ensayos CTX. Las predicciones

numéricas de deformaciones tuvieron ajustes razonables con los datos registrados, pero el exceso de presión de poros fue generalmente sobreestimado.

A pesar de los esfuerzos realizados para integrar el modelo PM4Sand en la práctica profesional, su uso es aún escaso debido a limitantes de tiempo y presupuesto envueltos durante su calibración en proyectos prácticos. El presente estudio se ha enfocado en entender dos procedimientos de calibración del modelo constitutivo PM4Sand y evaluar los factores que influyen en las respuestas dinámicas de suelos licuables en términos de aceleraciones, esfuerzos y deformaciones. Este estudio pretende indicar las ventajas y limitaciones de estos procesos de calibración y su influencia en la predicción de la respuesta sísmica de un depósito de suelo licuable.

CAPÍTULO 3

3. ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1 Introducción

Para el presente estudio se recopiló información de ensayos de laboratorio recientemente ejecutados con la arena Ottawa F65 por Parra Bastidas (2016), Kutter et al. (2017) y Badanagki (2019). También se utilizó un experimento centrífugo con condiciones de campo libre realizado en la Universidad de Colorado Boulder (presentado en Ramirez et al. 2018), compuesto principalmente por arena de Ottawa F65.

Los ensayos de Parra Bastidas (2016) son de tipo corte directo simple monotónico (MDSS) y corte directo simple cíclico (CDSS) en condiciones no drenadas bajo esfuerzos controlados. Los resultados de Kutter et al. (2017) incluyen ensayos del tipo triaxial cíclico (CTX) no drenados bajo esfuerzos controlados. Los ensayos de Badanagki (2019) son de tipo triaxial monotónico (MTX) en condiciones drenadas y no drenadas bajo deformaciones controladas. Todos estos ensayos fueron ejecutados a diferentes niveles de esfuerzo en un rango entre 50 kPa y 300 kPa y un rango de densidad relativa entre 31% y 92%.

Los ensayos de laboratorio a nivel de elemento de suelo fueron usados para calibrar los parámetros del modelo PM4Sand. Las densidades relativas seleccionadas fueron cercanas a las de las capas de arenas contenidas en el ensayo centrífugo. De manera general, se obtuvo dos rangos de densidades relativas: (i) entre 31% y 47% destinadas a la obtención de parámetros calibrados que representen D_r de 40% similar a la capa intermedia del ensayo centrífugo, y (ii) entre 77% y 92% destinados a la obtención de parámetros calibrados que representen D_r de 90%, similar a la capa inferior del ensayo centrífugo. Este enfoque facilitó el proceso de calibración y la comparación directa entre los resultados de las modelaciones de las columnas de suelo y la respuesta del ensayo centrífugo. Los ensayos seleccionados se resumen en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Resumen de los ensayos seleccionados en este estudio

Ensayo	Tipo de ensayo	Condición de drenaje	Aplicación de carga	Número de ensayos	Rango D_r (%)	Rango CSR
Corte directo simple	Monotónico	No drenado	E.C.	2	31 - 78	N.A.
	Cíclico	No drenado	E.C.	8	34 - 84	0.09 – 0.21
Triaxial	Monotónico	Drenado	D.C.	6	39 - 92	N.A.
		No drenado	D.C.	6	38 - 92	N.A.
	Cíclico	No drenado	E.C.	6	88 - 92	0.19 – 0.28
Centrífugo	Cíclico	No aplica	Sismo de Kobe-Japón escalado (*)	1	40 - 90	0.09 – 0.28

Nota: Todos los ensayos cíclicos fueron realizados a frecuencia igual a 1 Hz.

E.C.: Esfuerzo controlado.

D.C.: Deformación controlada.

N.A.: No aplica

* Ver sección 3.4

3.2 Ensayos de corte directo simple

3.2.1 Ensayos de corte directo simple monotónicos

Del grupo de ensayos del tipo corte directo simple monotónico (MDSS) a esfuerzo controlado (Parra Bastidas 2016) se seleccionaron dos: uno con densidad relativa, D_r , de 31% y otro con D_r de 78%; ambos consolidados normalmente a un esfuerzo de confinamiento, σ_c , de 100kPa. Aunque las densidades relativas de estos ensayos no son muy cercanas a las de los suelos en el ensayo centrífugo, estos ensayos fueron considerados para la calibración de los parámetros del modelo constitutivo PM4Sand a manera de referencia.

La muestra del ensayo de $D_r=31\%$ fue preparada con el método de pluviación con embudo; y el de la de arena con $D_r=78\%$ con el método de pluviación con aire. La Tabla 3.2 resume las principales características de estos ensayos.

Tabla 3.2 Características de los ensayos de corte directo simple monotónico no drenado

D_r (%)	e_o	σ_c (kPa)
31	0.73	100
78	0.58	100

$e_{\max}=0.83$; $e_{\min}=0.51$; $G_s=2.65$

3.2.2 Ensayos de corte directo simple cíclicos

Del grupo de ensayos de corte cíclico recopilados (Parra Bastidas 2016) se escogieron ocho, normalmente consolidados a un esfuerzo de confinamiento de 100kPa, bajo condiciones no drenadas. Cinco ensayos corresponden a arenas con densidades relativas (D_r) que varían entre 39% y 47%, y tres ensayos restantes con D_r entre 77% y 84%. Todos los ensayos fueron ejecutados bajo condiciones de esfuerzos controlados a una tasa equivalente del 50% de la deformación unitaria de corte por hora y frecuencia constante de 1 Hertz. En la Tabla 3.3 se resume las principales características de los ensayos de laboratorio de corte directo simple cíclicos.

Tabla 3.3 Resumen de las características de los ensayos de corte directo simple cíclico

D_r (%)	e_o	CSR	$N_{\text{ciclos}} \text{ 3\% s.a.}$
34	0.72	0.11	13.25
39	0.71	0.09	33.75
39	0.70	0.10	4.25
42	0.69	0.11	1.50
47	0.68	0.10	5.25
77	0.58	0.17	5.25
83	0.56	0.21	2.5
84	0.56	0.19	5.75

$\sigma_c=100\text{kPa}$; $e_{\text{máx}}=0.83$; $e_{\text{mín}}=0.51$; $G_s=2.65$.

Las muestras de arena con D_r entre 39% y 47% fueron preparadas con el método de depósito seco con embudo. Este método es un procedimiento similar al realizado para el ensayo centrífugo. Por otro lado, las muestras de arena con D_r entre 77% y 84% fueron preparadas con el método de pluviación con aire. Durante el proceso de calibración se conocía que este último grupo fue realizado con densidades relativas menores a los estratos de arena de Ottawa densa del ensayo centrífugo ($D_r \approx 90\%$), pero se consideró necesario utilizar estos ensayos para obtener una curva de resistencia a la licuación que sirva como referencia, de límite inferior, para la obtenida con densidades relativas de 90%. La calibración final para la arena de Ottawa densa estuvo basada en ensayos triaxiales descritos en la sección 3.3.2.

3.3 Ensayos triaxiales

3.3.1 Ensayos triaxiales monotónicos

Se escogieron doce ensayos de los cuales, seis fueron realizados en condiciones isotrópicas drenadas y los restantes en condiciones isotrópicas no drenadas. Las muestras para las arenas con $D_r \approx 40\%$ fueron preparadas mediante pluviación con embudo y las de $D_r \approx 90\%$ con pluviación con aire. En Tabla 3.4 y Tabla 3.5 se resumen las principales características de los ensayos de laboratorio MTX en condiciones drenadas y no drenadas, respectivamente.

Tabla 3.4 Resumen de las características de los ensayos triaxiales monotónicos drenados

D_r (%)	e_o	σ_c (kPa)
39.5	0.70	100
38.6	0.70	200
40.3	0.70	300
90.0	0.56	100
92.3	0.55	200
93.0	0.55	300

$\gamma_{sat} = (19.32-19.35) \frac{kN}{m^3}$ para $D_r \approx 40\%$.

$\gamma_{sat} = (20.21-20.26) \frac{kN}{m^3}$ para $D_r \approx 90\%$.

Tabla 3.5 Resumen de las características de los ensayos triaxiales monotónicos no drenados

D_r (%)	e_o	σ_c (kPa)
38	0.70	50
41	0.70	100
41	0.69	200
89	0.56	50
90	0.56	100
92	0.55	200

$\gamma_{sat} = (19.31-19.36) \frac{kN}{m^3}$ para $D_r \approx 40\%$.

$\gamma_{sat} = (20.19-20.23) \frac{kN}{m^3}$ para $D_r \approx 90\%$.

3.3.2 Ensayos triaxiales cíclicos

Tres grupos de ensayos triaxiales cíclicos a esfuerzo controlado con densidades relativas cercanas a 76%, 90% y 98% fueron realizados por Kutter et al. (2017). Para el presente estudio se seleccionó seis ensayos con densidades relativas cercanas a 90%, porque estos representan la densidad relativa del estrato de Ottawa denso en el experimento centrífugo.

Tabla 3.6 Resumen de las características de los ensayos cíclicos triaxiales no drenados a esfuerzo controlado

D_r (%)	e_o	CSR	$N_{\text{ciclos } 2.5 \text{ } \epsilon_a \text{ s.a.}}$
88	0.55	0.28	16
91	0.54	0.24	18
92	0.54	0.22	22
91	0.54	0.21	28
88	0.55	0.20	41
91	0.54	0.19	50

$\sigma_c=100$ kPa; $e_{\text{máx}}=0.83$; $e_{\text{mín}}=0.51$; $G_s=2.65$.

3.4 Modelo centrífugo

El presente estudio utilizó uno de los experimentos centrífugos realizados en la Universidad de Boulder, Colorado, Estados Unidos (presentado por Ramirez et al. 2018). Con el modelo centrífugo en mención, se evaluó la capacidad predictiva del modelo constitutivo PM4Sand, mediante simulaciones numéricas utilizando los parámetros estimados y calibrados con los ensayos de laboratorio MDSS, CDSS, MTX y CTX.

La Tabla 3.7 presentan las condiciones iniciales del experimento centrífugo. La altura total del depósito de suelo fue de 18 metros en escala prototipo y se compuso de tres estratos de arena. El estrato superior es de dos metros de arena de Monterey 0/30, soportado por un estrato de seis metros de arena Ottawa F65 propenso a licuación ($D_r \approx 40\%$) y un estrato de diez metros arena Ottawa F65 más denso ($D_r \approx 90\%$). Estas capas fueron preparadas en un container flexible usando el método de pluviación seca. Luego el depósito de suelo fue saturado usando una solución con viscosidad 70 veces mayor que el agua. En la Figura 3.1 y Figura 3.2 se presentan los esquemas del modelo centrífugo en dos dimensiones y tres dimensiones, respectivamente.

Tabla 3.7 Condiciones iniciales de los estratos del experimento centrífugo

Arena	Espesor(m)	D_r (%)	e	γ_{sat} (kN/m)	k (m/s)
Monterey 0/30	2.00	90	0.57	19.8	5.30×10^{-4}
Ottawa F65	6.00	40	0.70	19.1	1.41×10^{-4}
Ottawa F65	10.00	90	0.56	19.9	1.19×10^{-4}

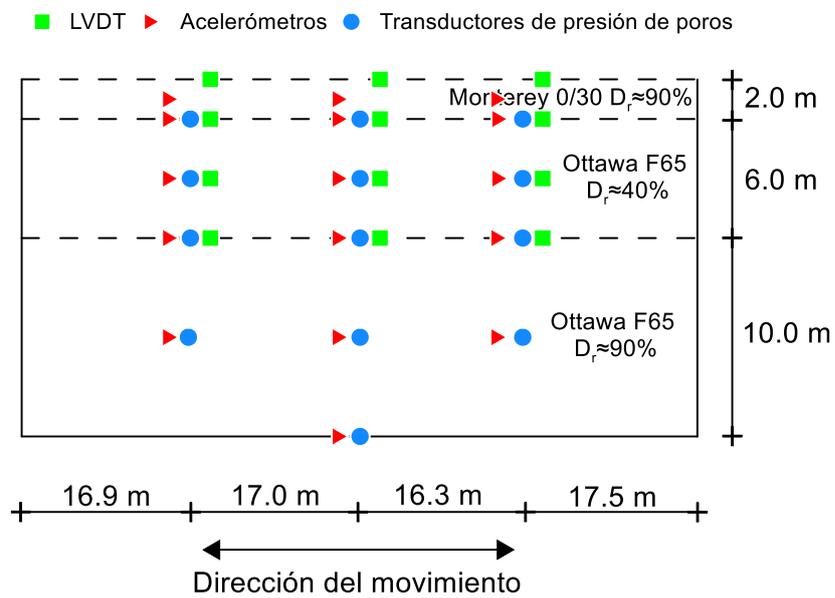


Figura 3.1 Esquema en dos dimensiones del modelo centrífugo utilizado para el presente estudio.

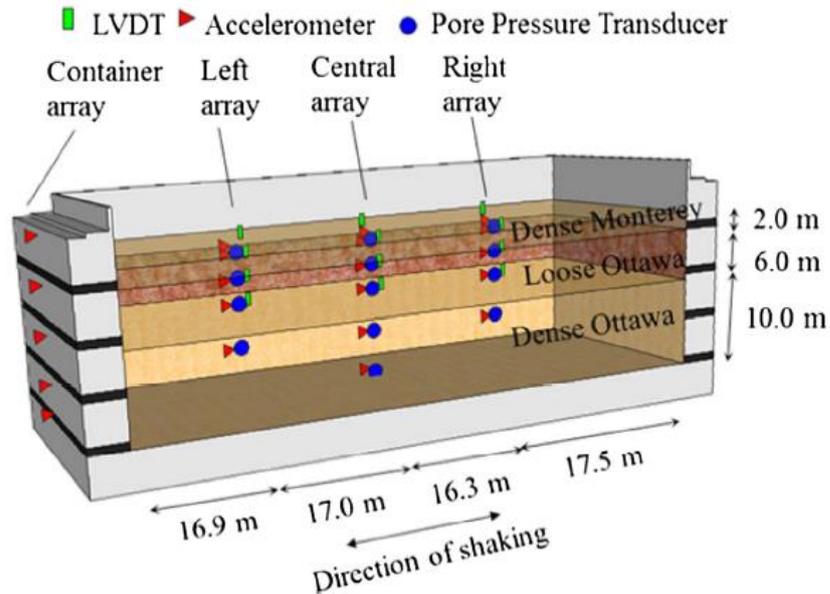


Figura 3.2 Esquema en tres dimensiones del modelo centrífugo utilizado para el presente estudio (Ramirez et al. 2018).

El modelo centrífugo fue escalado a una aceleración centrífuga nominal de 70 veces la gravedad en el centro de la capa Ottawa F65 con D_r de 40%. Seguidamente, con el modelo en vuelo, se aplicó una versión escalada de la componente norte-sur del sismo de 1995 en Kobe-Japón, registrado en la estación Takaori. Las características principales del registro sísmico utilizado se presentan en la Figura 3.3. Este modelo fue instrumentado en arreglos con acelerómetros, transductores de presión de poros y LVDTs verticales, espaciados a tres diferentes distancias de las paredes del contenedor.

En la Figura 3.3 se observa tres arreglos verticales dentro del container para los cuales se obtuvieron datos del ensayo centrífugo. Para la comparación de resultados con las simulaciones numéricas presentadas en capítulos siguientes, se utilizó únicamente el arreglo vertical central, pues este fue menos influenciado por las condiciones de borde del contenedor, el cual no fue incluido en la modelación de respuesta de sitio.

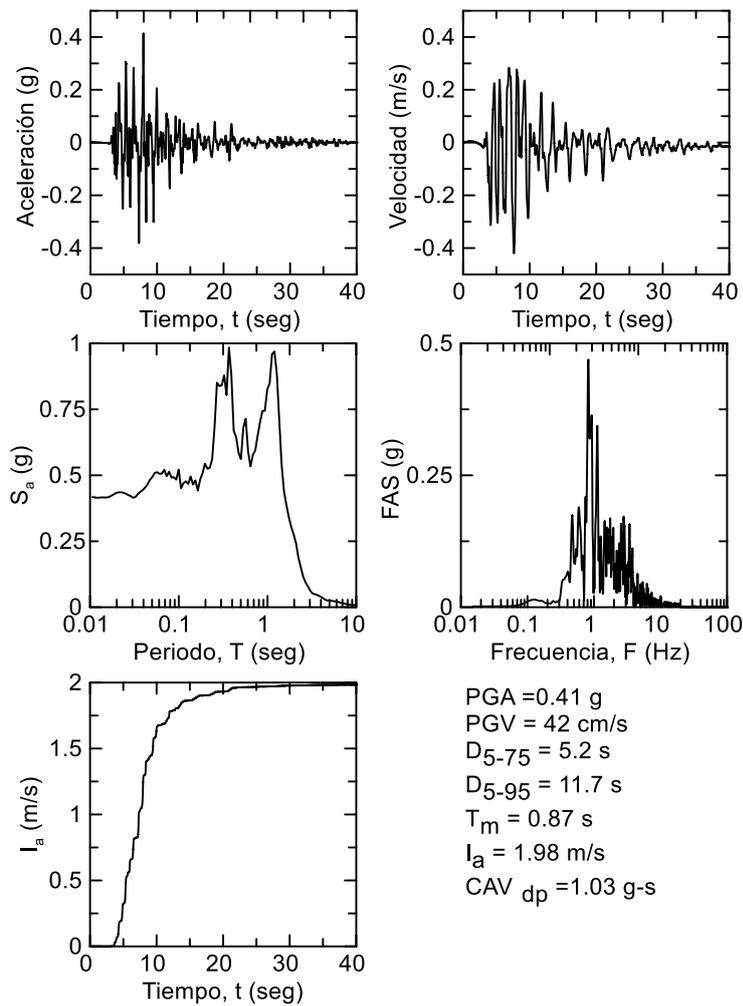


Figura 3.3 Registro de aceleraciones y velocidades, espectro de respuesta (5% de amortiguamiento), espectro de Fourier e Intensidad de Arias del movimiento sísmico de Kobe-L introducido en la base del contenedor del modelo centrífugo y usado para la simulación numérica de las columnas de suelo.

CAPÍTULO 4

4. CALIBRACIONES MEDIANTE SIMULACIONES NUMÉRICAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE ELEMENTOS DE SUELO

4.1 Introducción

En este capítulo se presenta la determinación de los parámetros principales y secundarios del modelo constitutivo PM4Sand para la arena Ottawa F65, mediante estimaciones y calibraciones a nivel de ensayos de laboratorio de elementos de suelo.

Se utilizaron dos procedimientos de calibración a los que se les ha denominado en el presente estudio como Caso 1 y Caso 2. En ambos casos, se dividió el proceso de obtención de parámetros en dos etapas; en la primera, se determinaron algunos parámetros secundarios con ensayos de laboratorio; y en la segunda, se calibraron los parámetros principales del modelo constitutivo. Generalmente, los parámetros secundarios son supuestos por defecto, pero en este estudio algunos fueron ajustados u obtenidos con la data recopilada, y seguidamente el enfoque más extenso fue basado en las calibraciones de los parámetros principales.

Los parámetros secundarios, entre ellos, los parámetros de Bolton (Q y R), la línea de estado crítico (critical state line, M), la línea de estado límite (bounding line, M^b) y la línea de dilatancia (dilatancy line, M^d), fueron estimados con análisis e interpretación de resultados de ensayos MTX y comparaciones con estudios recientes de la literatura técnica.

Tres de los parámetros principales: la densidad relativa (D_r), el coeficiente de módulo de corte (G_o) y el parámetro de tasa de contracción (h_{po}), fueron calibrados mediante simulaciones numéricas con ensayos CDSS. El Caso 1, se basó en la captura de la relación esfuerzo – deformación del primer ciclo; mientras que el Caso 2, se basó en el ajuste de la curva de resistencia a la licuación de ensayos de laboratorio.

4.2 Parámetros del modelo constitutivo PM4Sand

El modelo constitutivo plástico para arenas PM4Sand (Boulanger y Ziotopoulou 2015) está basado en el modelo de estado crítico propuesto por Dafalias y Manzari (2004). El PM4Sand tiene 24 parámetros y son agrupados en 6 principales y 18 secundarios.

Los parámetros principales se clasifican en 3 grupos, el primero grupo corresponde a tres propiedades del material: la densidad relativa (D_r), el coeficiente de módulo de corte (G_o) y el parámetro de tasa de contracción (h_{po}). El segundo grupo está conformado por 2 condicionantes del modelo FirstCall y PostShake y el tercero grupo está determinado por la presión atmosférica.

De los parámetros principales, se calibraron los del primer grupo: (i) la D_r que controla la dilatancia y la relación esfuerzo-deformación, (ii) el G_o que sirve para el ajuste del módulo de corte elástico y, (iii) el h_{po} que regula la tasa de contracción

Los parámetros secundarios son generalmente supuestos por defecto, usando las recomendaciones de Boulanger y Ziotopoulou (2015), aunque también pueden obtenerse de ensayos de laboratorio. En este estudio, la mayoría de los parámetros secundarios fueron iguales a los valores por defecto integrados en el modelo PM4Sand, excepto por los valores de los parámetros de Bolton (Q y R), relaciones de vacíos máximas y mínimas ($e_{máx}$, $e_{mín}$), ángulo al estado crítico (ϕ_{cv}), n^b y n^d .

4.3 Estimación de los parámetros secundarios

Para la estimación de los parámetros de Bolton Q y R , es necesario conocer la curva de estado crítico del material a analizar. Por tanto, los parámetros de Q y R fueron escogidos de tal manera que, usando la ecuación 4.1 (Boulanger 2003), la curva de estado crítico obtenida sea similar a las determinadas en estudios recientes (Ramírez et al. 2018; Badanagki 2019; ElGhoraiby et al. 2020).

$$D_{r,cs} = \frac{R}{Q - \ln\left(\frac{100p'}{p_A}\right)} \quad (4.1)$$

Donde:

p' = Esfuerzo principal efectivo y p_A = Presión atmosférica

Los valores de Q y R estimados fueron 9.4 y 1.3, respectivamente. Estos son relativamente similares a los valores que recomienda la literatura técnica del modelo PM4Sand (10 y 1.5, respectivamente). En la Figura 4.1 se presenta la línea de estado crítico para la arena Ottawa F65 (color rojo) adoptada.

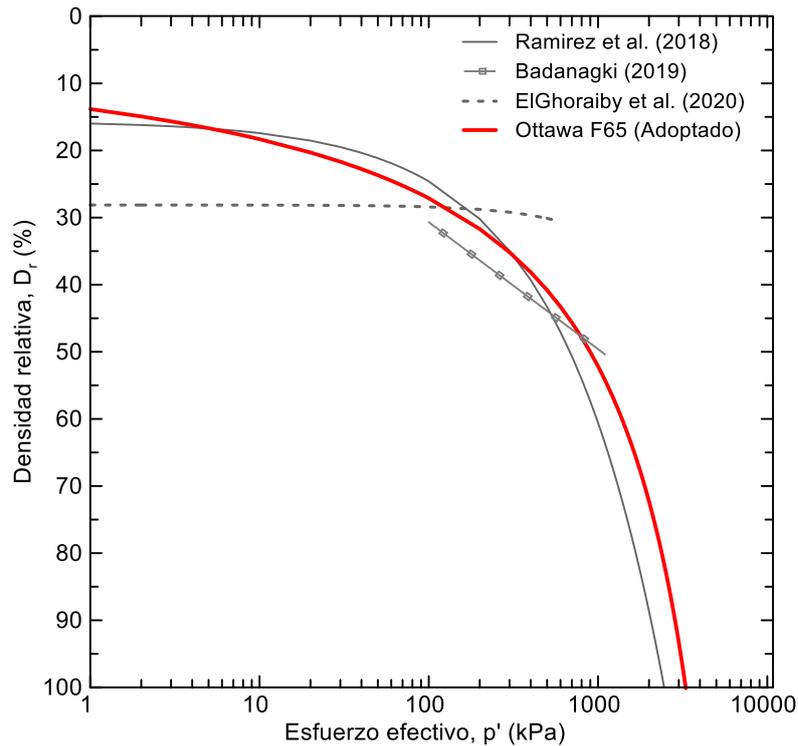


Figura 4.1 Línea de estado crítico en términos de densidad relativa de la arena Ottawa F65 adoptada en el presente estudio y su comparación con otras investigaciones recientes.

Para la estimación de los parámetros M^b y M^d , se empleó las ecuaciones del modelo PM4Sand (Boulanger y Ziotopoulou 2015), basadas en el modelo de Dafalias y Manzari (2004), el cual incorpora la superficie límite, superficie de dilatación y la superficie de estado crítico. Las cuales se describen a continuación:

$$M^b = M^{(-n^b \xi_R)} \quad (4.2)$$

$$M^d = M^{(n^d \xi_R)} \quad (4.3)$$

Donde:

M es la línea de estado crítico; n^b y n^d son parámetros secundarios del modelo constitutivo PM4Sand que definen la línea límite M^b y línea de dilatación M^d , respectivamente; y ξ_R es el parámetro de estado relativo determinado con la siguiente ecuación 4.4. Las arenas con densidad relativa alrededor de 40% mostraron valores de ξ_R cercanos a -0.15 y las arenas de 90 % cercanos a -0.65 (Figura 4.2 y Figura 4.3).

$$\xi_R = D_{r,cs} - D_r \quad (4.4)$$

$$M = \frac{6 \text{sen } \phi_{cv'}}{3 - \text{sen } \phi_{cv'}} \quad (4.5)$$

La línea de estado crítico M fue determinada usando el valor del ángulo al estado crítico $\phi_{cv'}$ de 31.6°, usando la ecuación 4.5 establecida en Jefferies y Been (2006) para ensayos triaxiales en compresión.

Para la determinación del valor de n^b , inicialmente se utilizó un valor de 0.5 como lo recomendado por Boulanger y Ziotopoulou (2015) y se graficó la curva de variación de la relación M^b/M versus el parámetro de estado relativo (ξ_R) con la ecuación 4.2, como se muestra en la Figura 4.2. Un n^b igual a 0.5 resultó en una sobreestimación de los valores de M^b/M para las arenas con $D_r \approx 90\%$. Por tanto, se calculó el valor de ξ_R para cada ensayo MTX no drenado mediante la ecuación 4.4, y se determinó gráficamente el valor de la línea límite M^b de los ensayos MTX no drenados, usando un proceso iterativo que resultó en un n^b igual a 0.6. Este valor produjo un mejor ajuste con los ensayos de laboratorio y por tanto este último valor de n^b fue utilizado a lo largo de este estudio.

Para la estimación del parámetro n^d , se siguió un procedimiento similar al de n^b , pero en este caso basado en la variación de la curva M^d/M versus el parámetro de estado relativo (ξ_R). El valor de n^d por defecto (igual a 0.1) resultó en valores de M^d/M muy distintos a los obtenidos con los ensayos MTX drenados. Por tanto, mediante un procedimiento iterativo, el valor n^d para este estudio fue determinado como 0.5, el cual resulta en un ajuste razonable con los ensayos de laboratorio MTX drenados.

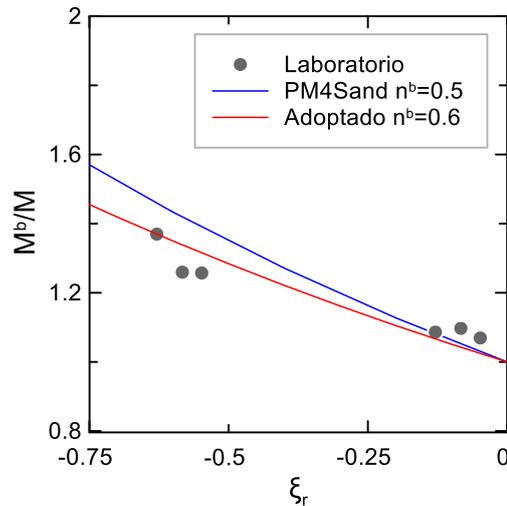


Figura 4.2 Relación de la curva M^b/M versus ξ_r para un valor de n^b por defecto del PM4Sand y el valor adoptado en este estudio.

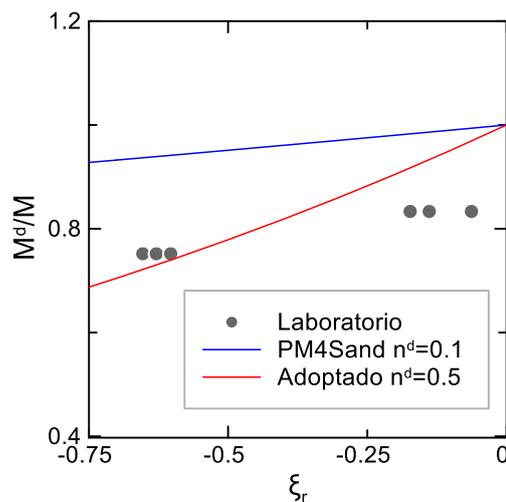


Figura 4.3 Relación de la curva M^d/M versus ξ_r para un valor de n^d por defecto del PM4Sand y el valor adoptado en este estudio.

En la Figura 4.4 y 4.5 se presenta en el espacio (q vs. p') las líneas M^b y M^d estimadas y su comparación con los valores obtenidos por defecto del modelo PM4sand y de los ensayos MTX en condiciones drenadas y no drenadas para $D_r \approx 40\%$ y $D_r \approx 90\%$, respectivamente.

El área sombreada de estas curvas representa el área entre las pendientes M^b y M^d , o la capacidad de dilatación de un material. Se puede notar como las arenas de densidades relativas cercanas al 90% tienen una mayor tendencia a la dilatación en comparación las de 40%.

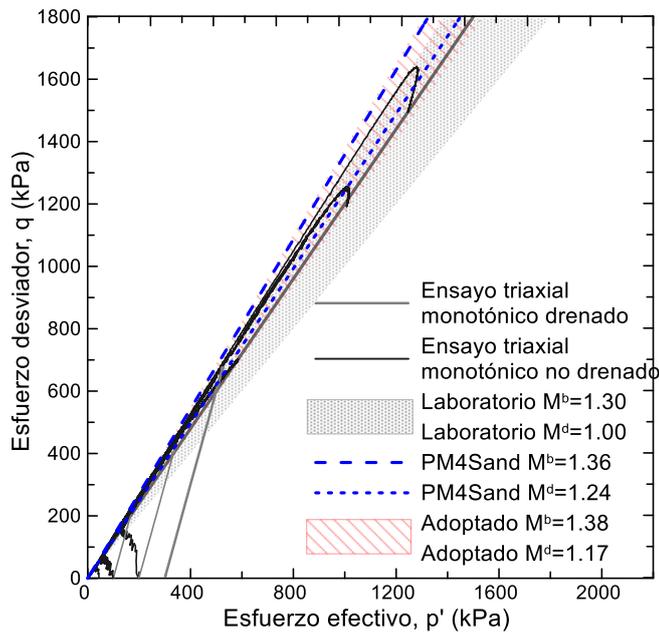


Figura 4.4 Líneas límite y líneas de dilatancia de ensayos triaxiales monotónicos (MTX) no drenados (N.D.) y drenados (D.) en arena Ottawa F65 suelta (densidades relativas cercanas a 40%), y su comparación con las líneas adoptadas en este estudio y los valores por defecto del PM4Sand.

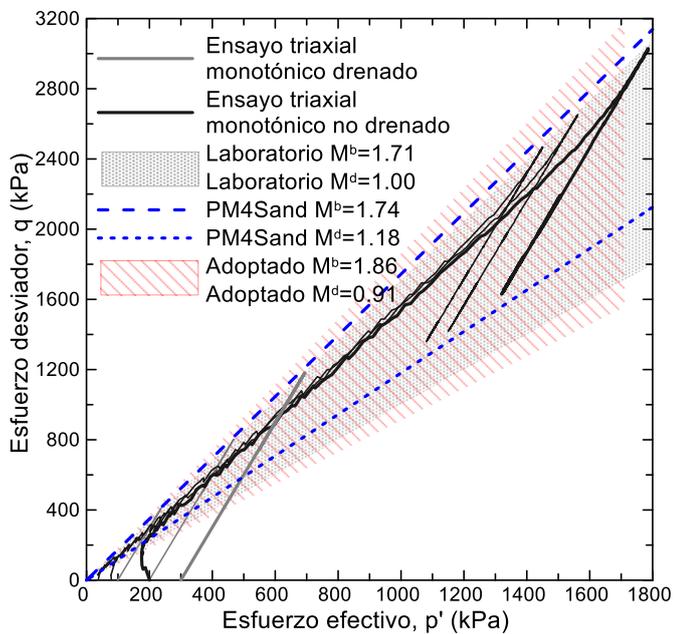


Figura 4.5 Líneas límite y líneas de dilatancia de ensayos triaxiales monotónicos (MTX) no drenados (N.D.) y drenados (D.) en arena Ottawa F65 suelta (densidades relativas cercanas a 90%), y su comparación con las líneas adoptadas en este estudio y los valores por defecto del PM4Sand.

4.4 Calibración y simulación numérica de parámetros principales (Caso 1)

Este procedimiento de calibración, basado en los lineamientos descritos en Ekstrom y Ziotopoulou (2017), prioriza la captura del comportamiento del suelo en términos de relación esfuerzo–deformación en el primer ciclo de los ensayos CDSS.

Para las calibraciones se utilizó un código numérico (driver) tomado de la página web del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de Davis de California, que fue desarrollado para simular ensayos de corte directo simple, bajo condiciones de aplicación de carga monotónicas y cíclicas, implementando la plataforma numérica de diferencias finitas FLAC y el modelo constitutivo PM4Sand. En la Figura 4.6 se muestran los esquemas de las simulaciones numéricas bajo cargas monotónicas y cíclicas.

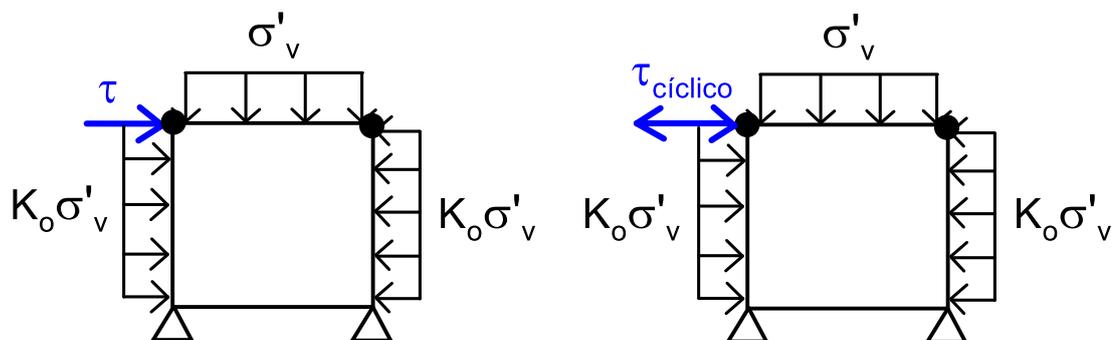


Figura 4.6 Esquemas de las simulaciones numéricas de los ensayos de corte directo simple (Los puntos negros se mueven en similar dirección y magnitud).

Inicialmente se fijó el valor de D_r , usando los valores promedios de los datos de laboratorio escogidos. Posteriormente, mediante varias iteraciones con simulaciones numéricas en FLAC, se calibraron simultáneamente los parámetros G_o y h_{po} para capturar la pendiente del primer cuarto de ciclo del primer lazo de la curva de esfuerzo cortante versus deformación unitaria de corte y las deformaciones unitarias de corte, respectivamente. La Figura 4.7 y Figura 4.8 muestran las comparaciones de los resultados de las simulaciones con los de los ensayos CDSS. Los resultados muestran que se pudo capturar de manera razonable la rigidez inicial y las máximas deformaciones unitarias de corte observadas en el laboratorio. Se puede observar que la rigidez inicial para las densidades relativas cercanas a 82% son mayores que las de 40%; por lo que, es evidente deducir que el parámetro G_o es mayor para las $D_r \approx 82\%$. En esta calibración se obtuvieron

valores de G_0 igual a 125 para $D_r \approx 40\%$ e igual a 130 para $D_r \approx 82\%$; así como valores de h_{po} de 0.01 para $D_r \approx 40\%$ y de 0.0008 para $D_r \approx 82\%$.

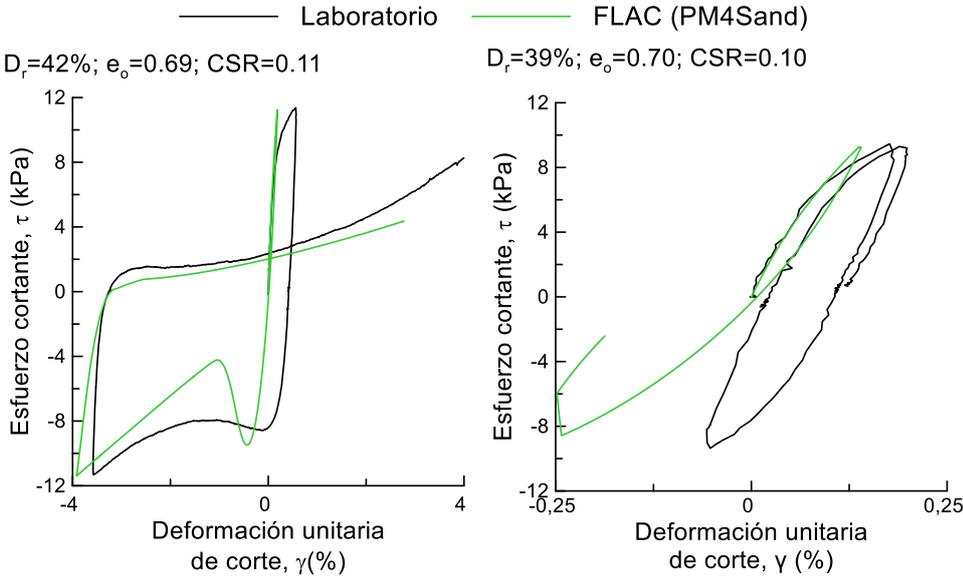


Figura 4.7 Comparación del primer ciclo de carga de los ensayos de corte directo y los resultados numéricos del Caso 1 para densidades relativas de 39% y 42%.

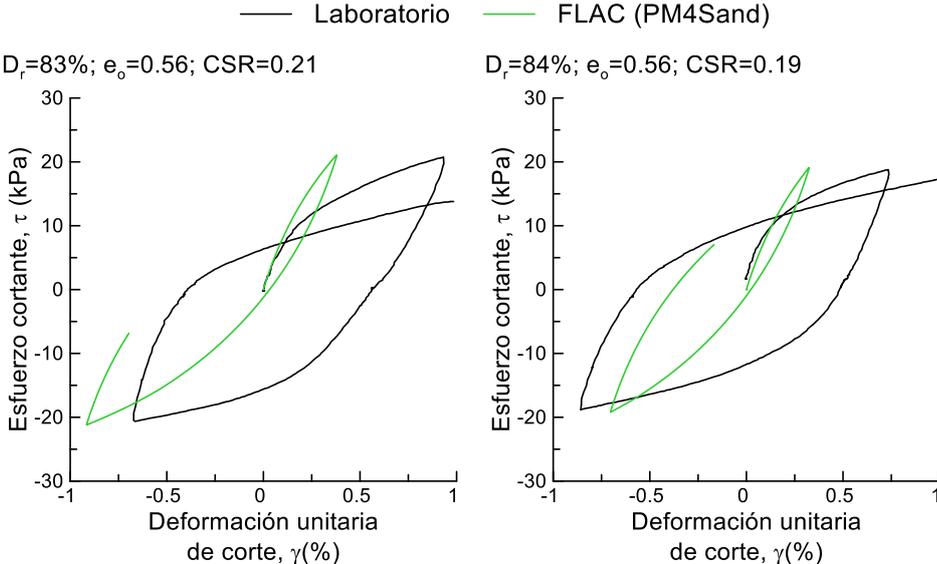


Figura 4.8 Comparación del primer ciclo de carga de los ensayos de corte directo cíclicos (CDSS) y los resultados numéricos del Caso 1 para densidades relativas de 83% y 84%.

Obtenido el primer grupo de parámetros para el Caso 1, se simuló la respuesta monotónica y cíclica usando ensayos de corte directo simple.

La Figura 4.8 compara los resultados de la modelación numérica de ensayos MDSS con los resultados de los ensayos de laboratorio, en función de trayectoria de esfuerzos y las variaciones de esfuerzo cortante y el exceso de presión de poros con la deformación unitaria de corte. En términos de trayectorias de esfuerzo, ambas simulaciones numéricas logran capturar de manera razonable el comportamiento de los ensayos. Para las relaciones esfuerzo–deformación, el ajuste para la D_r de 31% es significativamente mejor que para la D_r de 78%. Por ejemplo, en términos de generación de excesos de presión de poros, el modelo numérico de las arenas más densas sobreestiman la razón de dilatación del material para todo el rango de deformaciones unitarias de corte.

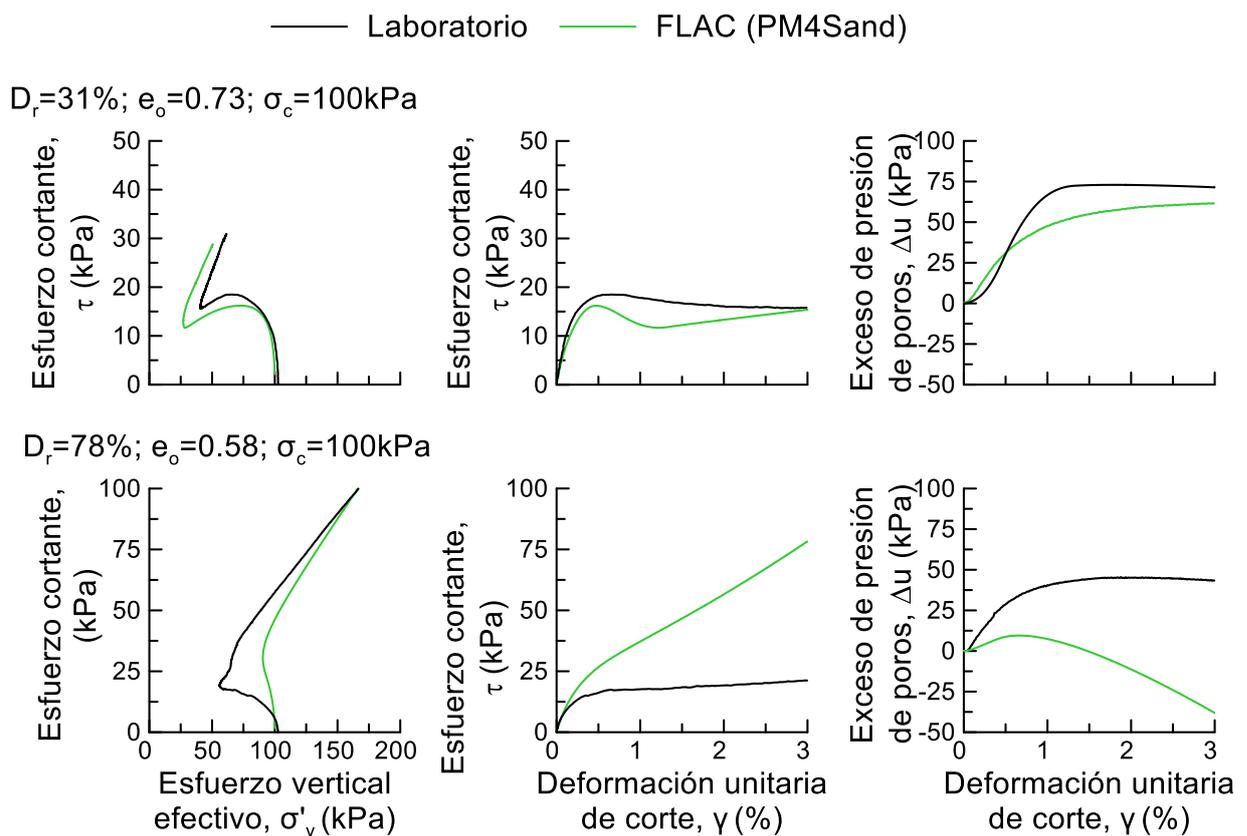


Figura 4.9 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo monotónicos (MDSS) no drenados y las simulaciones numéricas.

Para evaluar la respuesta cíclica a nivel de elementos de suelo, se simularon ocho ensayos CDSS cuyas características fueron descritas en la Tabla 3.3. y se detallan a continuación:

La Figura 4.10 muestra las simulaciones numéricas de los CDSS para las densidades relativas alrededor del 40%. Debido a que la calibración estuvo basada en un buen ajuste del primer ciclo esfuerzo-deformación, el ajuste de estas simulaciones numéricas en términos de relación esfuerzo-deformación unitaria de corte y generación de presión de poros es razonable. Sin embargo, presentan una menor resistencia a la licuación que lo observado en el laboratorio.

La Figura 4.11 presenta las simulaciones de los CDSS para densidades relativas cercanas a 82%. Así mismo, el primero y alguno de los ciclos siguientes son relativamente bien capturados, pues la calibración fue enfocada en la rigidez inicial del material. Sin embargo, a medida que la carga cíclica continua, las simulaciones muestran que el material tiene una mayor resistencia a la licuación con respecto a lo observado en el laboratorio, sobreestimando el comportamiento dilatante de este material. Esta es una observación similar a la reportada por otros investigadores usando modelos de estado crítico con calibraciones basadas únicamente en la captura de trayectorias de esfuerzo deformación (Ramirez et al. 2018).

Sin embargo, en vista de que no se dispone de ensayos CDSS con densidades relativas de 90%, se utilizaron los ensayos de CTX no drenados a esfuerzo controlados de D_r cercanos a 90%. Con la información disponible de los ensayos CTX para D_r cercanos a 90% se calibró una nueva curva de resistencia a la licuación, dando como resultado un aumento del valor de G_o a 150. El resto de los parámetros, similar que para la calibración realizada con ensayos CDSS para D_r cercanas a 82%, no fueron alterados o recalibrados.

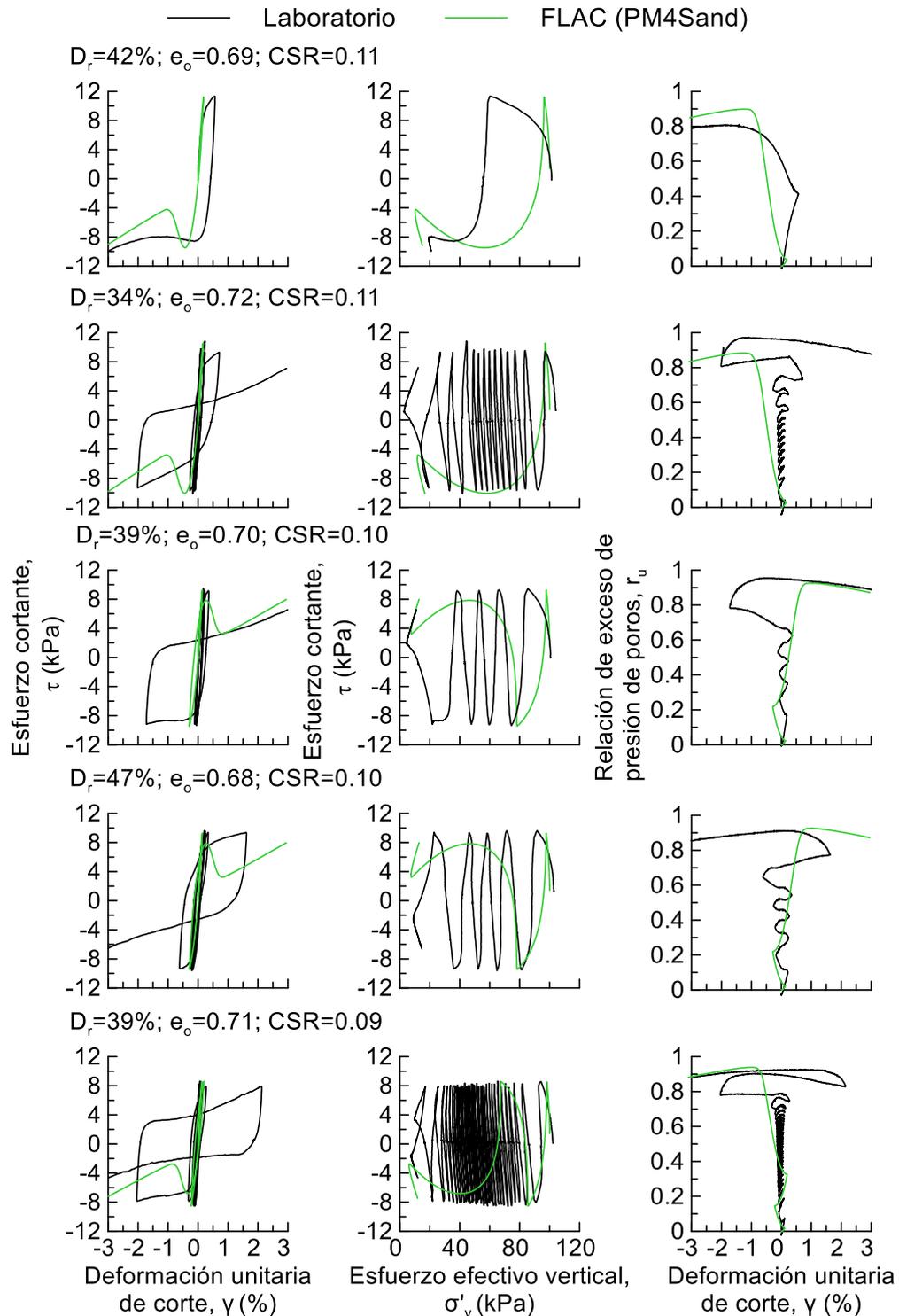


Figura 4.10 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo cíclicos no drenados y simulaciones numéricas para la arena Ottawa F65 ($D_r \approx 40\%$), para un criterio de falla basado en la amplitud simple de deformación unitaria de corte igual a 3% (Caso 1).

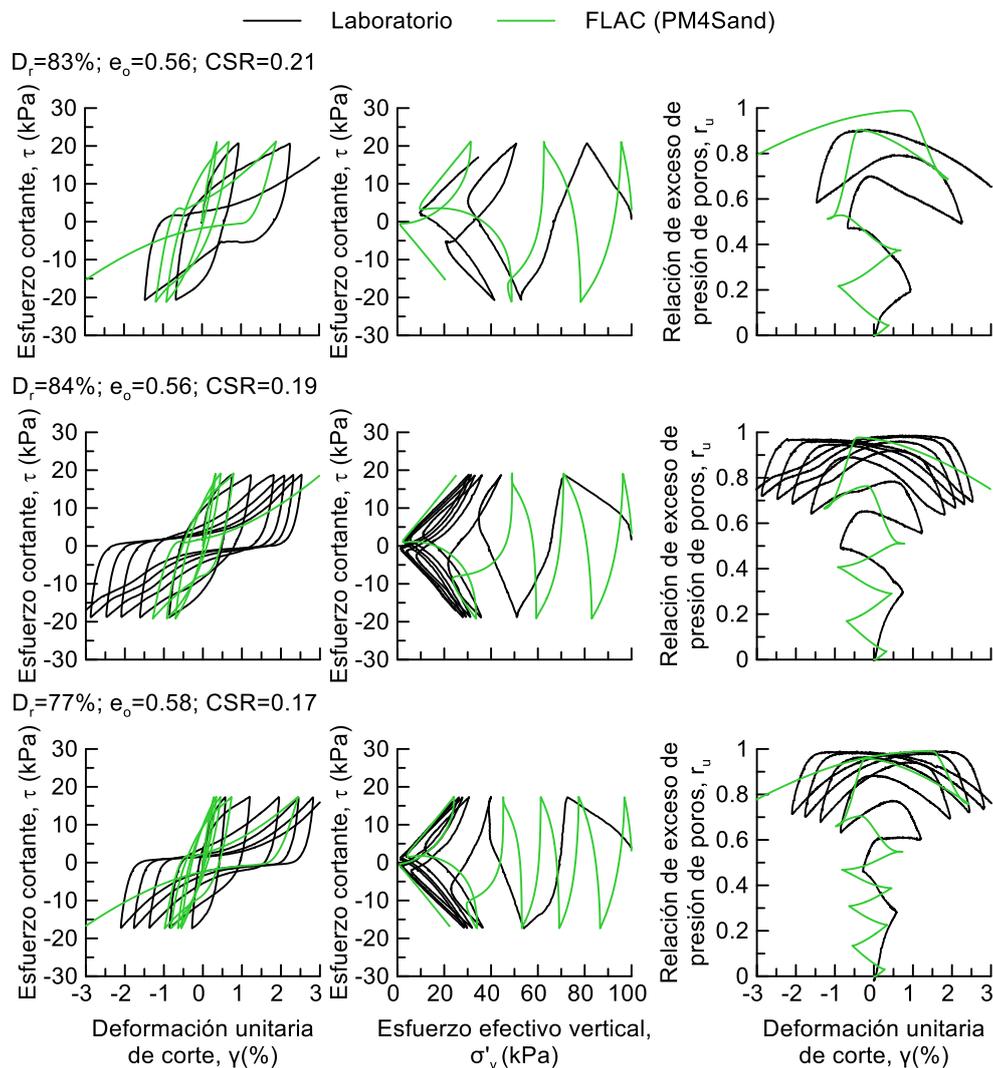


Figura 4.11 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo cíclicos no drenados y simulaciones numéricas para la arena Ottawa F65 ($D_r \approx 82\%$), para un criterio de falla basado en la amplitud simple de deformación unitaria de corte igual a 3% (Caso 1).

En la Figura 4.12 se presenta la relación entre número de ciclos requeridos para alcanzar el criterio de licuación de $\gamma=3\%$ (amplitud simple) y la razón de esfuerzo cíclico, CSR. Se puede observar que para la simulación numérica realizada para la arena de D_r de 40%, se obtuvo valores de resistencia a la licuación menores a la tendencia de los ensayos CDSS realizados por Parra Bastidas (2016). Sin embargo, hay que tener en cuenta que esta calibración se basó en la captura de la relación esfuerzo – deformación del primer ciclo, lo cual induce a que no siempre se tenga el mejor ajuste en la curva de resistencia a la licuación.

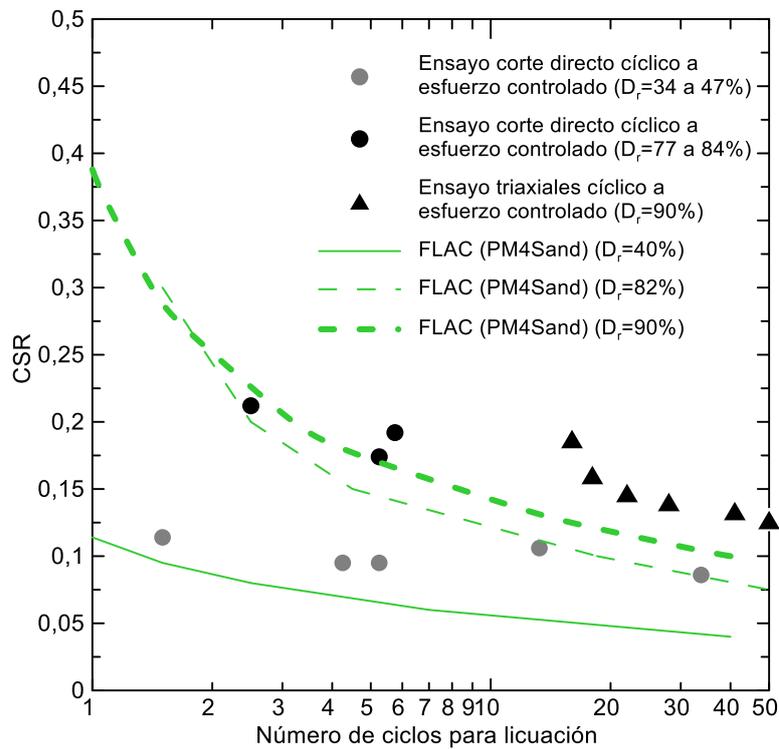


Figura 4.12 Comparación de la relación entre el número de ciclos requeridos para alcanzar el criterio de licuación ($\gamma=3\%$) y razón de esfuerzo cíclico de los ensayos de corte directo simple y triaxiales cíclicos no drenados con las simulaciones numéricas para arena Ottawa F65 (Caso 1).

Los puntos de los ensayos CTX mostrados en la Figura 4.12, son resultados de la transformación de una condición isotrópica ($K_0=1$) a una condición anisotrópica ($K_0 \neq 1$) siguiendo la recomendación de Ishihara (1985). El criterio de falla fue modificado para que sea similar al de los CDSS, cuya deformación unitaria de corte fue establecida en el 3% de amplitud simple.

La Tabla 4.1 resume los parámetros calibrados para el Caso 1 del modelo constitutivo PM4Sand, en la que se ha incluido además los rangos de calibraciones de otros estudios para la arena Ottawa F65 según literatura técnica descrita en la sección 2 de este proyecto. Nótese que los valores de G_0 calibrados son menores a los rangos de valores referenciales de otras calibraciones, debido a que su estimación se basa en el comportamiento de la curva esfuerzo – deformación a pequeñas deformaciones.

Tabla 4.1 Resumen de parámetros del modelo PM4Sand seleccionados en este estudio (Caso 1) y los reportados en otras investigaciones, ambos para la arena Ottawa F65

Parámetros		Valores calibrados		Rangos en otras investigaciones		Referencia
Densidad relativa	$D_r(\%)$	40	90	N.Disp.	90*	Kutter et al. (2017)
Coeficiente de módulo de corte	G_o	125	150	524-757	420-1130	Toloza (2018) Alarcón y Guzmán (1989) Kutter et al (2017)
Parámetro de contracción	h_{po}	0.01	0.0008	N.disp.	0.11	Kutter et al. (2017)
Relaciones de vacíos máximas y mínimas	$e_{máx}$	0.83	0.83	0.81-0.83	0.81-0.83	Parra Bastidas (2016);
	$e_{mín}$	0.51	0.51	0.51-0.53	0.51-0.83	Badanagki (2005)
Ángulo al estado crítico (°)	ϕ_{cv}	31.6°	31.6°	30°-33°	30°-33°	Kutter et al. (2017);
Parámetro secundario que determina M^b	n^b	0.6	0.6	0.5-0.7	0.5-0.7	Boulanger y Ziotopoulou (2015);
Parámetro secundario que determina M^d	n^d	0.5	0.5	0.1-0.7	0.1-0.7	Ramirez et al.(2018)
Parámetro de Bolton	Q	9.4	9.4	10	10	Boulanger y Ziotopoulou (2015)
Parámetro de Bolton	R	1.3	1.3	1.5	1.5	

N.Disp.: No disponible.

* No se encuentran rangos de D_r . Se mantiene su valor inicial determinado con ensayos o correlaciones.

4.5 Calibración y simulación numérica de parámetros primarios (Caso 2)

Esta segunda calibración en la cual se usó el mismo código numérico indicado en la sección 4.4, se basó en el ajuste de las curvas de resistencia a la licuación obtenida con datos de laboratorio de ensayos CDSS y CTX. Para la calibración de las arenas con densidades relativas cercanas a 40%, se usó los datos de laboratorio de los ensayos

CDSS detallados en la Tabla 3.3, mientras que para las densidades relativas cercanas al 90%, se usó los datos de los ensayos CTX, transformados en términos de deformación plana, detallados en la Tabla 3.6.

Para esta calibración se usaron las recomendaciones propuestas por Armstrong (2018). Estos investigadores indican que para calibrar h_{po} se debe realizar una estimación de los valores de CSR correspondiente al número de ciclos igual a 15 y enfocar gran parte de la calibración en un buen ajuste de la curva de licuación en este punto. Siguiendo este criterio, se calcularon valores de CSR para N_{ciclos} igual a 15 con las curvas de laboratorio para densidades relativas de 40% y 90%. Luego se estimaron los números equivalentes de golpes corregidos por esfuerzo y energía $(N_1)_{60}$ de ensayos de penetración standard para arenas limpias, mediante correlaciones gráficas propuestas por Idriss y Boulanger (2008). Posteriormente, se calcularon las densidades relativas (D_r) utilizando la correlación propuesta por Idriss y Boulanger (2008), según la siguiente ecuación:

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{46}} \quad (4.6)$$

Los coeficientes de módulo de corte (G_o) fueron calculados con la formulación establecida en el modelo constitutivo PM4Sand propuesto por Boulanger y Ziotopoulou (2015) a partir de los valores de $(N_1)_{60}$ estimados.

$$G_o = 167 \sqrt{N_{1,60} + 2.5} \quad (4.7)$$

Finalmente, mediante simulaciones numéricas de elementos de suelo en la plataforma FLAC, se determinaron los valores de los parámetros de tasa de contracción (h_{po}), de tal manera que el N_{ciclos} de la simulación sea igual a 15 para los CSR estimados en pasos previos.

Los parámetros secundarios considerados en esta calibración fueron los mismos del Caso 1, detallados en la sección 4.3.

Los resultados de los parámetros principales para las densidades relativas cercanas a 40% fueron: $D_r=29\%$, $G_o=426$ y $h_{po}=0.31$ para un CSR de 0.08 y un $(N_1)_{60}$ igual a 4; y

para densidades relativas cercanas a 90%: $D_r=60\%$, $G_o=718$ y $h_{po}=0.15$ para un CSR de 0.16 y un $(N_1)_{60}$ igual a 16. En la Tabla 4.2 se presentan los valores de los parámetros calibrados para este caso y sus respectivos rangos de valores calibrados en otros estudios para la arena Ottawa F65. Nótese que las densidades relativas fueron reducidas con respecto a las reportadas en los ensayos de laboratorio. Esto no debe interpretarse como una disminución única y aislada de la densidad relativa, sino que el resultado del conjunto de parámetros D_r , G_o y h_{po} que logran un mejor ajuste entre las curvas de falla de la simulación numérica y los ensayos de laboratorio (Ver Figura 4.15).

Tabla 4.2 Resumen de parámetros del modelo PM4Sand seleccionados en este estudio (Caso 2) y los reportados en otras investigaciones, ambos para la arena Ottawa F65

Parámetros		Valores calibrados		Rangos otras investigaciones		Referencias
Densidad relativa,	$D_r(\%)$	29*	60*	N.Disp.*	90*	Kutter et al (2017)
Coeficiente de módulo de corte	G_o	426	718	524-757	420-1130	Toloza (2018) Alarcón y Guzmán (1989) Kutter et al (2017)
Parámetro de contracción	h_{po}	0.31	0.15	N.D.	0.11	Kutter et al. (2017)
Relaciones de vacíos máximas y mínimas	$e_{máx}$	0.83	0.83	0.81-0.83	0.81-0.83	Parra Bastidas (2016);
	$e_{mín}$	0.51	0.51	0.51-0.53	0.51-0.83	Badanagki (2005)
Ángulo al estado crítico (°)	ϕ_{cv}	31.6°	31.6°	30°-33°	30°-33°	Kutter et al. (2017);
Control de límite	n^b	0.6	0.6	0.5-0.7	0.5-0.7	Boulangier y Ziotopoulou (2015);
Control de dilatación	n^d	0.5	0.5	0.1-0.7	0.1-0.7	(Ramirez et al., 2018)
Parámetro de Bolton	Q	9.4	9.4	10	10	Boulangier y Ziotopoulou (2015)
Parámetro de Bolton	R	1.3	1.3	1.5	1.5	

N.Disp.: No disponible.

* No se encuentran rango de D_r . Se mantiene su valor inicial determinado con ensayos o correlaciones.

En la Figura 4.13 y Figura 4.14 se presentan los resultados de las simulaciones numéricas considerando los dos grupos de parámetros de la Tabla 4.2 y su comparación con la respuesta de los ensayos CDSS. En ambos casos se observan ajustes razonables a pesar de que este procedimiento tuvo como enfoque la calibración de la curva de resistencia a la licuación de laboratorio y no el comportamiento individual de cada ensayo.

En la Figura 4.16 se presenta la relación entre número de ciclos requeridos para alcanzar el criterio de licuación de deformación al corte (amplitud simple) igual a 3% y la razón de esfuerzo cíclico, CSR. Se puede observar en este caso que la simulación numérica realizada para la arena de D_r de 40%, tuvo un mejor ajuste que la del Caso 1, mientras que la de D_r de 90%, se ajusta con los datos de los ensayos CTX, aspecto que tampoco se dio para el Caso 1, debido a los distintos enfoques de ambos procedimientos.

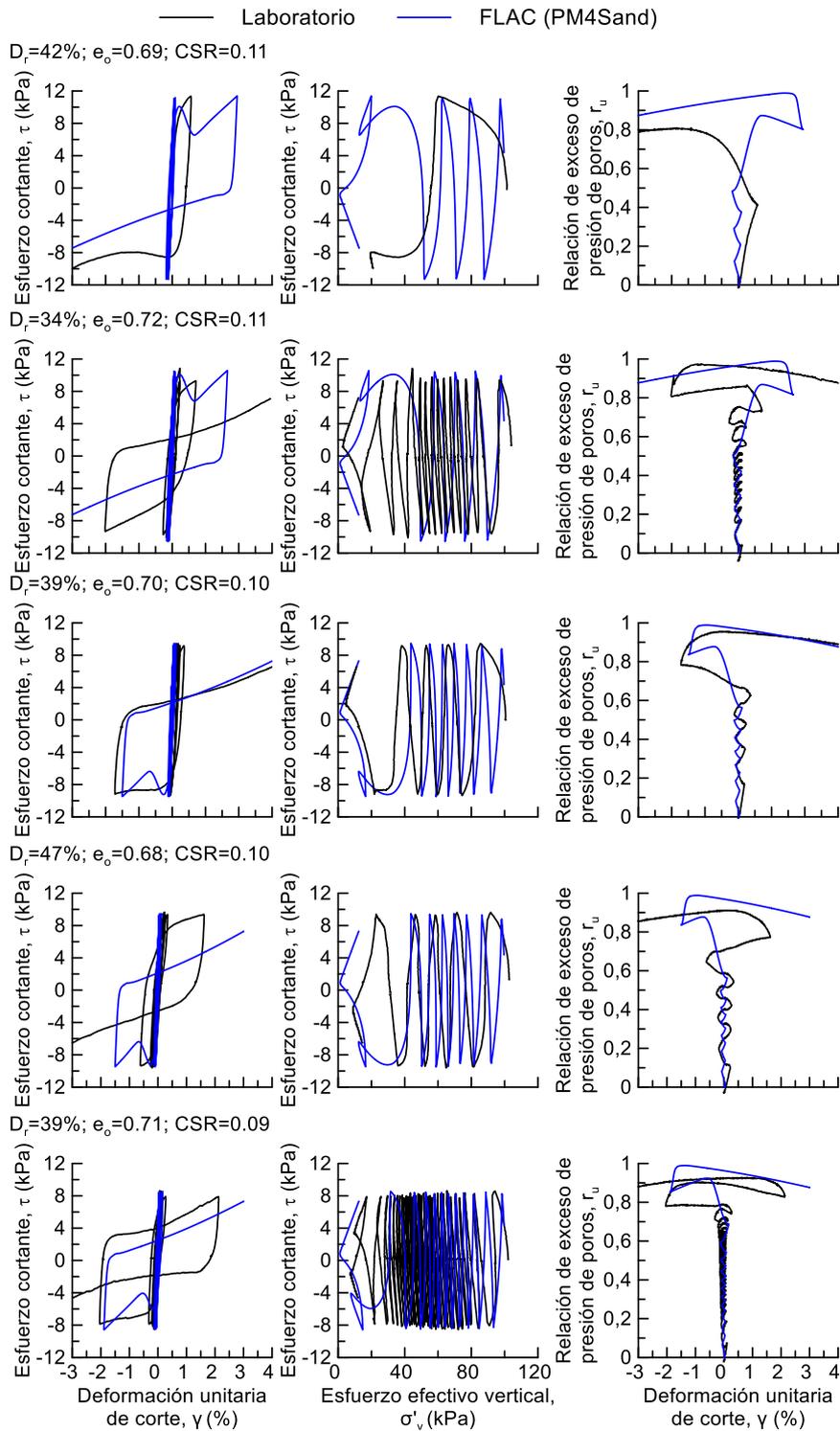


Figura 4.13 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo cíclicos no drenados y simulaciones numéricas para la arena Ottawa F65 ($D_r \approx 40\%$), para un criterio de falla basado en la amplitud simple de deformación unitaria de corte igual a 3% (Caso 2).

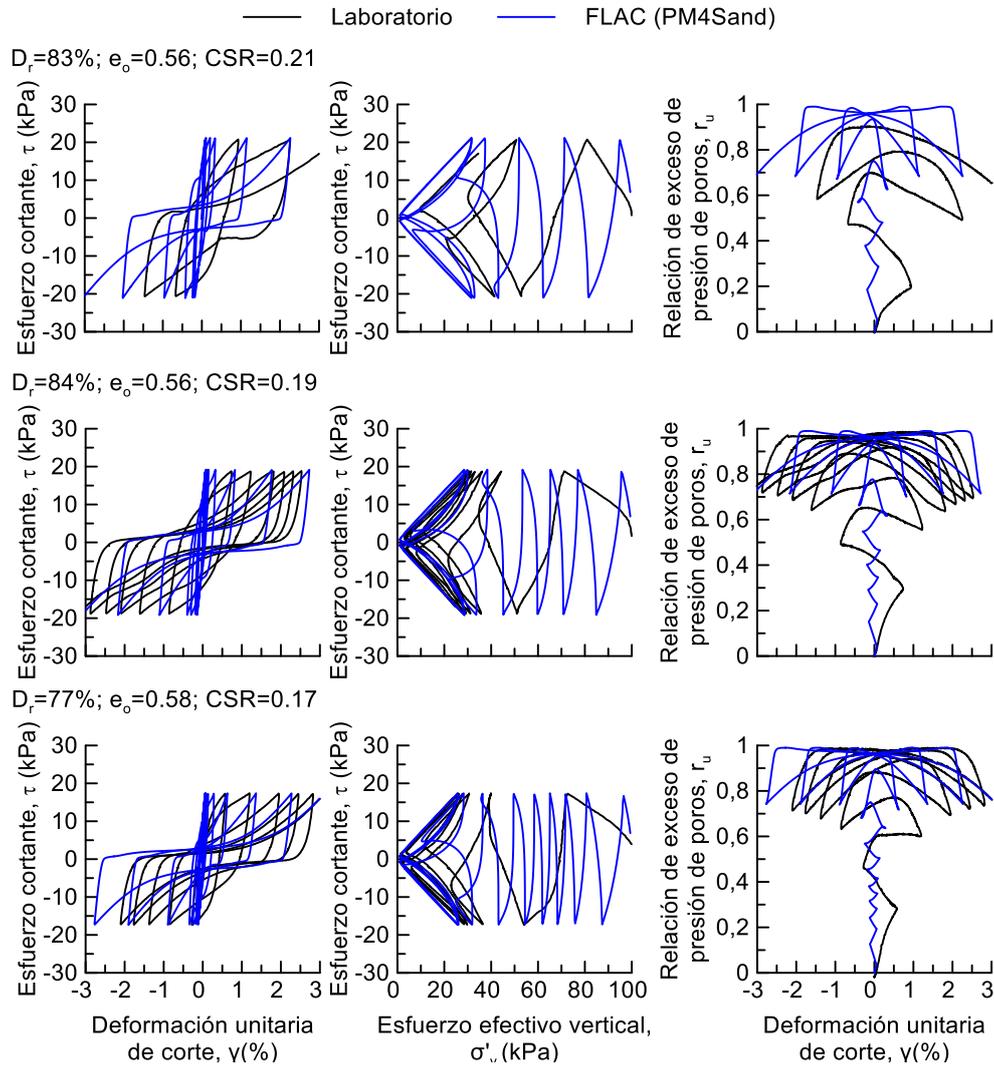


Figura 4.14 Comparación entre los resultados de los ensayos de corte directo cíclicos no drenados y simulaciones numéricas para la arena Ottawa F65 ($D_r \approx 82\%$), para un criterio de falla basado en la amplitud simple de deformación unitaria de corte igual a 3% (Caso 2).

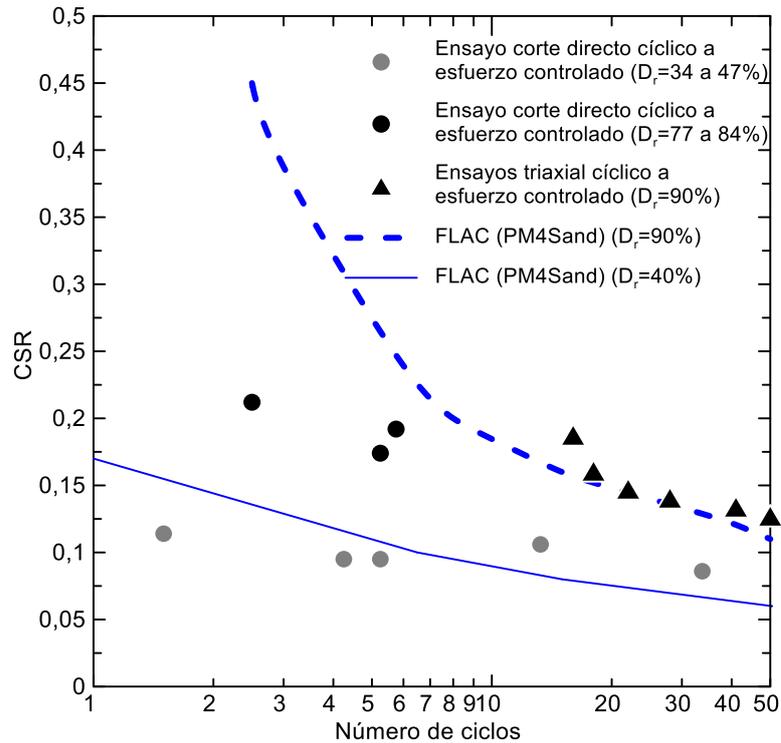


Figura 4.15 Comparación de la relación entre el número de ciclos requeridos para alcanzar el criterio de licuación ($\gamma=3\%$) y razón de esfuerzo cíclico de los ensayos de corte directo simple y triaxiales cíclicos no drenados con las simulaciones numéricas para arena Ottawa F65 (Caso 2).

4.6 Calibración de arena Monterey 0/30

Para la simulación de la columna de suelo y su posterior comparación con el ensayo centrífugo, se calibró los parámetros correspondientes a la arena Monterey 0/30 basados en múltiples simulaciones capturando la tendencia de la curva de licuación de acuerdo con la literatura técnica reportados en Karimi y Dashti (2016) y Hussain (2020) representadas en la Figura 4.16. Adicionalmente, en la Tabla 4.3 se presentan los parámetros utilizados para este tipo de arena.

Tabla 4.3 Resumen de parámetros seleccionados en este estudio y reportados en otras investigaciones para el modelo PM4Sand de la arena Monterey 0/30 para D_r de 85%

Parámetros		Seleccionado	Referencia
Densidad relativa (%)	D_r	85	N. Disp.
Coficiente módulo de corte	G_o	882.8	
Parámetro de contracción	h_{po}	0.07	Hussain (2020)
Relaciones de vacíos máximas y mínimas	$e_{máx}$ $e_{mín}$	0.84 0.54	
Ángulo al estado crítico (°)	ϕ_{cv}	33.0	Armstrong y Boulanger (2015)
Control de límite	n^b	0.5	Boulanger y Ziotopoulou (2015)
Control de dilatancia	n^d	0.1	
Parámetro de Bolton	Q	9.5	Armstrong y Boulanger (2015)
Parámetro de Bolton	R	0.7	Armstrong y Boulanger (2015)

N.Disp.: No disponible.

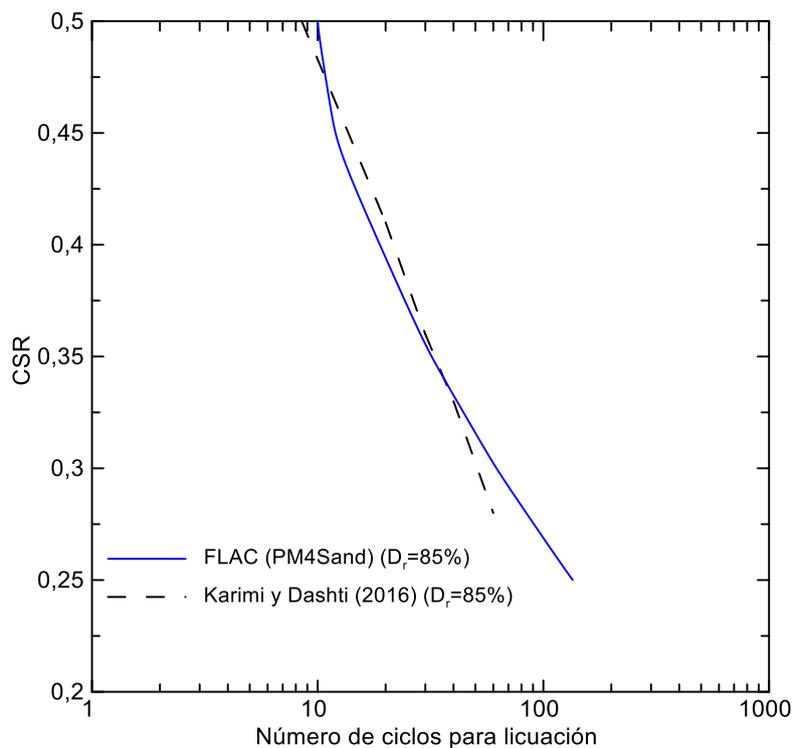


Figura 4.16 Comparación de la relación entre el número de ciclos requeridos para alcanzar el criterio de licuación ($\gamma=3\%$) y razón de esfuerzo cíclico en simulaciones numéricas para arena Monterey 0/30 y curvas según literatura técnica.

CAPÍTULO 5

5. SIMULACIONES NUMÉRICAS DEL MODELO CENTRÍFUGO

5.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados de simulaciones numéricas de una columna de suelo, comparadas con la respuesta de un experimento centrífugo cuyas características generales fueron descritas en la sección 3.4. Se realizaron tres simulaciones numéricas. Las dos primeras fueron realizadas con la plataforma de diferencias finitas FLAC versión 7.0, empleando el modelo constitutivo PM4Sand y utilizando los parámetros calibrados de los Casos 1 y 2, descritos en las secciones 4.4 y 4.5 respectivamente. En vista que no todos los proyectos pueden incluir numeraciones de este tipo, generalmente por restricciones en los presupuestos, en tiempos de ejecución o en realización de ensayos de laboratorio complejos (ensayos centrífugos), se consideró realizar una tercera simulación usando un análisis no lineal con el software altamente usado en la práctica profesional para análisis de respuesta de sitio, DEEPSOIL, empleando el modelo MKZ (Hyperbolic / Pressure – Dependent hyperbolic model).

Los resultados de estas tres simulaciones fueron comparados en función de un perfil de la aceleración pico (PGA) con la profundidad, en términos de registros de aceleración-tiempo, espectros de pseudo-aceleración (PSA) y relación de exceso de presión de poros en las interfaces y en los puntos medios de los estratos, de acuerdo a la ubicación de la instrumentación del ensayo centrífugo.

5.2 Descripción de los modelos numéricos

Dos plataformas numéricas fueron utilizadas para las simulaciones del modelo centrífugo: (1) FLAC versión 7.0 (Itasca, 2011) y (2) DEEPSOIL versión 7.0 (Hashash, 2018). La plataforma de diferencias finitas FLAC fue seleccionada debido a la disponibilidad de modelos constitutivos avanzados como el PM4Sand para capturar el comportamiento de suelos licuables.

El modelo centrífugo fue simplificado al modelo de una columna de suelo, es decir el container no fue modelado en este estudio. En vista de que el container fue diseñado para replicar la frecuencia modal de vibración del suelo, se calificó a esta simplificación como aceptable.

Tal como lo usado en el ensayo centrífugo, la columna de suelo está compuesta por 18 metros de arenas limpias que comprende, de arriba hacia abajo, dos metros de espesor de arena Monterey 0/30, seis metros de arena Ottawa F65 de D_r igual a 40% y consecutivamente diez metros de arena Ottawa F65 de D_r igual a 90%.

La altura de cada zona corresponde a 0.5 metros, lo cual obedece a la altura máxima para capturar la longitud de velocidad de onda en la superficie determinados por Ramirez et al. (2018). Para asegurar la estabilidad numérica del análisis de diferencias finitas en FLAC, la selección del incremento de tiempo constante Δt fue de 10^{-5} segundos, basada en los análisis presentados por Ramirez et al. (2018).

El movimiento sísmico usado en la base del container del experimento centrífugo fue aplicado en la base de la columna de suelo. La columna de suelo fue modelada con un amortiguamiento tipo Rayleigh de 2.24% y con una frecuencia de 5.5 Hz, tal como se aplicó en Ramirez et al. (2018).

La columna de suelo fue fijada verticalmente y horizontalmente en la base, simulando una base rígida o condiciones del container. Además, los nodos a una misma profundidad a lo largo de toda la columna fueron atados de tal manera de que no exista movimiento relativo entre ellos. Este modelo simula el comportamiento de una viga de corte, efecto para el cual el container flexible fue diseñado.

En la Tabla 5.1 se presenta las condiciones iniciales utilizadas en el modelo numérico para cada estrato, tales como, peso específico saturado, permeabilidad, porosidad, módulo de volumen (bulk modulus, en inglés) del suelo y módulo de corte inicial (G). El módulo de volumen del agua fue de 2.0×10^6 kPa y la densidad del agua de 1000 kg/m^3 .

Tabla 5.1 Condiciones iniciales del modelo numérico

Arena	Espesor(m)	γ_{sat} (kN/m ³)	k (m/s)	Porosidad	Módulo de volumen (kPa)	G (kPa)
Monterey 0/30 (Dr=85%)	2.00	19.8	5.30×10^{-4}	0.36	2.64×10^5	2.02×10^4
Ottawa F65 (Dr=40%)	6.00	19.3	1.41×10^{-4}	0.41	2.83×10^5	5.04×10^4
Ottawa F65 (Dr=90%)	10.00	20.2	1.19×10^{-4}	0.36	2.83×10^5	8.24×10^4

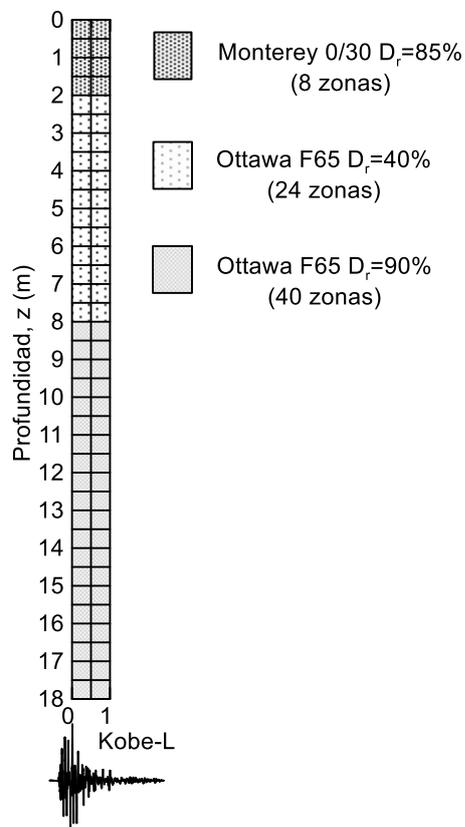


Figura 5.1 Discretización de zonas usada para la modelación numérica en FLAC

A continuación, los resultados de las simulaciones del modelo numérico comparadas con los resultados del ensayo centrífugo se presentan en la Figura 5.2 y Figura 5.4 para cada caso respectivamente.

5.3 Simulación numérica de la respuesta de sitio (Caso 1)

En esta sección se presentan la simulación de la columna de suelo basada en los parámetros del modelo PM4Sand determinados en la calibración del Caso 1. Los

parámetros utilizados para el modelo de la arena Ottawa F65 de D_r igual a 40% y D_r igual a 90% fueron los determinados en la sección 4.4 y se resumen en la Tabla 4.1. Los parámetros de la arena Monterey 0/30 fueron determinados en la sección 4.6 del presente documento y se muestran en la Tabla 4.3.

En la Figura 5.2 se presentan los resultados de las simulaciones realizadas en FLAC con los parámetros obtenidos en el Caso 1, para el modelo constitutivo PM4Sand y la respuesta del modelo centrífugo.

De manera general, los resultados para la simulación numérica son similares en términos de aceleraciones y generación de exceso de presión de poros a los del ensayo centrífugo. No obstante, existen algunos picos o sobreestimaciones de aceleraciones a altas frecuencias en la interface entre arena Ottawa F65 de D_r de 40% y D_r de 90% (profundidad de 8 m) y a la mitad del estrato de arena de Ottawa F65 de D_r de 90% (profundidad de 13 m). Estos picos de aceleraciones se dan principalmente en la arena densa, los cuales son consistentes con la sobreestimación del comportamiento dilatante observado en la calibración. Por ejemplo, las simulaciones numéricas a nivel de elemento de suelo para los ensayos MDSS no drenados y CDSS en arenas densas (Ver Figura 4.9), muestran que el material es mucho más dilatante de lo que se midió en el ensayo de laboratorio. Por tanto, se esperaba que, para una densidad mayor, las características de un material con comportamiento dilatante sean aún más aparentes. Esto refleja la dificultad de una buena estimación de las aceleraciones espectrales en la arena densa profunda, sin embargo, la respuesta en la arena suelta, generalmente bajo una mayor atención en casos prácticos, tiene un buen ajuste con la data de laboratorio.

Los resultados obtenidos para este caso en términos de relación de exceso de presión de poros, indican un buen ajuste durante el tiempo de duración del sismo. Sin embargo, la disipación de la relación de exceso de presión de poros para la simulación es más tardía comparada con lo que se obtuvo en la respuesta del modelo centrífugo. Se cree que, con este grupo de parámetros, un aumento de la conductividad hidráulica después de que el sismo cesa, podría mejorar la predicción de la disipación de la presión de poros, pero aún no existen procedimientos robustos para sustentar este cambio en todos los casos. Además, la conductividad hidráulica se mantuvo constante durante y después de la parte intensa del movimiento sísmico aplicado, para una comparación justa con los resultados del caso 2.

La Figura 5.3 presenta tres tipos de gráficas que resumen los resultados de la simulación numérica y lo obtenido en el ensayo centrífugo. La primera (leído en dirección de izquierda a derecha) muestra perfiles de relación de exceso de presión de poros con respecto a la profundidad. En la segunda gráfica se presenta las deformaciones unitarias de corte máximas versus profundidad. Finalmente, la tercera gráfica representa los esfuerzos cortantes versus deformación unitaria de corte.

Los resultados obtenidos con la simulación numérica presentan valores muy cercanos a los reportados en el ensayo del modelo centrífugo. Por ejemplo, para la profundidad de 13 metros (mitad del estrato de arena densa Ottawa F65), el ensayo centrífugo reporta un valor aproximado de 2% de deformación de corte máxima, comparado con el resultado de la simulación para la profundidad de 12.75 metros de 3%, lo cual se considera en un rango aceptable y cercano a la data de laboratorio. La razón por la cual la comparación no fue realizada a la misma profundidad que la del laboratorio, se debe a que la discretización de zonas fue colocada en los sitios donde se tenían resultados del ensayo centrífugo para que así los resultados de aceleración, reportados en los nodos de las zonas, coincidan exactamente con los del ensayo centrífugo. No obstante, la comparación en términos de deformación al corte se consideró aceptable porque los resultados numéricos son comparados a la profundidad más cercana a la instrumentación (0.25 por encima de lo calculado).

En la Figura 5.3 se muestran los resultados de las máximas deformaciones unitarias al corte de la modelación numérica y las interpretadas experimentalmente del modelo centrífugo. A pesar de que, en términos de esfuerzos al corte, ambos resultados son muy parecidos, los resultados numéricos predicen mayores deformaciones al corte a lo largo de todo el perfil de suelo. Estas diferencias son más pronunciadas en la parte inferior del estrato de arena suelta y en la parte inferior del estrato denso profundo. Se cree que, al basar la calibración del primer ciclo de carga cíclica en un ensayo de laboratorio del tipo de corte directo, la rigidez inicial del material es mayor a la que el material tenía al inicio del ensayo de laboratorio en el ensayo centrífugo. Esto, en combinación con valores de h_{po} mucho menores a los recomendados por la literatura, puede desencadenar en una licuación más temprana, y generar mayores deformaciones al corte.

Para la calibración del Caso 1, al basarse en obtener parámetros de tal forma que únicamente se capture el primer ciclo de la curva esfuerzo-deformación de los ensayos de

laboratorio, conllevó a utilizar valores de los coeficientes de módulo de corte (G_o) y de los parámetros de contracción (h_{po}) bajos. La disminución del h_{po} generó que el comportamiento global de la tendencia sea más contractiva que lo reportado en los ensayos de laboratorio. Como resultado se obtuvo tres consecuencias importantes: (1) el comportamiento de los ensayos de laboratorio en términos de esfuerzo cortante vs. esfuerzo vertical, no fue capturado en su totalidad, ya que los ensayos de laboratorio dieron como resultado un mayor número de ciclos para alcanzar la falla por licuación, comportamiento distinto al de la simulación en la que se presentó un menor número de ciclos, (2) en términos de esfuerzo cortante vs. deformación unitaria de corte, se observó que tampoco se capturó en su totalidad el comportamiento de estas curvas de los ensayos de laboratorio y (3) las curvas de resistencia cíclica obtenidas de la simulaciones fueron menores a las de los ensayos de laboratorio

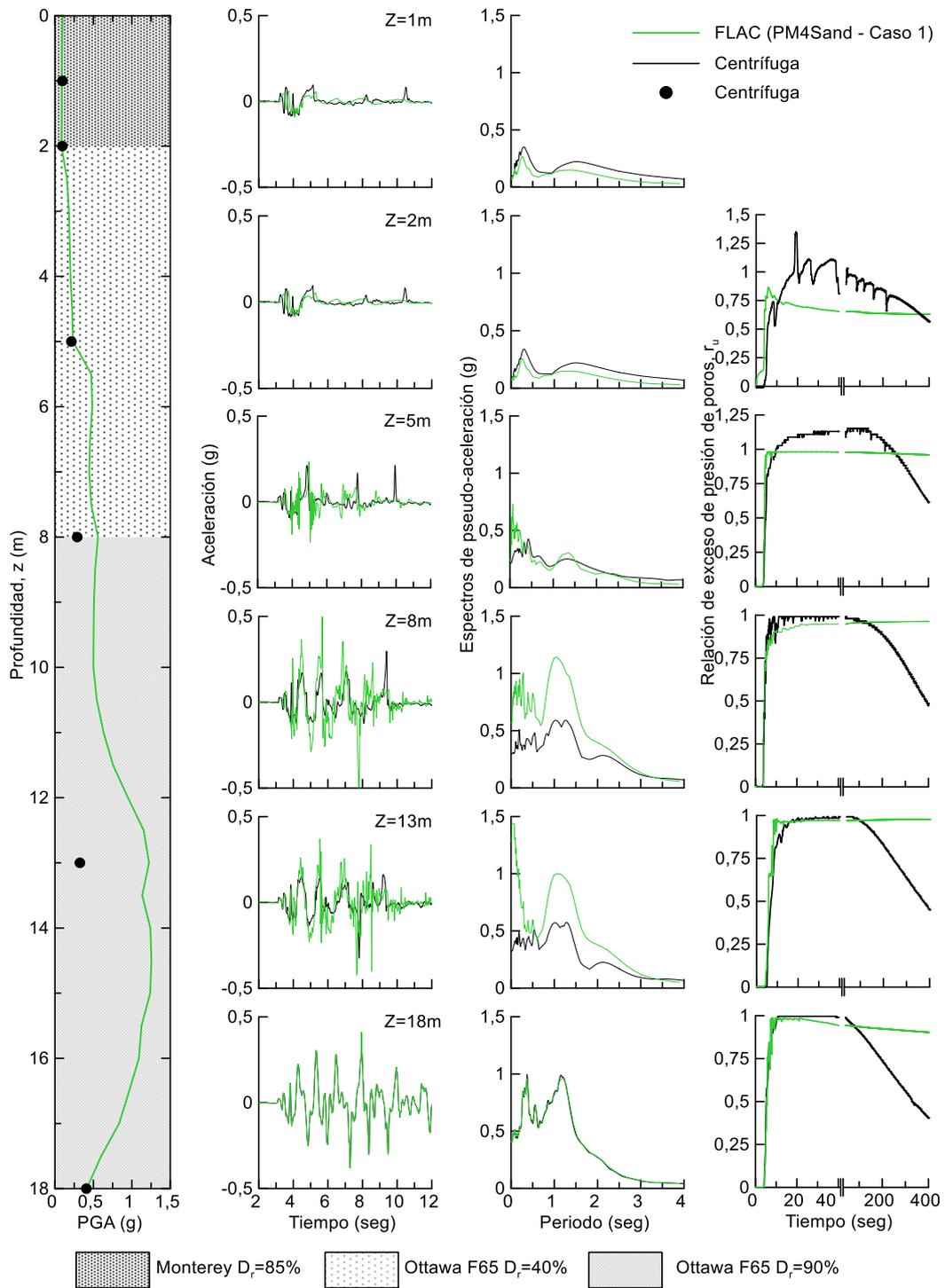


Figura 5.2 Comparación de los resultados de la simulación numérica de la columna de suelo en FLAC (PM4Sand) basada en calibraciones del Caso 1 con los del ensayo centrifugo, en términos de aceleraciones, espectros de respuesta y relación de excesos de presión de poros

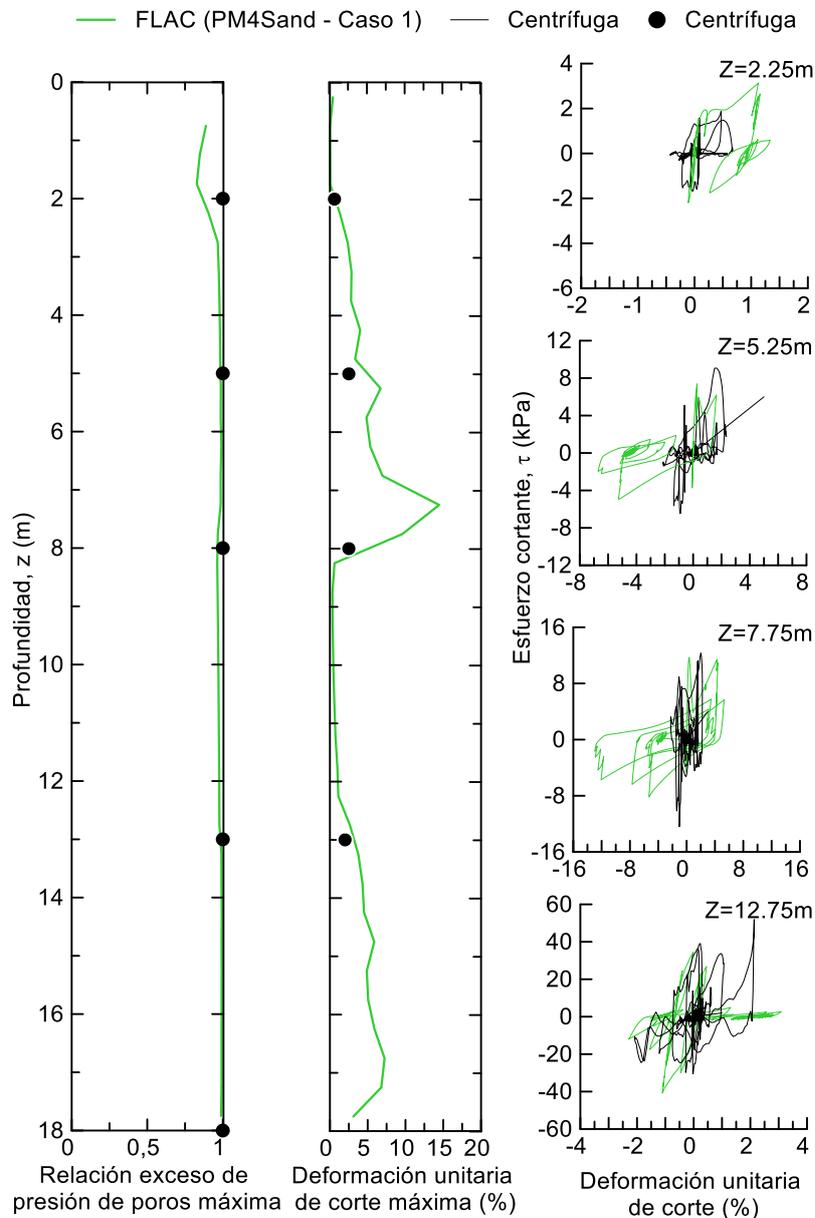


Figura 5.3 Comparación de los resultados de la simulación numérica de la columna de suelo en FLAC(PM4Sand) basada en calibraciones del Caso 1 con los del ensayo centrífugo, en términos de relación de exceso de presión de poros máxima, deformaciones unitarias de corte.

5.4 Simulación numérica de la respuesta de sitio (Caso 2)

En esta sección se presenta la simulación numérica de la columna de suelo basada en los parámetros del modelo PM4Sand determinados para el Caso 2. Los parámetros principales del modelo PM4Sand calibrados se encuentran descritos en la sección 4.5 y se resumen en la Tabla 4.2. Los parámetros secundarios establecidos en la sección 4.3 son los mismos que se utilizaron en la predicción del Caso 1.

La Figura 5.4 presenta los resultados de la simulación para la columna de suelo para el Caso 2 comparados con los resultados del ensayo centrífugo. En términos generales, los resultados de la simulación numérica son muy similares a los resultados del ensayo centrífugo. Sin embargo, así como lo observado anteriormente en el Caso 1, las estimaciones en términos de aceleraciones muestran picos de dilatación que no se observan en los ensayos centrífugos. Estos resultados son muy similar a los reportados por Ramirez et al. (2018) para calibraciones basadas únicamente en el número de ciclos para otros modelos constitutivos. En términos de la relación de exceso de presión de poros, los resultados de la simulación numérica tienen buenos ajustes con la respuesta de los ensayos centrífugos. Aunque la predicción de la disipación de la relación de exceso de presión de poros es ligeramente mejor que el Caso 1, especialmente en la arena densa inferior, no se observan mejoras significativas en la arena suelta con respecto al Caso 1.

En la Figura 5.5 se presenta los resultados de la simulación descrita en esta sección en términos de relación de exceso de presión de poros y máxima deformación unitaria de corte contra profundidad. Se puede observar que las deformaciones obtenidas en la simulación se aproximan a las obtenidas en las respuestas del ensayo centrífugo, incluso cuando esta calibración no se enfocó en la captura de las deformaciones unitaria de corte.

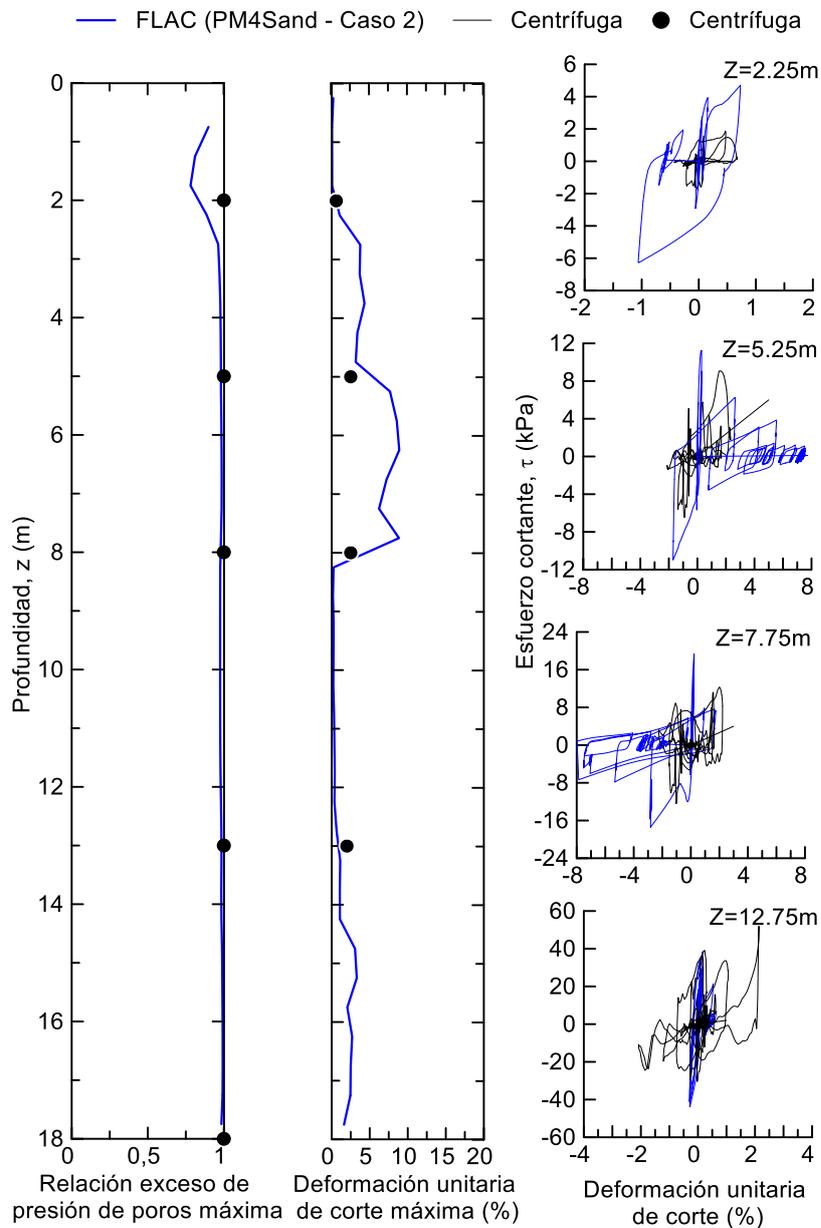


Figura 5.5 Comparación de la simulación numérica de la columna de suelo en FLAC (PM4Sand) basada en calibraciones del Caso 2 con los resultados del ensayo centrífugo, en términos de relación de exceso de presión de poros máxima y deformaciones unitarias de corte máxima y esfuerzo cortante.

5.1 Comparación de resultados de las simulaciones de la columna de suelo basada en las calibraciones del modelo constitutivo PM4Sand (Casos 1 y 2)

En la Figura 5.6 esta sección se compara los resultados de las dos simulaciones (Caso 1 y Caso 2) de la sección 5.3 y 5.4.

En la Figura 5.6 se observa que las aceleraciones máximas con la profundidad son mayores para el caso 1 versus el caso 2, notándose su mayor diferencia en la arena densa (Ottawa F65 $D_r=90\%$). Esto se debería a que para el Caso 2, al calibrar la densidad relativa se tiene un mejor control de la dilatancia, sin embargo, en ambos casos, aún se presentan picos de dilatancia.

En términos de espectros de pseudo-aceleración, se observan mejores estimaciones con la simulación del Caso 1. Por ejemplo, cercano a la superficie del depósito de suelo analizado, los resultados del Caso 1, son muy próximos a los reportados en el ensayo centrífugo. Sin embargo, en el Caso 2, se observa una sobreestimación de las pseudo aceleraciones en todo el rango de frecuencias de interés.

La relación de exceso de presión de poros durante el sismo es similar para ambos casos. Sin embargo, la disipación del exceso de presión de poros en el estrato denso inferior es capturada ligeramente mejor con la simulación del Caso 2. Se cree que esto se debe a que la disminución de la densidad relativa, además de controlar la dilatancia, controla el comportamiento de la curva esfuerzo deformación. Esto conlleva a un mejor ajuste de la degradación del módulo que influye a su vez en la determinación del módulo post sismo ($G_{\text{post-shaking}}$), resultando en un mejor ajuste de la disipación de la presión de poros para este caso.

En la Figura 5.7 se muestran los resultados de las máximas deformaciones al corte de los dos casos y los resultados del laboratorio. El Caso 2 muestra un mejor ajuste con la data de laboratorio. Esto se podría asociar a que las gráficas de esfuerzo deformación de las calibraciones a nivel de elemento de suelo obtenidas con el Caso 2, son más aproximadas a diferencia de las obtenidas con el Caso 1.

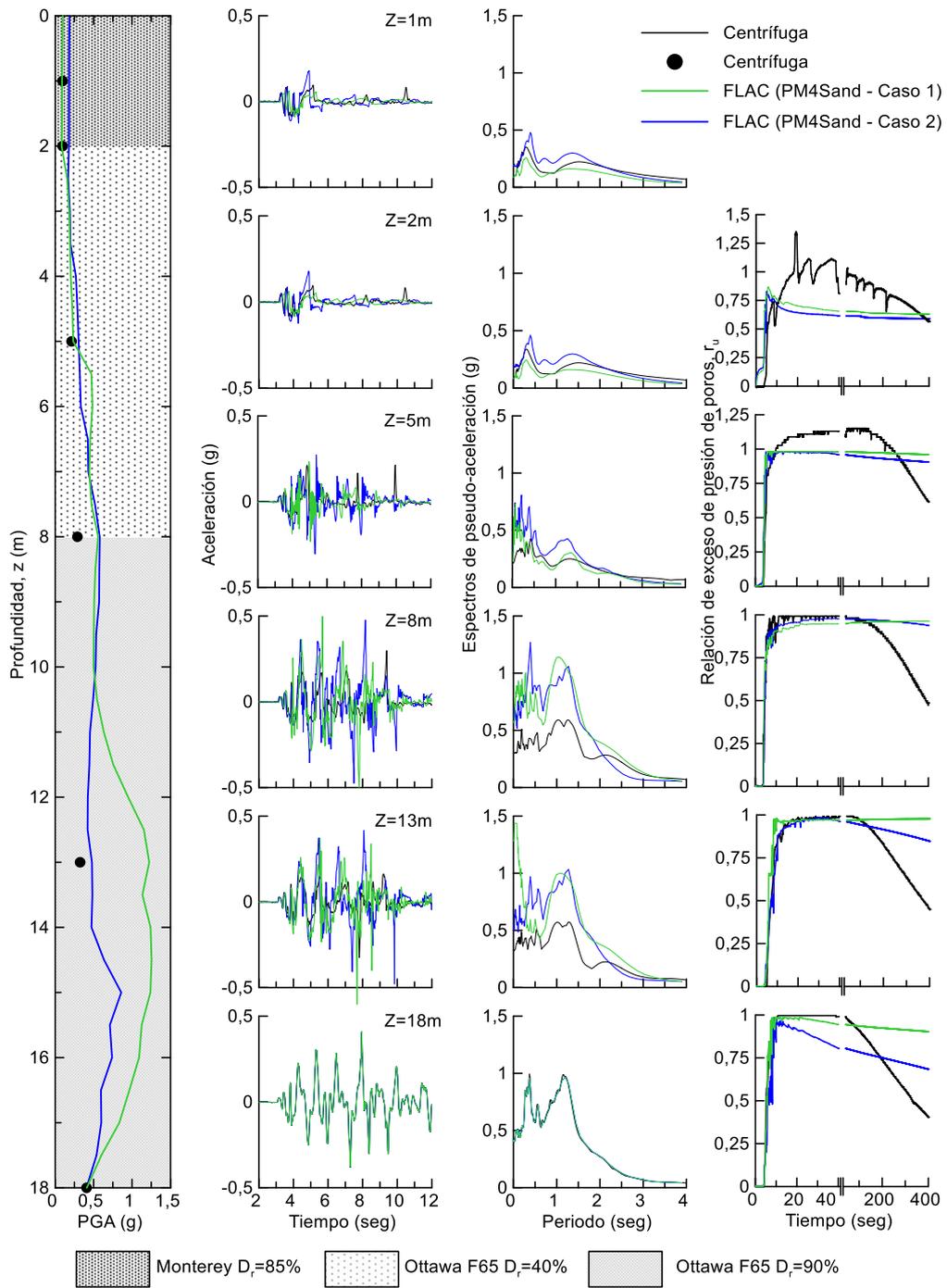


Figura 5.6 Comparación de resultados de simulación numérica de la columna de suelo con los parámetros calibrados según Caso 1 y Caso 2, en términos de aceleraciones, espectros de respuesta y de relación de exceso de presión de poros.

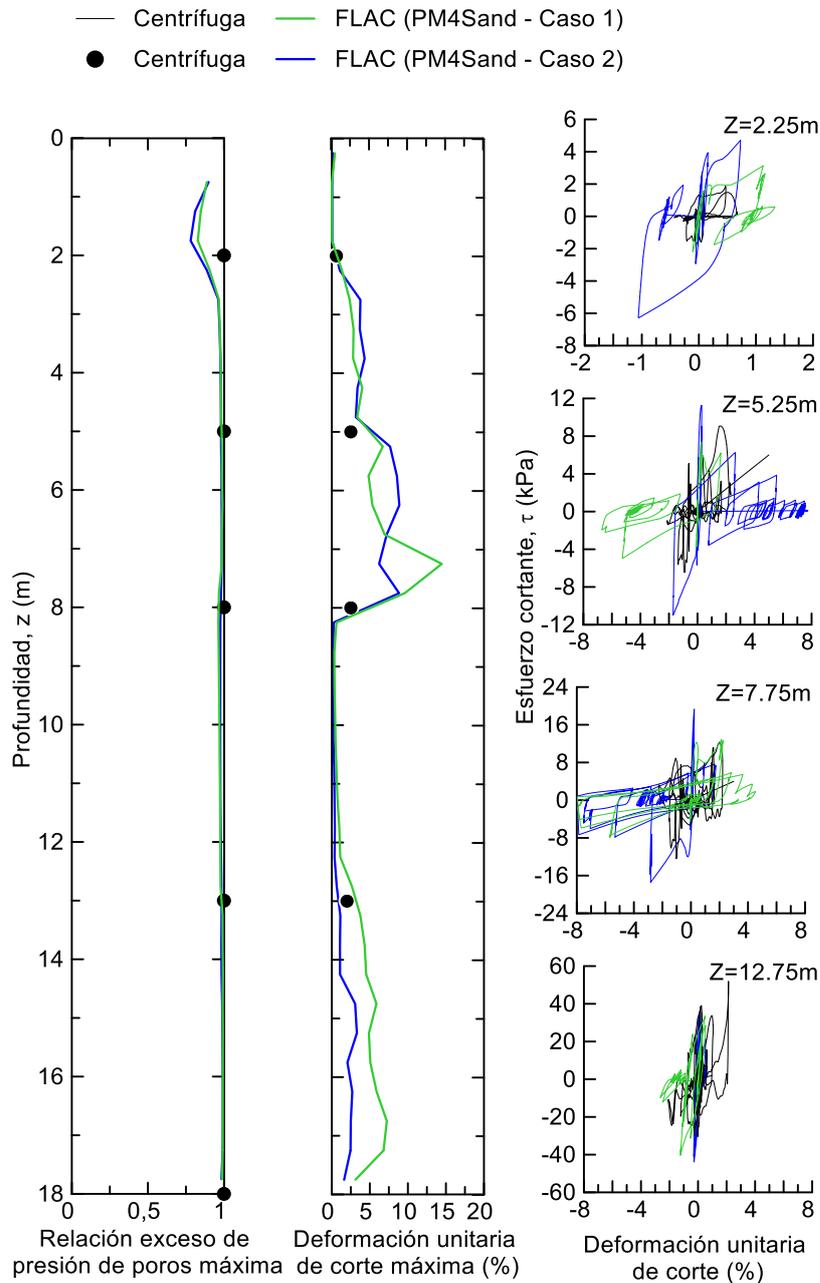


Figura 5.7 Comparación de resultados de las simulaciones de las columnas de suelo para los parámetros calibrados con el modelo constitutivo PM4Sand (Caso 1 y Caso 2) versus los resultados del ensayo centrífugo.

5.2 Simulación de columna de suelo basada en modelos no lineales (DEEPSOIL)

En esta sección se presenta los resultados de un análisis no lineal con el software de acceso libre DEEPSOIL versión 7.0. Estos resultados son comparados con las simulaciones usando el modelo constitutivo PM4Sand, presentado en las secciones anteriores.

Para esta simulación se realizó un análisis no lineal definido por tres modelos: (1) el modelo hiperbólico dependiente de la presión (MKZ) desarrollado por Matasović y Vucetic (1993), para capturar el módulo de corte inicial, el esfuerzo cortante y la deformación unitaria de corte; (2) el modelo MRDF–UIUC (Pressure. Dependent Hyperbolic) de reducción del módulo de corte propuesto por Phillips y Hashash (2009), para introducir un factor de reducción que controla simultáneamente los módulos de corte y amortiguamiento, y considera la máxima deformación unitaria de corte experimentada por el suelo en un determinado tiempo y (3) el modelo propuesto por Matasović y Vucetic (1995) para la generación de exceso de presión de poros.

En la Tabla 5.2 se presentan los parámetros adoptados para el análisis no lineal. La discretización vertical de las capas evaluadas fue tomada de Ramirez et al. (2018), así como las velocidades de onda de corte (V_s), calculadas a partir de literatura técnica. (H. B. Seed e Idriss, 1970; Bardet et al., 1993; Menq, 2003).

Tabla 5.2 Parámetros generales para la modelación de la columna de suelo en DEEPSOIL

Arena	Espesor (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	V_s (m/s)
Monterey 0/30 ($D_r=85\%$)	2.0	19.8	80
Ottawa F65 ($D_r=40\%$)	6.0	19.3	80
Ottawa F65 ($D_r=90\%$)	5.0		160
	2.4	20.2	190
	2.6		210

Para la respuesta histerética del suelo, se utilizó las curvas de reducción del módulo y curvas de amortiguamiento de referencia para arenas de Menq (2003). Para la definición de las curvas mencionadas se utilizaron los parámetros enlistados en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Parámetros usados la para definición de curvas de referencia para las arenas limpias de este estudio

Arena	C _u	k _o	D ₅₀ (mm)	Referencia
Monterey 0/30 (D _r =85%)	1.60	0.5	0.38	Riemer et al. (1990)
Ottawa F65 (D _r =40%)	1.61	0.5	0.20	Parra Bastidas (2016)
Ottawa F65 (D _r =90%)	1.61	0.5	0.20	Parra Bastidas (2016)

El modelo de generación de exceso de presión de poros propuesto por Matasović y Vucetic (1993) describe la siguiente ecuación para la generación de exceso de presión de poros:

$$u_n^* = \frac{p.f.F.N.(\gamma_c - \gamma_{tvp})^s}{1 + f.F.N.(\gamma_c - \gamma_{tvp})} \quad (5.1)$$

Donde u_n^* es el exceso de presión de poros normalizada; N es equivalente al número de ciclos; p, s, F son parámetros de ajuste de la curva; y v es un parámetro de degradación. El parámetro γ_{tvp} es el valor de deformación de corte que, por debajo de este, no se generan exceso de presión de poros. Este valor se determinó para una deformación de corte con $G/G_{m\acute{a}x}$ igual a 0.65 como lo recomienda Hashash, (2018). Para la definición de los parámetros F y s, se utilizaron las correlaciones empíricas que presenta Carlton (2014) en función de la velocidad de onda de corte (V_s) y el contenido de finos (FC) y se detallan a continuación:

$$F = 3810 * V_s^{(-1.55)} \quad (5.2)$$

$$s = (FC + 1)^{0.1252} \quad (5.3)$$

Los valores de f, p y v fueron asumidos como 1 según las recomendaciones propuesta en el manual del programa Hashash (2018).

En la Tabla 5.4 se presentan los parámetros utilizados para el modelo de generación de exceso de presión de poros.

Tabla 5.4 Parámetros para modelo de generación de exceso de presión de poros

Arena	Espesor (m)	f	p	F	s	γ_{tvp}	v
Monterey 0/30 ($D_r=85\%$)	2.0	1	1	4.3	1	0.010	1
Ottawa F65 ($D_r=40\%$)	6.0	1	1	4.3	1	0.025	1
Ottawa F65 ($D_r=90\%$)	5.0	1	1	1.5	1	0.040	1
	2.4	1	1	1.1	1	0.045	1
	2.6	1	1	1.0	1	0.050	1

Una vez definidos los parámetros del análisis no lineal presentados en la Tabla 5.4, se procedió a comparar los resultados de este análisis con el ensayo centrífugo y con los resultados obtenidos con modelos más complejos como lo son el modelo constitutivo PM4Sand (Caso 1 y Caso 2), como se muestra en la Figura 5.8.

De manera general, en términos de aceleraciones máximas y su variación con la profundidad, los resultados del análisis numérico con DEEPSOIL y con el Caso 2, presentan estimaciones cercanas a los valores reportados en el ensayo centrífugo. Unas de las razones del buen ajuste del modelo de DEEPSOIL en términos de aceleraciones podría estar relacionado a los factores que controlan el módulo de corte y el amortiguamiento definidos en los modelos MKZ y MRDF.

En términos de espectros de pseudo aceleraciones se observa que los resultados de la modelación con el análisis no lineal, presentan una buena aproximación a los obtenidos en el ensayo centrífugo, excepto en la mitad del estrato de arena Ottawa F65 densa, donde se observan algunos picos de pseudo aceleraciones. Una posible explicación es que el análisis no lineal en DEEPSOIL, a pesar de ser una buena herramienta para obtener un análisis de respuesta sitio de los suelos, presenta dificultades al capturar el comportamiento no lineal a grandes deformaciones (suelos licuables). Sin embargo, en suelos más densos o menos propensos a licuación, captura de mejor manera el comportamiento en términos de aceleraciones.

En términos de relación de exceso de presión de poros, para la profundidad de 18 metros (que representa la base de la columna de suelo), se observa que la simulación con el modelo no lineal alcanza valores menores de 0.50 por lo que, se aleja de lo obtenido en

el ensayo de centrífugo. Para las profundidades más superficiales, se observa una mejor aproximación al ensayo centrífugo.

Se puede observar que los resultados obtenidos a partir del modelo no lineal (DEEPSOIL) sobreestiman las deformaciones unitarias de corte, incluso para ciertos casos se obtienen deformaciones mayores al 20%. Si se compara estos valores con los obtenidos en la respuesta del modelo centrífugo se evidencia la limitación que existe al usar modelo simplificados para predecir comportamientos a grandes deformaciones (suelos licuables).

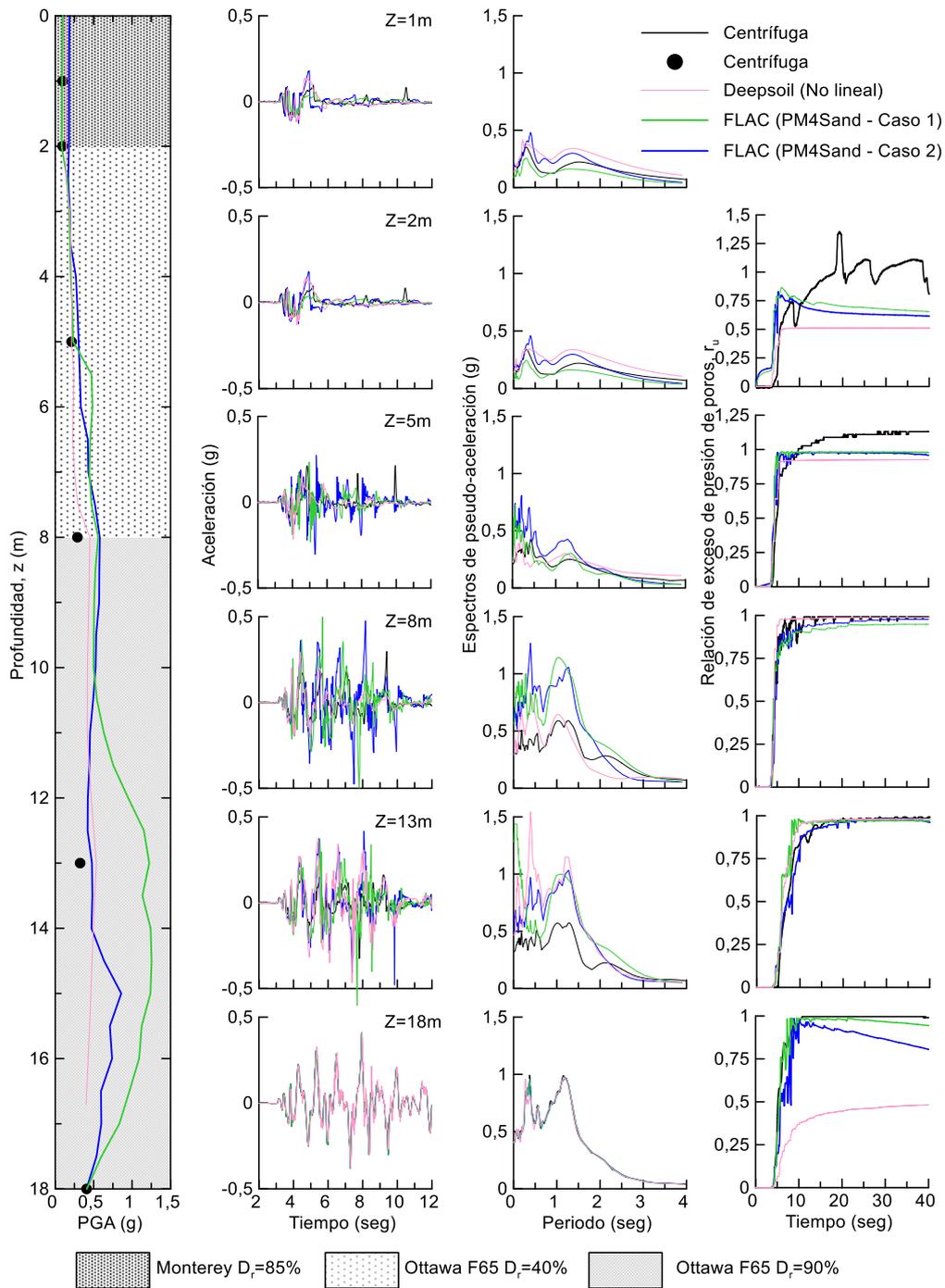


Figura 5.8 Comparación entre ensayo de modelo centrífugo y respuestas de las simulaciones numéricas basadas en calibraciones con ensayos de laboratorio (Casos 1 y 2) y modelación en DEEPSOIL.

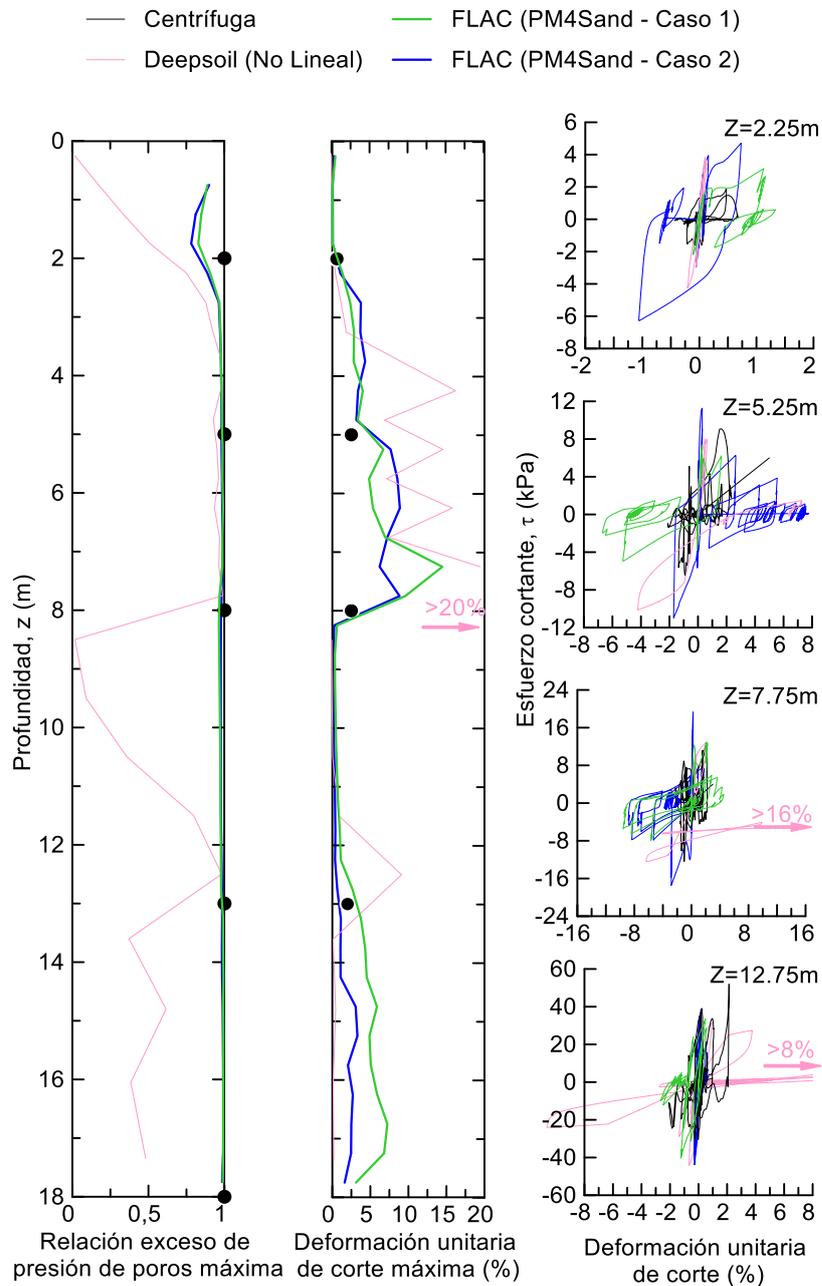


Figura 5.9 Comparación entre ensayo de modelo centrífugo y respuestas de las simulaciones numéricas basadas en calibraciones con ensayos de laboratorio (Casos 1 y 2) y modelación en DEEPSOIL, términos de relación de presión de poros y deformaciones unitarias de corte.

Nota: Debido a que las deformaciones unitarias de corte calculadas con el modelo no lineal en DEEPSOIL son mayores a las escalas presentadas en los gráficos de esfuerzos de corte versus deformación unitaria de corte, se ha colocado con textos el valor máximo graficado entendiéndose que los valores reportados para este análisis son mayores.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 General

En este estudio se evaluó la influencia que tienen dos procedimientos de calibración (Caso 1 y Caso 2) en el análisis de respuesta de sitio usando el modelo constitutivo PM4Sand en FLAC, y la respuesta de sitio de un depósito de suelo estratificado ensayado en un modelo centrífugo. La calibración del Caso 1 se basó en la reproducción del primer ciclo de la curva esfuerzo – deformación de los ensayos CDSS, mientras que la calibración del Caso 2, se enfocó en la captura de la curva de resistencia a la licuación. Adicionalmente, para identificar la relevancia de estos modelos numéricos realizados con PM4Sand, se realizó un análisis de respuesta de sitio no lineal en una plataforma más comúnmente usada en la práctica, como lo es DEEPSOIL que utiliza modelos más simplificados y desacoplados. Las ventajas y desventajas de estas tres simulaciones fueron evaluadas y discutidas en este documento.

6.2 Aspectos relevantes durante el proceso de calibración

La calibración del Caso 1, al basarse en la captura del primer ciclo de la curva esfuerzo-deformación de los ensayos de laboratorio, conllevó a utilizar valores de los coeficientes de módulo de corte (G_o) y de los parámetros de contracción (h_{po}) más bajos que los recomendados en la literatura técnica. Los valores bajos del h_{po} generó que el comportamiento global de la tendencia sea más contractiva que lo reportado en los ensayos de laboratorio. Como resultado se obtuvo tres consecuencias importantes: (1) el comportamiento de los ensayos de laboratorio en términos de esfuerzo cortante vs. esfuerzo vertical, no fue capturado en su totalidad, ya que los ensayos de laboratorio dieron como resultado un mayor número de ciclos para alcanzar la falla por licuación, comportamiento distinto al de la simulación en la que se presentó un menor número de ciclos, (2) en términos de esfuerzo cortante vs. deformación unitaria de corte, se observó que tampoco se capturó en su totalidad el comportamiento de estas curvas de los ensayos de laboratorio y (3) las curvas de resistencia cíclica obtenidas de la simulaciones

mostraron valores menores de CSR par aun mismo número de ciclos a la licuación, con respecto a las de los ensayos de laboratorio.

La calibración del caso 2, al basarse en capturar la tendencia de las curvas de la resistencia a la licuación de los ensayos de laboratorio, generó que los coeficientes de módulo de corte (G_o) y los parámetros de contracción (h_{po}) fueron más cercanos a los reportados en la literatura???. Otro aspecto importante como parte de este procedimiento, fue la disminución de la densidad relativa, permitiendo controlar la dilatancia, con lo que se obtuvo las siguientes consecuencias: (1) el comportamiento de los ensayos de laboratorio en términos de esfuerzo cortante vs. esfuerzo vertical, fue mejor capturado que en el Caso 1, ya que la simulación generó números de ciclos más aproximados a los obtenidos con los ensayos de laboratorio, (2) en términos de esfuerzo cortante vs. deformación unitaria de corte, se observó que se capturó el comportamiento de estas curvas de los ensayos de laboratorio y (3) las tendencias de las curvas de resistencia cíclica obtenidas de las simulaciones fueron similares a las tendencias promedios de los ensayos de laboratorio.

En resumen, es notorio que se obtienen mejores resultados en el Caso 2 con respecto al Caso 1, esto se asocia a que, en el primero, se buscó calibrar los parámetros en función de las tendencias promedios de los ensayos de laboratorio a diferencia del Caso 1, donde se buscó capturar los comportamientos de los ensayos de laboratorio de manera independiente.

Por otro lado, desde el punto de vista de tiempo de calibración de los parámetros del modelo constitutivo PM4Sand, el Caso 2 toma ventaja sobre el Caso 1. La calibración del Caso 2 tuvo menos iteraciones que la calibración del Caso 1. Esto se debe a que en el Caso 1 dos de los tres parámetros principales fueron calibraron (G_o y h_{po}) y la densidad relativa (D_r) fue basada en los valores reportados de los ensayos de laboratorio, mientras que, para el Caso 2, solamente se calibró el valor de h_{po} , obteniéndose los otros dos parámetros (D_r , G_o) mediante correlaciones semi-empíricas con respecto a la resistencia cíclica de la curva de los ensayos de laboratorio.

6.3 Influencia del tipo de calibración en el análisis de respuesta de sitio

Los resultados del análisis de respuesta de sitio del Caso 1 y Caso 2, usando el grupo de parámetros de la calibración Caso 1 y Caso 2, respectivamente, son muy similares entre sí, con un ajuste razonablemente aceptable con los resultados del ensayo

centrífugo. La compatibilidad entre el tipo de ensayos de laboratorio a nivel de elementos de suelo y el modelo constitutivo PM4Sand utilizado para las calibraciones; así como, el enfoque del referido modelo en aproximar resultados a los de correlaciones semiempíricas y casos históricos son dos de los factores posiblemente más influyentes para la obtención de estos ajustes razonables de predicción.

Ambos casos logran capturar de manera aceptable las aceleraciones en la arena de densidad relativa igual 40% con respecto a la respuesta del ensayo centrífugo, aunque presentan una importante sobreestimación de las aceleraciones en altas frecuencias en el depósito profundo de arena densa. Esta limitante puede llegar a ser una gran desventaja para depósitos de suelos con intercalaciones de arenas densas, suelos mejorados por compactación y análisis sísmicos de estructuras rígidas de poca altura, donde se espera una acertada estimación de las aceleraciones espectrales a bajas frecuencias. Por tanto, esta sobreestimación deben ser estudiada con mayor detenimiento en investigaciones futuras.

La tasa de generación de la presión de poros es muy parecida para ambos casos, y a su vez, con los datos del ensayo centrifugo; sin embargo, la disipación de presión de poros no es necesariamente bien capturada por ninguno de los dos casos. Esto posiblemente se deba a que ninguno de los ensayos de laboratorio usados para la calibración considera la disipación de presión de poros.

El comportamiento esfuerzo-deformación de cada capa es mejor estimado con el Caso 2 que con el Caso 1, lo cual condujo a una mejor predicción de las máximas deformaciones al corte a lo largo de la columna de suelo. Este es importante cuando se realizan análisis de respuesta de sitio para estructuras subterráneas.

6.4 Análisis de repuesta de sitio usando el modelo constitutivo un análisis no lineal en DEEPSOIL versus PM4Sand

La columna de suelo con el análisis no lineal usando la plataforma DEEPSOIL, tuvo resultados razonables en términos de aceleraciones. Sin embargo, se puede observar que este análisis mayoritariamente sub-estima la relación de exceso de presión de poros en el estrato denso profundo y sobreestima las deformaciones máximas de corte en los estratos de arena suelta de manera considerable. Estos resultados evidencian las limitaciones de los modelos simplificados utilizados en este análisis, en los que se tienen estratos de suelos potencialmente licuables.

Por otra parte, los resultados de las simulaciones numéricas de columna de suelo realizadas en FLAC con el modelo constitutivo PM4Sand, presentan buenos ajustes con la respuesta del ensayo centrífugo, en términos de relación de excesos de presión de poros y deformaciones unitarias de corte. Por lo tanto, toma gran importancia la consideración de un modelo constitutivo elasto-plástico (como lo es el modelo PM4Sand) basado en estado crítico, que considera implícitamente todas estas variables.

Todas estas consideraciones conllevan a obtener mejores predicciones en términos no solo de aceleraciones, sino en términos de excesos de presión de poros y deformaciones por corte, respecto a otras simulaciones con modelos simplificados (DEEPSOIL) que son más usadas en la práctica.

6.5 Recomendaciones

En vista de que en la práctica no se cuenta con resultados de ensayo centrífugo para realizar una comparación o validación de los resultados numéricos, se recomienda realizar ensayos de laboratorio a nivel de elementos de suelo compatibles con modelos constitutivos (como el PM4Sand basado en estado crítico) y calibrar sus parámetros para la realización de un análisis de respuesta de sitio o de un análisis no lineal de interacción suelo - estructura. Previo a la realización de estos de análisis más sofisticados se sugiere realizar un análisis teórico inicial del potencial de licuación de suelos, haciendo uso de marcos teóricos basados en desempeño sísmico.

El uso de análisis de respuesta de sitio no lineal con programas como DEEPSOIL, es una buena primera aproximación, debido a su simplificado procedimiento de modelación y su acertada predicción de las aceleraciones máximas del terreno. Sin embargo, para suelos licuables donde la estimación de los excesos de presión de poros y las deformaciones al corte es de alta importancia, es recomendable hacer un análisis más sofisticado con un modelo constitutivo como el PM4Sand que capture de mejor manera el comportamiento de este fenómeno.

REFERENCIAS

- Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., y Bouckovalas, G. D. (2010). Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geotechnical structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 895–911. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.04.001>
- Armstrong, R. J. (2018). Numerical analysis of LEAP centrifuge tests using a practice-based approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 793–803. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.06.025>
- Arulanandan, K, y Scott, R. (1994). Verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems. Vol. 2. In *Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema*.
- Arulanandan, Kandiah, y Scott, R. (1993). Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. *Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema*.
- Badanagki, M. (2019). Centrifuge modeling of dense granular columns in layered liquefiable soils with varying stratigraphy and overlying structures. *Doctorate Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado*, 1–412.
- Badanagki, M., Dashti, S., Paramasivam, B., y Tiznado, J. C. (2019). How do granular columns affect the seismic performance of non-uniform liquefiable sites and their overlying structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125, 105715. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105715>
- Bardet, J., Huang, Q., y Chi, S. (1993). Numerical prediction for model No 1. In *Proc., Int. Conf. on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Edited by K. Arulanandan and R. F. Scott*, 67-86. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema.
- Boulanger, R.W and Idriss, I. . . (2014). CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures. *Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering College of Engineering, University of California at Davis , REPORT NO. UCD/CGM-14/01 CENTER*, 134.
- Boulanger. (2003). Relating K_{σ} to Relative State Parameter Index. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(8), 770–773.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:8\(770\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:8(770))

- Boulanger, R., y Ziotopoulou, K. (2015). PM4Sand Version 3: A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications. In *Davis, CA: Center for Geotechnical Modeling, Univ. of California*. Report No. UCD/CGM-15/01 Center.
- Carlton, B. (2014). An Improved Description of the Seismic Response of Sites with High Plasticity Soils , Organic Clays , and Deep Soft Soil Deposits. *Doctorate Thesis, Department y in Civil and Environmental Engineering, University of California*, 1–823.
- Carraro, J., Bandini, P., y Salgado, R. (2003). Liquefaction Resistance of Clean and Nonplastic Silty Sands Based on Cone Liquefaction Resistance. *Journal of Geotchnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(11), 965–976. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:11\(965\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:11(965))
- Dafalias, Y. F., y Manzari, M. T. (2004). Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6), 622–634. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2004\)130:6\(622\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(622))
- Ekstrom, L. T., y Ziotopoulou, K. (2017). Seismic Response of Liquefiable Sloping Ground : Validation of Class B Predictions a gainst the LEAP Centrifuge Tests. In *Geotechnical Frontiers* (pp. 342–351).
- El Ghoraiby, M., Park, H., y Manzari, M. T. (2020). *Chapter 3. Physical and Mechanical Properties of Ottawa F65 Sand*. 45–67.
- Hashash, Y. (2018). Nonlinear and Equivalent Linear Seismic Site Response of One - Dimensional Soil Columns. *Deepsoil 7.0, User Manual, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign*, 1–169.
- Hussain, A. (2020). Site Response Analyses of Liquefiable Soil Profiles Under Multiple Shaking Events : Validation of Numerical Models Against Centrifuge Model Tests. *Masterate Thesis, Deparment Civil and Environmental Engineering, University of California (in Davis)*.
- Idriss, I., y Boulanger, R. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. *Monograph MNO-12. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 Pp*.
- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *Proc. of the 11th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, 1: 321-376.

- Itasca. (2011). FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua, Online Manual Table of Contents. *Version 7.0*.
- Jefferies, M. (1993). Nor-Sand: A simple critical state model for sand. *Geotechnique* 43, No.1, 91–103.
- Jefferies, M., y Been, K. (2006). *Licuefacción del suelo: un enfoque de estado crítico 1ª edición*.
- Karimi, Z., y Dashti, S. (2016). Numerical and Centrifuge Modeling of Seismic Soil–Foundation–Structure Interaction on Liquefiable Ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(1), 04015061. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001346](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001346)
- Kutter, B. L., Carey, T. J., Hashimoto, T., Zeghal, M., Abdoun, T., Kokkali, P., Madabhushi, G., Haigh, S. K., Burali d'Arezzo, F., Madabhushi, S., Hung, W. Y., Lee, C. J., Cheng, H. C., lai, S., Tobita, T., Ashino, T., Ren, J., Zhou, Y. G., Chen, Y. M., ... Manzari, M. T. (2015). LEAP-GWU-2015 experiment specifications, results, and comparisons. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 616–628. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.05.018>
- Kutter, B. L., Manzari, M. T., y Zeghal, M. (2017). *Model Tests and Numerical Simulations of Liquefaction and Lateral Spreading LEAP-UCD-2017*. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-22818-7>
- Luque, R., y Bray, J. D. (2020). Dynamic soil-structure interaction analyses of two important structures affected by liquefaction during the Canterbury earthquake sequence. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 133. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.106026>
- Manzari, M. T., Ghoraiyby, M. El, Kutter, B. L., Zeghal, M., Abdoun, T., Arduino, P., Armstrong, R. J., Beaty, M., Carey, T., Chen, Y., Ghofrani, A., Gutierrez, D., Goswami, N., Haigh, S. K., Hung, W. Y., lai, S., Kokkali, P., Lee, C. J., Madabhushi, S. P. G., ... Ziotopoulou, K. (2017). Liquefaction experiment and analysis projects (LEAP): Summary of observations from the planning phase. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1–30. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.05.015>
- Matasović, N., y Vucetic, M. (1993). Cyclic characterization of liquefiable sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(11), 1805–1822. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1993\)119:11\(1805\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:11(1805)).

- Matasović, N., y Vucetic, M. (1995). Generalized Cyclic-Degradation-Porepressure Generation Model for Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(1), 33–42.
- Menq, F.-Y. (2003). Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils. In *Ph.D. dissertation, Dept. of Civil, Architectural and Environmental Engineering, Univ. of Texas at Austin*.
- Olarte, J., Paramasivam, B., Dashti, S., Liel, A., y Zannin, J. (2017). Centrifuge modeling of mitigation-soil-foundation-structure interaction on liquefiable ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 304–323. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.03.014>
- Paramasivam, B., Dashti, S., y Liel, A. (2019). Impact of Spatial Variations in Permeability of Liquefiable Deposits on Seismic Performance of Structures and Effectiveness of Drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(8), 04019030. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002054](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002054)
- Parra, A. (2016). Ottawa F-65 Sand Characterization. In *Doctorate thesis, Department Engineering Civil and Environmental Engineering, University of California (in Davis)*.
- Phillips, C., y Hashash, Y. M. A. (2009). Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 1143–1158. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.01.004>
- Popescu, R., y Prevost, J. H. (1995). Comparison between VELACS numerical “class A” predictions and centrifuge experimental soil test results. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 14, 79–92.
- Puebla, H., Byrne, P. M., y Phillips, R. (1997). Analysis of CANLEX liquefaction embankments: Prototype and centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 641–657.
- Ramirez, J. (2019). Performance of Inelastic Structures on Mitigated and Unmitigated Liquefiable Soils: Evaluation of Numerical Simulations With Centrifuge Tests. *Doctorate Ph.D. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado*.
- Ramirez, J., Barrero, A. R., Chen, L., Dashti, S., Ghofrani, A., Taiebat, M., y Arduino, P. (2018). Site Response in a Layered Liquefiable Deposit: Evaluation of Different

Numerical Tools and Methodologies with Centrifuge Experimental Results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(10), 04018073. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001947](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001947)

Schnabel, P. B., Lysmer, J. y Seed, H. B. (1972). SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. *Earthquake Engineering Research Center - Report No. EERC 72-12*.

Seed, H. B., y Idriss, I. M. (1970). A simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potencial. *Earthquake Engineering Research Center - Report No. EERC 70-9*.

Seed, R., Cetin, R., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R., Bray, J., Kayen, R., y Faris, A. (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework. *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California*.

Tiznado, J. C., Dashti, S., Ledezma, C., Wham, B. P., y Badanagki, M. (2020). Performance of Embankments on Liquefiable Soils Improved with Dense Granular Columns: Observations from Case Histories and Centrifuge Experiments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(9), 04020073. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002309](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002309)

Tsegaye, A. B. (2010). PLAXIS Liquefaction Model. *Report No. 1." PLAXIS Knowledge Base*.

Yang, Z., Lu, J., y Elgamal, A. (2008). OpenSees Soil Models and Solid-Fluid Fully Coupled Elements, Version 1. *Version 1.0 , User's Manual. Department of Structural Engineering, Universidad of California (in Santiago)*, 1–25.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R., Arango, I., Castro, G., Christian, J., Dobry, R., Liam, W. ., Harder, L., Hynes, M., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W., Martin, G., Mitchell, J., Yoshiharu., M., Power, M., Robertson, P., ... Stokoe, K. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), 817–833. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:10\(817\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817))

Ziotopoulou, K. (2018). Seismic response of liquefiable sloping ground: Class A and C numerical predictions of centrifuge model responses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 744–757.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.01.038>