



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**APLICACIÓN DE MODELO CONSTITUTIVO AVANZADO EN EL ANÁLISIS
DINÁMICO 3D DE UN TRANQUE DE RELAVES EN CHILE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ALBERTO ALFONSO BARD UGARTE

PROFESORA GUÍA:
CATALINA ÁLVAREZ SCHENK

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
CÉSAR PASTÉN PUCHI
PATRICIO GÓMEZ PÉREZ

Este trabajo ha sido financiado por Itasca Chile

SANTIAGO DE CHILE
2019

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Ingeniero Civil con Mención en
Estructuras, Construcción y Geotecnia.
POR: Alberto Alfonso Bard Ugarte
FECHA: 06/09/2019
PROFESORA GUÍA: Catalina Álvarez Schenk

APLICACIÓN DE MODELO CONSTITUTIVO AVANZADO EN EL ANÁLISIS DINÁMICO 3D DE UN TRANQUE DE RELAVES EN CHILE

Para definir un sistema de disposición de relaves, se debe llevar a cabo un conjunto de estudios técnicos desde la etapa de investigación hasta el cierre del depósito con el fin de garantizar la estabilidad física y química de éste. En particular, en la etapa de diseño, es práctica habitual que se utilicen modelos numéricos para estudiar el comportamiento de los depósitos tanto en situación estática como dinámica. En esta última, un factor relevante a estudiar en regiones sísmicas es el potencial de licuación, debido a que es uno de los principales riesgos geotécnicos durante los terremotos. El objetivo principal de este estudio es la aplicación del modelo constitutivo avanzado P2PSand (Cheng, 2018), basado en la teoría del estado crítico de los suelos, en un análisis dinámico 3D del muro de un tranque de relaves en Chile. Este modelo representa el desarrollo más reciente en la búsqueda de una representación precisa del comportamiento de materiales granulares sometidos a cargas cíclicas.

En primer lugar, se revisó empíricamente la respuesta sísmica de presas en Chile según dos métodos de estimación de daño (Pells & Fell, 2002; Swaisgood, 2013). Luego, en base a datos de ensayos de laboratorio existentes para arena proveniente del muro de un tranque de relaves en Chile, se calibraron los parámetros que constituyen el modelo P2PSand, el cual previo al análisis dinámico tridimensional se utilizó en una simulación de respuesta libre del suelo y en un análisis dinámico bidimensional de un muro de un tranque de relaves. Los resultados de dicho análisis se comparan con los resultados del mismo análisis pero aplicando el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb con esquemas de amortiguamiento de Rayleigh e histerético. En este último se utilizó el complemento a la degradación que permite establecer un límite inferior al factor de degradación del módulo de corte.

Los resultados de este estudio entregaron las siguientes conclusiones: 1) El método de Swaisgood predice de mejor manera, de acuerdo a lo observado, el nivel de daño en presas en Chile según el asentamiento relativo en el coronamiento; 2) P2PSand es capaz de simular de manera concordante a lo observado en terreno el comportamiento de un muro de arena de un tranque de relaves sometido a un sismo real; y 3) Se observan notorias mejoras de los resultados al considerar el complemento a la degradación en el esquema histerético incluido en *FLAC3D* recomendando su uso en caso de no utilizar modelos avanzados.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mi familia por el constante apoyo durante estos años, en especial en el largo recorrido hasta llegar a la Universidad de Chile.

Agradezco a mi profesora guía Catalina Álvarez, por introducirme al modelamiento numérico y por el apoyo brindado en estos siete meses en Itasca Chile. Agradezco a Patricio Gómez, por la confianza depositada en mí para realizar este trabajo y aceptar ser parte de la comisión.

Quisiera agradecer al profesor César Pastén, primero por introducirme en el ámbito de la geotecnia a través de las clases en la Universidad y luego por aceptar ser parte de este trabajo como co-guía, siempre con excelente disposición a reunirse, entregando feedback y consejos desde la elaboración del temario del trabajo.

Agradezco a la gente de Itasca Chile por estos gratos siete meses y por siempre estar dispuestos a ayudar. En especial, quisiera agradecer a Pascale Rousé y Andrés Panes que fueron un apoyo fundamental en la realización de este trabajo de título. Gracias por el tiempo dedicado. Por último, quiero agradecer a Martin Brown, ya que gracias a su gestión pude llegar a Itasca Chile.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. Objetivo General.....	2
1.2.2. Objetivos Específicos.....	2
1.3. Metodología	3
1.4. Estructura del trabajo	4
2. MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Tranques de relaves.....	6
2.2. Evaluación empírica de la respuesta sísmica de presas	8
2.2.1. Método de Pells & Fell (2002)	8
2.2.2. Método de Swaisgood (2013).....	8
2.3. Teoría del estado crítico	11
2.4. Fenómeno de licuación.....	14
2.4.1. Movilidad cíclica.....	14
2.4.2. Falla de flujo	15
2.5. Herramienta de análisis numérico <i>FLAC3D</i>	16
2.5.1. Uso general de <i>FLAC3D</i>	16
2.5.2. Consideraciones en modelamiento dinámico en <i>FLAC3D</i>	17
2.5.3. Esquemas de amortiguamiento en <i>FLAC3D</i>	20
2.6. Modelo constitutivo avanzado P2PSand	24
3. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA EMPÍRICA DE PRESAS EN CHILE.	28
3.1. Método de Pells & Fell (2002)	28
3.2. Método de Swaisgood (2013)	30
3.3. Comparación de resultados	32
4. CALIBRACIÓN MODELO CONSTITUTIVO AVANZADO P2PSAND.	34
4.1. Parámetros geotécnicos arena de relaves.....	34
4.2. Calibración de la ley elástica.....	34
4.3. Calibración del potencial de licuación.....	37
4.4. Calibración curvas de degradación y amortiguamiento	43
4.5. Resumen parámetros de calibración P2PSand	44
5. ESTUDIO COMPARATIVO DE ESQUEMAS DE AMORTIGUAMIENTO	45
5.1. Calibración del amortiguamiento histerético	47
5.1.1. Función “default”	48
5.1.2. Función “sigmoidal-3”.....	49
5.2. Comparación entre esquemas de amortiguamiento en <i>FLAC3D</i>	50
5.2.1. Resultados con amortiguamiento histerético.....	51
5.2.2. Resultados con amortiguamiento de Rayleigh	55
5.2.3. Resultados con P2PSand	57
5.2.4. Comparación de resultados.....	59

6. APLICACIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO P2PSAND EN GEOMETRÍA 2D DE UN EJEMPLO DE TRANQUE DE RELAVES.....	61
6.1. Propiedades de los materiales	61
6.2. Propiedades del sismo de análisis	62
6.3. Resultados simulaciones con P2PSand	62
6.3.1. Efecto del amortiguamiento de Rayleigh.....	62
6.4. Resultados simulaciones con Mohr-Coulomb	64
6.4.1. Efecto del amortiguamiento	64
6.4.2. Efecto de la degradación.....	68
6.5. Comparación de resultados	70
7. APLICACIÓN DEL MODELO P2PSAND EN EL ANÁLISIS DINÁMICO 3D DE UN TANQUE DE RELAVES EN CHILE.	72
7.1. Propiedades de los materiales	73
7.2. Propiedades del sismo de análisis	74
7.3. Consideraciones en el modelo <i>FLAC3D</i> del tranque de relaves	76
7.4. Resultados	76
7.4.1. Resultado estudio anterior (Itasca Chile)	77
7.4.2. Resultado simulación con modelo avanzado P2PSand	79
7.4.3. Evaluación del nivel de daño	82
8. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	84
9. CONCLUSIONES.....	89
10. BIBLIOGRAFÍA.....	90
A. GRÁFICOS SIMULACIONES TRIAXIALES CÍCLICOS <i>FLAC3D</i>.....	95
B. PROCESO DE DECONVOLUCIÓN EN <i>DEEPSOIL</i>.....	100
C. EFECTO DEL AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH.....	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Clasificación de daño (Pells & Fell, 2002).....	8
Tabla 2.2: Nivel relativo de daño (Swaisgood, 2013).....	10
Tabla 2.3: Parámetros P2PSand.....	27
Tabla 3.1: Datos recopilados para análisis estadístico de presas.....	28
Tabla 3.2: Comparación nivel de daño - Método Pells & Fell.....	29
Tabla 3.3: Desglose base de datos método de Pells & Fell.....	29
Tabla 3.4: Comparación nivel de daño - Método Swaisgood.....	30
Tabla 3.5: Distribución altura presas - Método de Swaisgood.....	31
Tabla 3.6: Ajuste nivel de daño - Método de Pells & Fell.....	32
Tabla 4.1: Parametrización geotécnica arena de relaves.....	34
Tabla 4.2: Valores de G_0 para arena de relaves en estudio.....	36
Tabla 4.3: Resultados triaxiales cíclicos de laboratorio.....	37
Tabla 4.4: Simulaciones triaxial cíclico <i>FLAC3D</i> - $\sigma'_0= 100$ [kPa].....	38
Tabla 4.5: Simulaciones triaxial cíclico <i>FLAC3D</i> - $\sigma'_0= 1000$ [kPa].....	38
Tabla 4.6: Simulaciones triaxial cíclico <i>FLAC3D</i> - $\sigma'_0= 2000$ [kPa].....	38
Tabla 4.7: Ajuste K_{cyc} - $\sigma'_0= 1000$ [kPa].....	39
Tabla 4.8: Ajuste K_{cyc} - $\sigma'_0= 2000$ [kPa].....	39
Tabla 4.9: Resultados simulaciones para cada K_{cyc} - $\sigma'_0= 100$ [kPa].....	39
Tabla 4.10: Resultados simulaciones para cada K_{cyc} - $\sigma'_0= 1000$ [kPa].....	40
Tabla 4.11: Resultados simulaciones para cada K_{cyc} - $\sigma'_0= 2000$ [kPa].....	41
Tabla 4.12: Resumen parámetros P2PSand – Arena en estudio.....	44
Tabla 5.1: Comparación <i>peak</i> de aceleración horizontal.....	59
Tabla 5.2: Comparación <i>peak</i> de aceleración vertical.....	59
Tabla 6.1: Propiedades de los materiales - Modelo 2D tranque de relaves.....	62
Tabla 6.2: Características registro horizontal - Sismo operacional.....	62
Tabla 6.3: Características registro vertical - Sismo operacional.....	62
Tabla 6.4: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto Rayleigh (P2PSand).....	63
Tabla 6.5: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto amortiguamiento (M-C).....	65
Tabla 6.6: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto degradación.....	68
Tabla 7.1: Propiedades de la roca basal.....	73
Tabla 7.2: Propiedades de la roca basal meteorizada.....	73
Tabla 7.3: Propiedades de las gravas fluviales.....	73
Tabla 7.4: Propiedades del muro de partida.....	74
Tabla 7.5: Propiedades de las lamas.....	74
Tabla 7.6: Características componente longitudinal del sismo.....	74
Tabla 7.7: Características componente transversal del sismo.....	74
Tabla 7.8: Características componente vertical del sismo.....	75
Tabla 7.9: Evaluación nivel de daño - Método de Pells & Fell.....	82
Tabla 7.10: Evaluación nivel de daño - Método de Swaisgood.....	82

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Partes de un depósito de relaves (Carvajal, 2018)	6
Figura 2.2: Método de construcción Aguas Arriba (MSHA, 2010)	7
Figura 2.3: Método de construcción Eje Central (MSHA, 2010)	7
Figura 2.4: Método de construcción Aguas Abajo (MSHA, 2010)	7
Figura 2.5: Asentamiento en coronamiento en función del PGA (Swaigood, 2013)	9
Figura 2.6: Asentamiento en el coronamiento en función del PGA y M_w (Swaigood, 2013)	11
Figura 2.7: Ejemplo línea de estado crítico (CSL) en planos q-p' y e-p' (Schofield & Wroth, 1968)	12
Figura 2.8: Definición del parámetro de estado (Been & Jefferies, 1985)	12
Figura 2.9: Superficie limite (Schofield & Wroth, 1968)	13
Figura 2.10: Casos movilidad cíclica (Kramer, 1996)	14
Figura 2.11: Zona susceptible a movilidad cíclica, Kramer (1996)	15
Figura 2.12: Falla de flujo con carga estática y cíclica, Kramer (1996)	15
Figura 2.13: Zona susceptible a falla de flujo, Kramer (1996)	16
Figura 2.14: Sismo de entrada en <i>FLAC3D</i>	18
Figura 2.15: Caso base rígida (Itasca Consulting Group, 2019)	19
Figura 2.16: Caso base flexible (Itasca Consulting Group, 2019)	19
Figura 2.17: Variación del amortiguamiento crítico normalizado en función de la frecuencia angular (Itasca Consulting Group, 2019)	21
Figura 2.18: Curva de histéresis típica (Ishihara, 1996)	22
Figura 2.19: Degradación de módulo (Seed & Idriss, 1970) y amortiguamiento (Idriss, 1990)	23
Figura 3.1 Asentamiento en coronamiento en función del PGA (Swaigood, 2013) incluyendo casos de estudio (presas en Chile)	30
Figura 3.2: Comparación de resultados – Curva método de Swaigood	31
Figura 4.1: G_0 en función de la densidad relativa	36
Figura 4.2: Gráficos ensayos triaxiales cíclicos de laboratorio	37
Figura 4.3: Simulaciones triaxial cíclico <i>FLAC3D</i> para cada $K_{cyc} - \sigma'_{0} = 100$ [kPa]	40
Figura 4.4: Simulaciones triaxial cíclico <i>FLAC3D</i> para cada $K_{cyc} - \sigma'_{0} = 1000$ [kPa]	40
Figura 4.5: Simulaciones triaxial cíclico <i>FLAC3D</i> para cada $K_{cyc} - \sigma'_{0} = 2000$ [kPa]	41
Figura 4.6: Resultados calibración potencial de licuación	42
Figura 4.7: (a) Curvas de degradación y amortiguamiento para arena de relaves; (b) Razón de corte (q/p'_{0}) vs deformación de corte (γ)	43
Figura 5.1: Aceleración horizontal superficial	45
Figura 5.2: Aceleración vertical superficial	46
Figura 5.3: Deconvolución registro superficial	46
Figura 5.4: Curva degradación - Función default	48
Figura 5.5: Curva amortiguamiento - Función default	49
Figura 5.6: Curva degradación - Función sigmoidal-3	49
Figura 5.7: Curva amortiguamiento - Función sigmoidal-3	50
Figura 5.8: Ilustración problema comparación de esquemas de amortiguamiento	50
Figura 5.9: Comparación registros de aceleración horizontal – Histerético RM0	51
Figura 5.10: Pseudo-espectros de aceleración horizontal - Histerético RM0	51
Figura 5.11: Comparación registros de aceleración vertical – Histerético RM0	52
Figura 5.12: Pseudo-espectros de aceleración vertical - Histerético RM0	52

Figura 5.13: Comparación registros de aceleración horizontal – Histerético RM0.1	53
Figura 5.14: Pseudo-espectros de aceleración horizontal - Histerético RM0.1	53
Figura 5.15: Comparación registros de aceleración vertical – Histerético RM0.1	54
Figura 5.16: Pseudo-espectros de aceleración vertical - Histerético RM0.1	54
Figura 5.17: Comparación registros de aceleración horizontales – Rayleigh.....	55
Figura 5.18: Pseudo-espectros de aceleración horizontal – Rayleigh	55
Figura 5.19: Comparación registros de aceleración vertical – Rayleigh	56
Figura 5.20: Pseudo-espectros de aceleración vertical – Rayleigh	56
Figura 5.21: Comparación registros de aceleración horizontal – P2PSand	57
Figura 5.22: Pseudo-espectros de aceleración horizontal - P2PSand.....	57
Figura 5.23: Comparación registros de aceleración vertical – P2PSand	58
Figura 5.24: Pseudo-espectros de aceleración vertical - P2PSand.....	58
Figura 6.1: Modelo 2D - Sector muro de arena	61
Figura 6.2: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto Rayleigh (P2PSand)	63
Figura 6.3: Desplazamientos totales [m] - Modelo P2PSand	64
Figura 6.4: Comparación módulo de corte (G) en muro de arena – P2PSand y M-C....	65
Figura 6.5: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto amortiguamiento (M-C).....	66
Figura 6.6: Desplazamientos totales [m] – Histerético (M-C)	67
Figura 6.7: Desplazamientos totales [m] - Rayleigh (M-C).....	67
Figura 6.8: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto degradación (M-C).....	68
Figura 6.9: Desplazamientos totales [m] – Histerético RM0.....	69
Figura 6.10: Desplazamientos totales [m] - Histerético RM0.1.....	69
Figura 6.11: Desplazamientos totales [m] - Histerético RM0.2.....	69
Figura 6.12: Desplazamiento vertical coronamiento - Comparación P2PSand y M-C...	70
Figura 6.13: Comparación desplazamientos totales [m] – P2PSand y M-C.....	71
Figura 7.1: Geometría sección principal muro de arena	72
Figura 7.2: Modelo <i>FLAC3D</i> tranque de relaves	72
Figura 7.3: Registro de aceleraciones sismo de análisis medido en superficie aguas abajo del tranque de relaves	75
Figura 7.4: Desplazamientos totales vista en planta [m] - Caso histerético	77
Figura 7.5: Desplazamientos totales sección principal [m] - Caso histerético	77
Figura 7.6: Desplazamientos totales vista en planta [m] - Caso Rayleigh	78
Figura 7.7: Desplazamientos totales sección principal [m] - Caso Rayleigh	78
Figura 7.8: Desplazamiento vertical en el coronamiento – Estudio anterior.....	79
Figura 7.9: Desplazamientos totales vista en planta [m] – Caso P2PSand.....	79
Figura 7.10: Desplazamientos totales sección principal [m] – Caso P2PSand	80
Figura 7.11: Desplazamiento vertical coronamiento - P2PSand	80
Figura 7.12: Vista inferior zona saturada muro - Puntos de monitoreo	81
Figura 7.13: Razón de Incremento de presión de poros - P2PSand	81
Figura 7.14: Comparación de resultados según relación numérica del método de Swaisgood (2013)	83

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

En el contexto chileno la actividad minera, en particular la producción de cobre, es la base del crecimiento económico del país en donde se encuentra un 29,2% de las reservas de cobre del mundo que sumado a la inversión que se realiza posicionan a Chile internacionalmente como un país minero (Cantallopts, 2016). El relave, que corresponde al material con bajo contenido de minerales sin interés económico debe almacenarse en estructuras llamadas depósitos de relaves los cuales son definidos por el Decreto Supremo 248 (2007) como obras estructuradas en forma segura para la contención de relaves.

La definición de un sistema de disposición de relaves consta de un conjunto de estudios técnicos durante todo el desarrollo del proyecto para garantizar la estabilidad física y química del depósito y su entorno con el fin de proteger las personas y el medio ambiente (Decreto Supremo 248, 2007). En la etapa de diseño, modelos numéricos son utilizados para estudiar el comportamiento de los depósitos, por lo que el desarrollo de este estudio puede entregar una nueva herramienta de análisis para el diseño seguro de éstos.

Los modelos constitutivos avanzados se utilizan cada vez con mayor frecuencia en la práctica ingenieril para simular y estudiar el comportamiento de estructuras geotécnicas, tanto en situación estática como dinámica. En particular, para el estudio del fenómeno de licuación, se han desarrollado diversos modelos constitutivos, tales como el UBCSand (Beaty & Byrne, 2011) o SANISand (Dafalias & Manzari, 2004) por nombrar algunos, los cuales han tenido destacados méritos pero aun exhiben importantes limitaciones (Cheng, 2018). La preocupación de simular este fenómeno es que constituye uno de los principales riesgos de daños durante terremotos, particularmente en regiones de alta sismicidad como la costa del Pacífico. El estudio de la licuación comenzó a raíz de los dos terremotos devastadores de 1964 en Niigata, Japón y Alaska, Estados Unidos (Seed et al, 2003).

En relación a los modelos disponibles, UBCSand es un modelo que, dentro de sus ventajas, posee un ajuste semi-empírico de la curva de resistencia cíclica con relación al número de ciclos a la licuación teniendo en cuenta el efecto del confinamiento. Sin embargo, solo es aplicable a análisis bidimensionales necesitando distintas calibraciones para cada densidad utilizada, además de sobreestimar el amortiguamiento a grandes deformaciones. Por otro lado, el modelo SANISand, si bien es posible utilizarlo en análisis tridimensional con una calibración que entrega un único conjunto de parámetros para diferentes densidades relativas, no posee un ajuste semi-empírico a una curva de resistencia cíclica ni toma en cuenta el efecto del confinamiento inicial. Además este modelo, al igual que el UBCSand, sobreestima el amortiguamiento para grandes deformaciones. De estas limitaciones nace la necesidad de utilizar un modelo constitutivo que mejore los aspectos limitantes de los modelos anteriores, particularmente la sobreestimación del amortiguamiento a grandes deformaciones.

Un modelo que cumple con los requisitos anteriormente descritos es P2PSand (*Practical Two-Surface Plastic Sand Model*) (Cheng, 2018), el cual es una modificación

del modelo SANISand (DM04). Basado en la teoría del estado crítico de los suelos, P2PSand conserva la característica de que un conjunto de parámetros se utiliza para simular respuestas de diferentes densidades relativas y estados de tensiones iniciales (Cheng, 2018) y modifica todas las fórmulas relacionadas al índice de vacíos las cuales pasan a ser relacionadas con la densidad relativa (D_r). Por consiguiente, es un modelo orientado más a la práctica que busca capturar las características esenciales de la dinámica de suelos como los cambios volumétricos, el aumento de presiones de poros y la disipación de energía.

La disipación de energía del suelo conocida como amortiguación del material tiende a ser de carácter histerético, dónde la pérdida de energía en un ciclo de carga y descarga depende de la amplitud del ciclo. En modelos numéricos, el comportamiento de materiales granulares se puede representar a través de modelos constitutivos no lineales avanzados, capaces de reproducir el comportamiento del suelo considerando los efectos físicos que se producen o bien mediante modelos elasto-plásticos simples (por ejemplo, Mohr-Coulomb) los cuales necesitan un amortiguamiento adicional en el rango elástico de la respuesta donde no producen pérdida de energía.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

El objetivo principal de este estudio es la aplicación del modelo constitutivo avanzado P2PSand (Cheng, 2018) en el software de análisis numérico *FLAC3D* (Itasca Consulting Group, 2019) para realizar un análisis dinámico 3D de un tranque de relaves en Chile.

1.2.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos de este estudio, y detallados en la Sección 1.3, son los siguientes:

1. Revisar la respuesta sísmica empírica de presas en Chile.
2. Calibrar los parámetros que constituyen el modelo constitutivo P2PSand.
3. Realizar un estudio comparativo de los distintos esquemas de amortiguamiento en problemas dinámicos en *FLAC3D*.
4. Aplicar el modelo constitutivo P2PSand en modelo bidimensional de un tranque de relaves.
5. Realizar un análisis dinámico 3D de un tranque de relaves en Chile utilizando el modelo constitutivo P2PSand.

1.3. Metodología

- Revisión Bibliográfica

Se realizará una revisión bibliográfica enfocada en:

- Tranques de relaves
 - Métodos de evaluación de daño en presas.
 - Método de evaluación de daño según ancho máximo de grieta longitudinal y/o asentamiento relativo del coronamiento (Pells & Fell, 2002).
 - Método de evaluación de daño según asentamiento en coronamiento en función del PGA (Swaisgood, 2013).
 - Teoría del estado crítico
 - Fenómeno de licuación
 - Software de análisis numérico *FLAC3D*
 - Uso general de *FLAC3D*
 - Consideraciones en análisis dinámicos
 - Esquemas de amortiguamiento incluidos en *FLAC3D*
 - Uso del modelo constitutivo avanzado P2PSand
- Revisión de la respuesta sísmica empírica de presas en Chile.

Se revisará la información disponible para presas en Chile, utilizando la base de datos de Pells & Fell (2002) y Swaisgood (2013) además de datos recopilados por el estudio de Campaña et al. (2011) con el fin de contrastar las evaluaciones de daño observadas con las estimadas a partir de correlaciones desarrolladas ya sea en función de PGA y/o asentamientos relativos en el coronamiento (Pells & Fell, 2002; Swaisgood, 2013). Estas correlaciones han sido desarrolladas a partir de recopilaciones históricas de las respuestas de presas en del mundo ante diversos eventos sísmicos.

- Calibración del modelo constitutivo avanzado P2PSand para arena perteneciente al muro de un tranque de relaves en Chile.

La obtención de los parámetros que caracterizan el modelo constitutivo estará orientada a cubrir dos aspectos fundamentales en la respuesta de las arenas:

- 1) Potencial de licuación, a través de datos de ensayos triaxiales cíclicos a carga controlada realizados en la arena en estudio, disponibles en la librería técnica de Itasca Chile.
- 2) Ciclos de histéresis definidos por las curvas de degradación y amortiguamiento en función de la deformación de corte, obtenidos a partir de ensayos triaxiales cíclicos numéricos a presión media constante, también disponibles en la librería técnica de Itasca Chile. Como referencia, se utilizaron las curvas para arena establecidas por EPRI (1993).

- Estudio comparativo de los distintos esquemas de amortiguamiento en problemas dinámicos en *FLAC3D*.

Se realizará un testeo comparativo entre los distintos esquemas de amortiguamiento incluidos en *FLAC3D* (histerético y Rayleigh) además del esquema de amortiguamiento incluido en el modelo constitutivo avanzado P2PSand, similar a lo realizado por Manica et al. (2014). Para esto, se evaluará la simulación de la respuesta libre del suelo ante un registro real de aceleraciones.

Esto se llevará a cabo mediante un proceso de deconvolución de un registro real medido en superficie, el cual se realizará mediante el uso del software de propagación de onda unidimensional *DeepSoil* (*DeepSoil v7.0*, 2017), de tal forma de obtener el registro equivalente en la base del modelo *FLAC3D*. Este registro se utilizará para modelar la respuesta en superficie libre de un sitio ante las distintas alternativas de amortiguamiento, contrastando finalmente cada una de ellas con el registro real de aceleraciones en superficie.

- Aplicación del modelo constitutivo P2PSand en modelo 2D de un tranque de relaves.

Luego de obtener el conjunto de parámetros que caracteriza la arena de relaves en el modelo constitutivo avanzado P2PSand, se realizarán simulaciones en un modelo bidimensional de un ejemplo de tranque de relaves con el fin de analizar el comportamiento del mismo ante distintas condiciones de amortiguamiento. La geometría del modelo a utilizar será facilitada por Itasca Chile.

Los resultados obtenidos se compararán con simulaciones realizadas con modelo Mohr-Coulomb con los esquemas de amortiguamiento de Rayleigh e histerético. En este último se analizará tanto el uso de adición de amortiguamiento de Rayleigh como el efecto del límite inferior al factor de degradación.

- Aplicación del modelo constitutivo P2PSand en un análisis dinámico 3D de un caso real de tranque de relave en Chile

Se realizará un análisis dinámico 3D en *FLAC3D* de un caso real de un tranque de relaves en Chile sometido a un sismo. Los resultados obtenidos se compararán a los de un estudio anterior realizado por Itasca Chile. Al igual que para el caso bidimensional, la geometría del modelo tridimensional a utilizar será facilitada por Itasca Chile.

1.4. Estructura del trabajo

El presente trabajo de título se divide en los siguientes nueve capítulos:

Capítulo 1: Define el problema y los objetivos que tiene el trabajo, tanto general como específicos. Además, se presenta una metodología general para cumplir con los objetivos propuestos.

Capítulo 2: Se presenta el marco teórico con una revisión bibliográfica enfocada en tranques de relaves, la evaluación sísmica empírica de daño en presas, el estado crítico de los suelos y el fenómeno de licuación explicando la movilidad cíclica y la falla de flujo. Por otro lado, se detalla información del software de análisis numérico *FLAC3D* junto con los esquemas de amortiguamiento de Rayleigh e histerético además del modelo constitutivo avanzado P2PSand que se utilizará para el desarrollo de este trabajo.

Capítulo 3: Presenta la revisión de la respuesta sísmica empírica de presas en Chile mediante el estudio de los métodos de evaluación de daño de Pells & Fell (2002) y Swaisgood (2013).

Capítulo 4: Presenta la calibración del modelo constitutivo avanzado P2PSand para una arena de un tranque de relaves en Chile. Se expone la metodología de calibración, así como el conjunto de parámetros finales que caracterizan la arena en estudio en el modelo constitutivo.

Capítulo 5: Corresponde al estudio comparativo de los distintos esquemas de amortiguamiento en *FLAC3D* a través de la metodología presentada en la Sección 1.3. Se presenta tanto la calibración del amortiguamiento histerético para el caso en estudio, así como los distintos resultados obtenidos.

Capítulo 6: Presenta a la aplicación del modelo constitutivo, previamente calibrado, en diferentes análisis bidimensionales de un ejemplo de tranque de relaves. Se presenta los distintos casos analizados así como los resultados obtenidos.

Capítulo 7: Corresponde a la aplicación del modelo constitutivo para un análisis dinámico 3D de un caso real de tranque de relaves en Chile. Se presenta la metodología utilizada para llevar el análisis, los resultados obtenidos además de una comparación respecto al estudio previamente realizado por Itasca Chile.

Capítulo 8: Presenta un análisis y discusión de los resultados obtenidos en el desarrollo de este trabajo.

Capítulo 9: Se presentan las conclusiones con el fin de satisfacer los objetivos propuestos. Además, se recomiendan ideas para complementar y eventualmente mejorar los resultados obtenidos.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Tranques de relaves

Los tranques son presas que tienen por objetivo el depósito de relaves. La principal característica de estas estructuras geotécnicas, a diferencia de otros tipos de depósitos, es que el muro es construido por la fracción gruesa del relave que proviene de la operación realizada por un hidrociclón en donde se separan los sólidos gruesos de los más finos. La parte fina, denominada lama, se deposita en la cubeta del depósito (Ramírez, 2007).

Las distintas partes que componen un depósito de relaves, presentadas en la Figura 2.1, se detallan a continuación (Ramírez, 2007):

- Muro: Obra que permite contener las lamas, limitando la cubeta.
- Cubeta: Volumen físico disponible para el depósito de las lamas.
- Laguna de Aguas Claras: Laguna de clarificación que se forma en la cubeta debido a la sedimentación de las partículas sólidas.
- Drenaje: Sistema utilizado para drenar el agua al interior del muro, buscando deprimir al máximo el nivel freático en el interior de éste.
- Revancha: Diferencia menor en cota entre el coronamiento del muro de contención y la superficie vecina de la fracción de lamas (o superficie de agua).
- Coronamiento: Parte superior del muro de contención.
- Playa Activa: Zona donde se descargan las lamas en la cubeta.

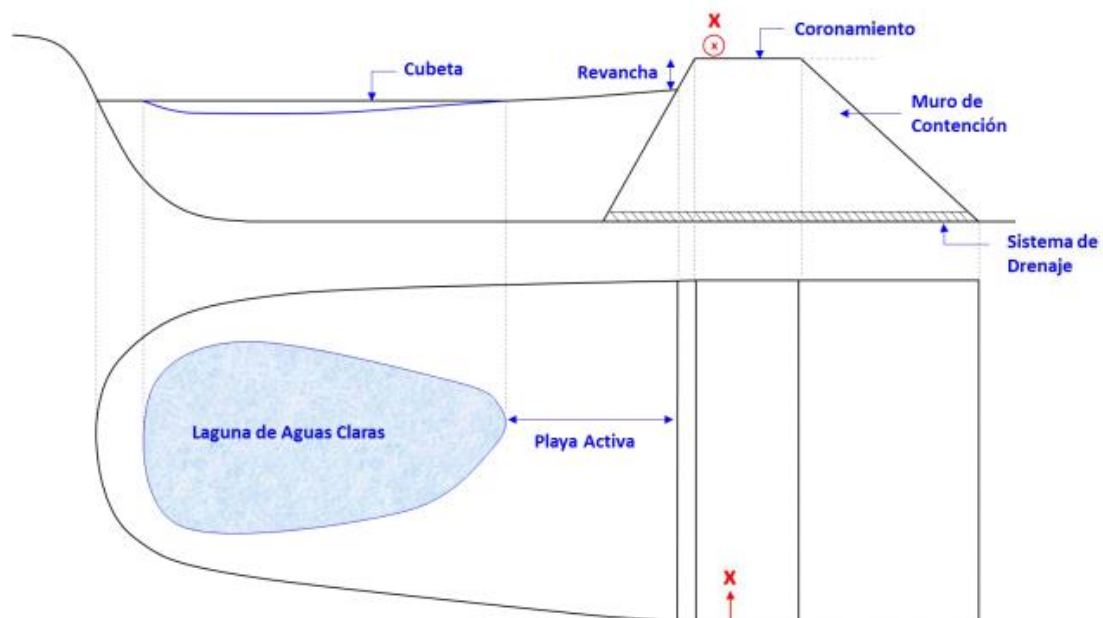


Figura 2.1: Partes de un depósito de relaves (Carvajal, 2018)

Los tranques de relaves en Chile son regulados de acuerdo con el Decreto Supremo 248 (2007) y la institución a cargo de éstos es el Servicio Nacional de Geología y Minería a través del Departamento de Depósitos de Relaves, el Departamento de

Gestión Ambiental y Cierre de Faenas y el Departamento de Seguridad Minera y Fiscalización.

Existen tres métodos de construcción, los cuales se basan en la elevación de muros de contención durante la operación del depósito que se inicia con un pequeño muro (muro de partida) el cual se eleva a medida que hay más lamas que depositar. Estos métodos de construcción son “Aguas Abajo”, “Eje o Línea Central” y “Aguas Arriba”. El último está prohibido en Chile desde 1970 debido a que representa una alternativa geotécnicamente desfavorable puesto que en cada levante del muro, éste se apoya sobre las lamas generando una mayor presión sobre éstas.

El método más utilizado y seguro es el de construcción Aguas Abajo, donde la dirección de crecimiento del muro genera un mayor sustento, apoyándose sobre arenas depositadas previamente. Acompañado de una correcta compactación, este método ofrece mayor estabilidad física. De la Figura 2.2 a 2.4 se presentan los tres métodos de construcción.

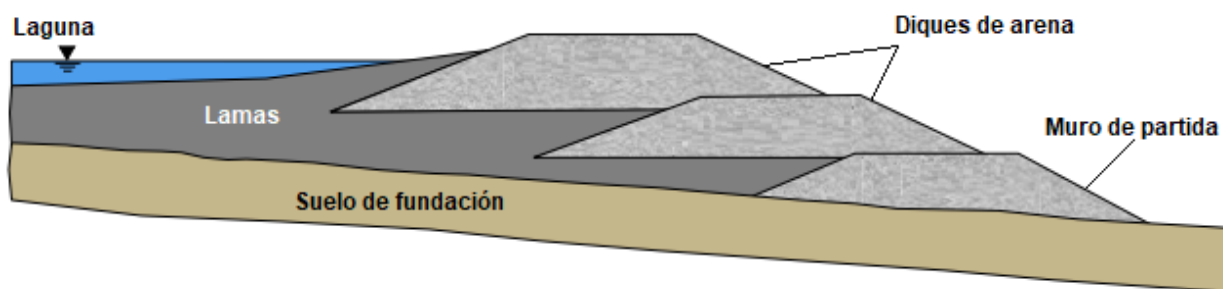


Figura 2.2: Método de construcción Aguas Arriba (MSHA, 2010)

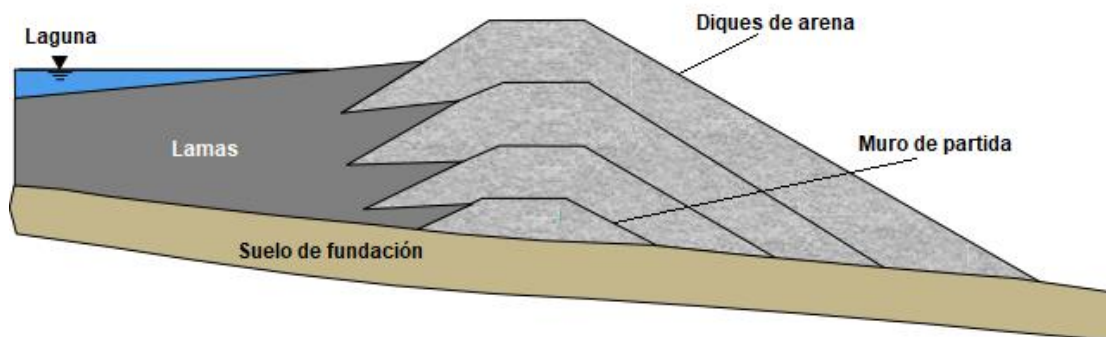


Figura 2.3: Método de construcción Eje Central (MSHA, 2010)

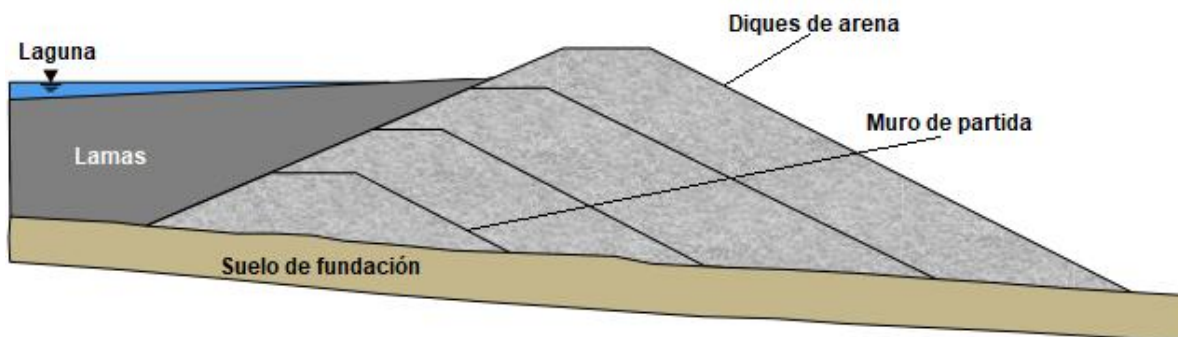


Figura 2.4: Método de construcción Aguas Abajo (MSHA, 2010)

2.2. Evaluación empírica de la respuesta sísmica de presas

En estudios de medios continuos, es común utilizar mediciones de deformaciones para la estimación cualitativa del posible daño en la estructura. Empíricamente, la estimación del daño se asocia con la deformación vertical en el coronamiento de la estructura debido a que es el parámetro cuantificado más mencionado en el daño presentado en una estructura en el recuento histórico (Swaigood, 2003).

2.2.1. Método de Pells & Fell (2002)

Steven Pells y Robin Fell, en el año 2002, propusieron una metodología con el fin de predecir, a partir de lo observado, el nivel de daño que puede sufrir una presa durante un evento sísmico. A partir de una base de datos de 77 presas, que van desde los 6 a 230 metros de altura, determinaron que son dos los parámetros que se relacionan directamente con el nivel de daño:

- El asentamiento vertical relativo máximo en el coronamiento, es decir la deformación en el coronamiento respecto a la altura total de la presa.
- El ancho máximo de grietas longitudinales.

En base al porcentaje de asentamiento relativo máximo o el ancho máximo de grieta longitudinal en función del comportamiento real de presas durante diferentes eventos sísmicos, los autores determinaron una clasificación que permite estimar el nivel de daño que sufrirá la presa. Ambos parámetros se relacionan directamente con el daño y los resultados se presentan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Clasificación de daño (Pells & Fell, 2002)

Clasificación de daño		Ancho máximo de grieta longitudinal (*) [mm]	Asentamiento relativo máximo en el coronamiento (**) [%]
Número	Descripción		
0	Sin daño o leve	< 10	< 0.03
1	Menor	10 a 30	0.03 a 0.2
2	Moderado	30 a 80	0.2 a 0.5
3	Mayor	80 a 150	0.5 a 1.5
4	Severo	150 a 500	1.5 a 5.0
5	Colapso	> 500	> 5.0

(*) Ancho máximo de cualquier grieta longitudinal
(**) Asentamiento relativo máximo en el coronamiento en relación a la altura de la estructura

2.2.2. Método de Swaisgood (2013)

J.R Swaisgood, en el año 2003 y actualizado el año 2013, elaboró un método con el objetivo de estimar la eventual deformación en el coronamiento de una presa en función del comportamiento real de éstas durante terremotos pasados. Swaisgood recopiló información de 82 presas con alturas que varían entre los 10 y 235 metros sometidas a terremotos de distintos países tales como Estados Unidos, México, Japón, Chile,

Filipinas, Taiwán, Nueva Zelanda y Perú. El resultado de ésta se muestra en la Figura 2.5.

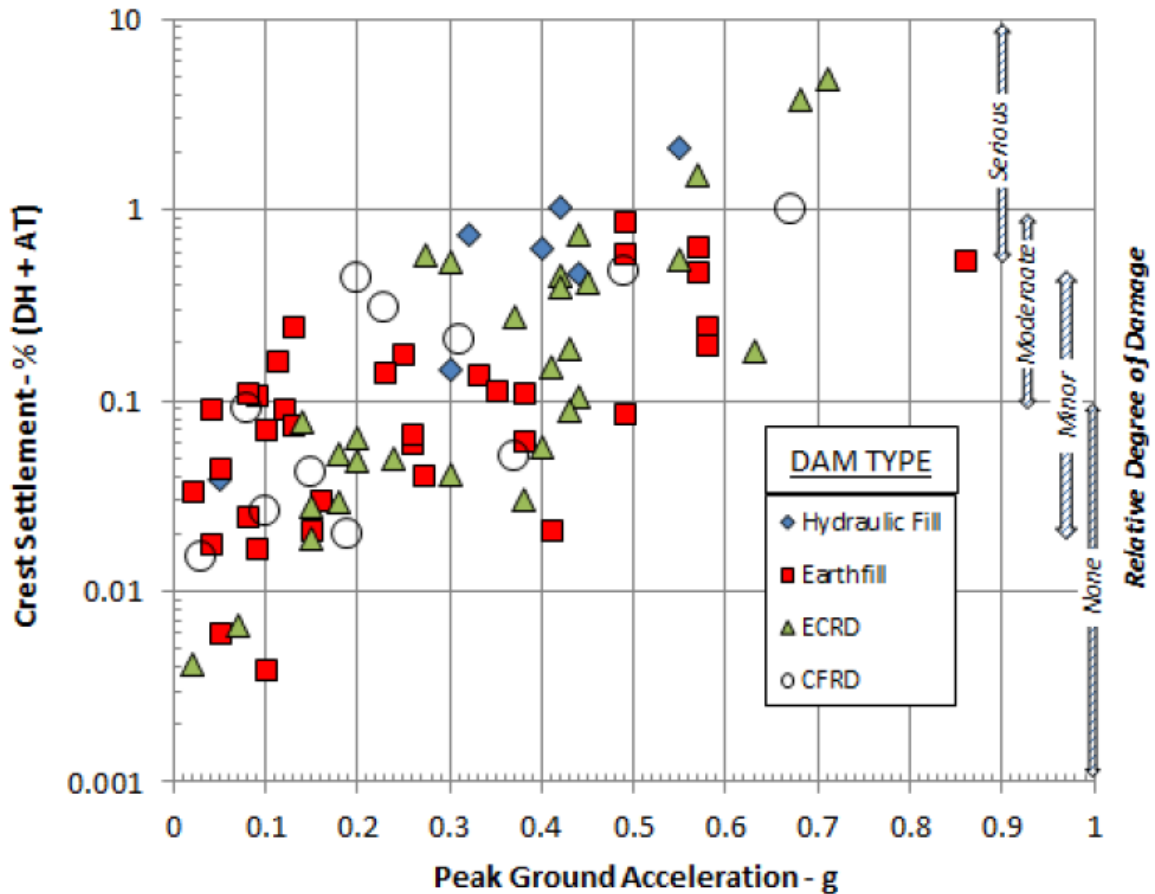


Figura 2.5: Asentamiento en coronamiento en función del PGA (Swaigood, 2013)

El asentamiento en el coronamiento determinado por Swaigood (2013) se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\% \text{ Asentamiento Coronamiento} = \frac{\Delta}{DH + AT} * 100 \quad (1)$$

Donde:

- Δ : Deformación vertical en el coronamiento [m]
- DH: Altura de la presa [m]
- AT: Espesor del suelo de fundación aluvial [m]

Si el espesor del suelo de fundación aluvial es desconocido se considera igual a 0 para el cálculo del porcentaje de asentamiento en la presa (Swaigood, 2013).

El daño relativo en la presa, obtenido de la Figura 2.5, se presenta en la Tabla 2.2 en donde se observa que, a diferencia del criterio anterior, el daño máximo correspondería a la categoría de “severo”, sin existir la distinción con “colapso”, permitiendo una interpretación más genérica para el caso con una deformación mayor a 1%.

Tabla 2.2: Nivel relativo de daño (Swaisgood, 2013)

Asentamiento Coronamiento [%]	Nivel de daño relativo
Menor a 0.02	Sin daño
0.02 a 0.1	Sin daño-Menor
0.1 a 0.5	Menor-Moderado
0.5 a 1.0	Moderado-Severo
Mayor a 1.0	Severo

Los datos recopilados fueron analizados mediante regresión estadística con el fin de identificar los factores más influyentes en la deformación y daño de presas durante eventos sísmicos. Swaisgood determinó que los factores con mayor efecto en el asentamiento del coronamiento son:

- *Peak Horizontal Ground Acceleration (PGA)*: Medido o estimado en la roca del sitio de la presa. En general, las presas que experimentan mayores PGA sufren mayores deformaciones y daños.
- Magnitud (M_w): La relación entre la magnitud de momento del evento sísmico y el asentamiento en el coronamiento, al igual que para el PGA, es directamente proporcional.

Para las demás variables analizadas, dentro de las cuales se encuentran el tipo de presa, la distancia a la fuente sísmica, la altura de la presa entre otros se encontró que la relación con el asentamiento producido en el coronamiento es mínima. De la regresión estadística, Swaisgood (2013) determinó una relación matemática entre el asentamiento del coronamiento y los dos factores ya mencionados dada por la ecuación (2) y expuesta gráficamente en la Figura 2.6.

$$\% \text{Asentamiento Coronamiento} = e^{(5.7PGA+0.47M_w-7.22)} \quad (2)$$

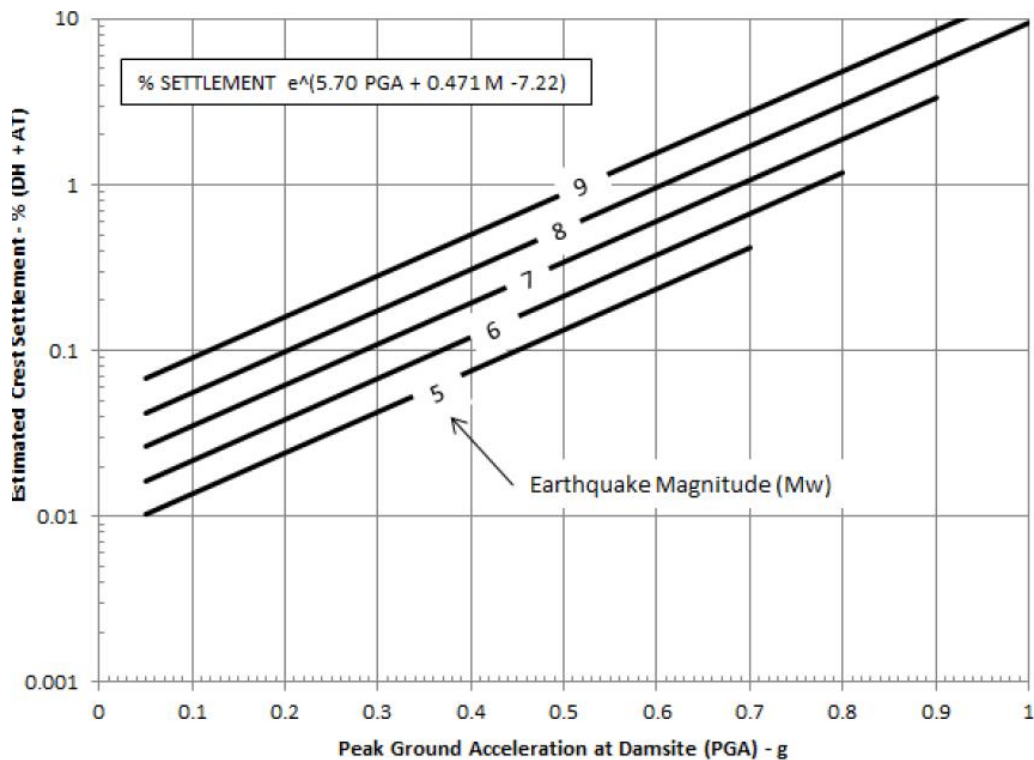


Figura 2.6: Asentamiento en el coronamiento en función del PGA y M_w (Swaisgood, 2013)

2.3. Teoría del estado crítico

En 1936, luego de una serie de estudios, Casagrande concluye que al deformar por corte una arena, el volumen disminuye cuando ésta se encuentra en estado suelto (contractivo) mientras que en estado denso aumenta (dilatante). A su vez, determinó que ambos estados tienden al mismo índice de vacío final el cual denomina índice de vacío crítico (CVR por su sigla en inglés) en el cual el suelo es sometido a deformación sin cambio volumétrico. Bajo este supuesto, Casagrande define que el índice de vacío crítico está relacionado únicamente con la presión efectiva de confinamiento y denomina *Critical Void Ratio Line* a la curva que relaciona estos dos parámetros, estableciendo así el estado de un suelo en término de su índice de vacío y presión de confinamiento efectiva utilizando la curva CVR para delimitar los estados que presentan un comportamiento contractivo y dilatante.

En 1958 Kenneth Roscoe y sus colaboradores, mediante ensayos de corte simple, extienden el concepto de *Critical Void Ratio* de Casagrande e introducen el concepto de estado crítico al estado en donde la deformación irreversible continua indefinidamente sin cambios de volumen o tensiones efectivas. El lugar geométrico de los puntos en la condición de estado crítico, llamado línea de estado crítico (CSL por su sigla en inglés), está bien definido tanto en el espacio e - $\log(p')$ como q - p' mediante las siguientes ecuaciones (Schofield & Wroth, 1968):

$$q = M * p' \quad (3)$$

$$e = \Gamma - \lambda * \ln(p') \quad (4)$$

Donde M , Γ y λ representan parámetros intrínsecos del material granular mientras que p' , q y e corresponden a la presión de confinamiento media efectiva, tensión de corte e índice de vacíos. Por ende, los suelos cuyas condiciones iniciales se sitúen por bajo la CSL se denominan densos, mientras que los que se sitúan por encima de la CSL se denominan sueltos, lo que concuerda a lo planteado por Casagrande. En la Figura 2.7 se presenta un ejemplo de línea de estado crítico tanto en el plano q - p' y e - p'

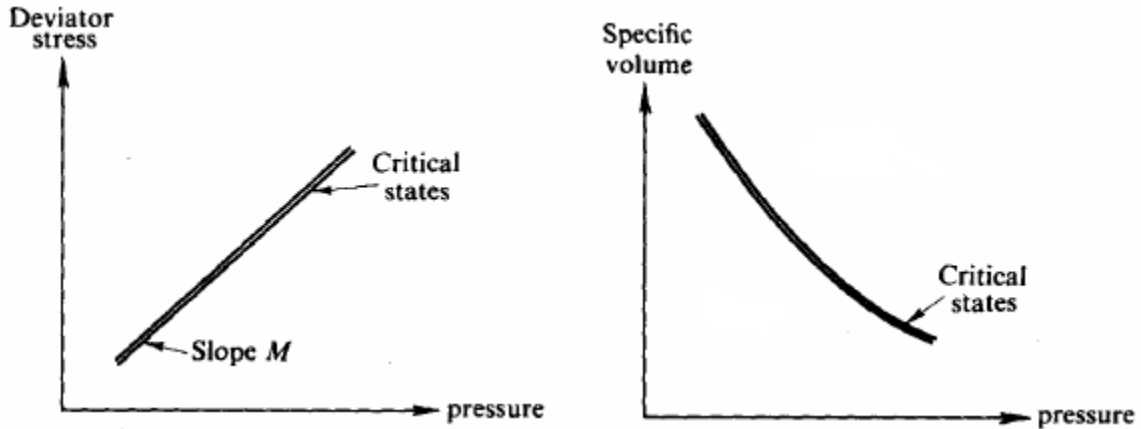


Figura 2.7: Ejemplo línea de estado crítico (CSL) en planos q - p' y e - p' (Schofield & Wroth, 1968)

Basado en la teoría del estado crítico, Been & Jefferies (1985) definen el concepto de parámetro de estado el cual permite caracterizar la respuesta volumétrica de los materiales granulares. El parámetro de estado (ψ) se define como la diferencia entre el índice de vacío inicial y el índice de vacío en el estado crítico para una misma presión de confinamiento como se observa en la Figura 2.8.

$$\psi = e_0 - e_c \quad (5)$$

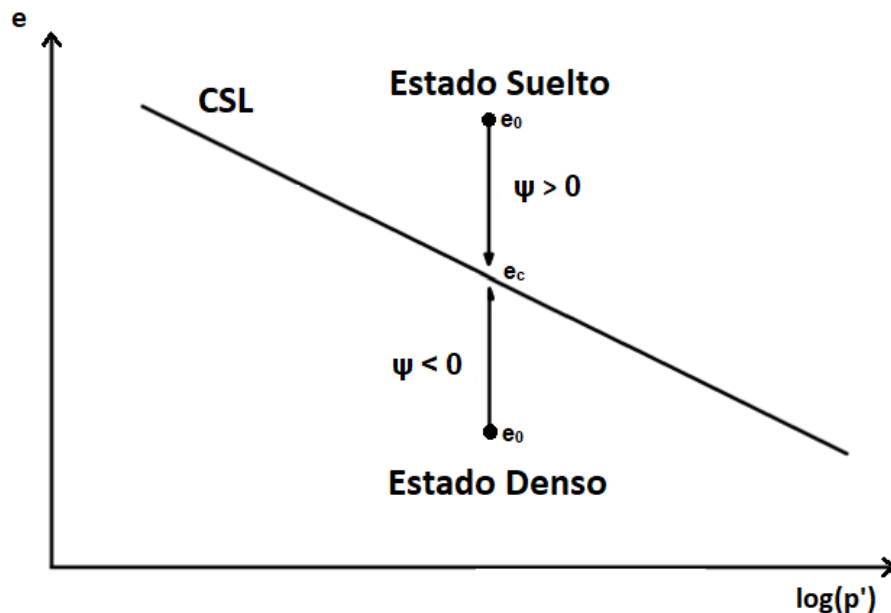


Figura 2.8: Definición del parámetro de estado (Been & Jefferies, 1985)

De la Figura 2.8 se tiene que cuando $\psi < 0$ la respuesta del suelo es dilatante mientras que cuando $\psi > 0$ la respuesta es contractiva. Este parámetro permite definir que los suelos con estados iniciales situados a la misma distancia de la línea de estado crítico se comportan de manera similar.

En esta misma línea, Bolton (1986) sigue con los estudios empezados por Taylor (1960) donde establece que la dilatación de los materiales granulares es importante para entender el concepto de estado crítico y que, a diferencia de lo propuesto inicialmente por Casagrande (1936), tanto la presión media efectiva (p') como la densidad del suelo (D_r) afectan en el comportamiento del material granular (Bolton, 1986). Bolton, mediante una base de datos para diferentes arenas, define el índice de dilatación relativa (I_R) como:

$$I_R = D_r * (Q - \ln(p')) - R \quad (6)$$

Bolton sugiere valores de 10 y 1 para Q y R respectivamente puesto que éstos ajustan un único conjunto de correlaciones para el comportamiento relacionado con la dilatación de cada una de las arenas de la base de datos. Esta expresión asegura, según Bolton (1986), que el estado crítico se alcanza cuando el índice de dilatación relativa es nulo, es decir $I_R = 0$.

Finalmente, basados en la teoría del estado crítico, Schofield y Wroth (1968) definen la superficie límite como la superficie en el espacio q - p' - e en donde ningún estado puede existir por sobre ella. La superficie límite extiende el concepto de estado crítico a los distintos espacios. La representación de la superficie límite definida por Schofield y Wroth (1968) se presenta en la Figura 2.9.

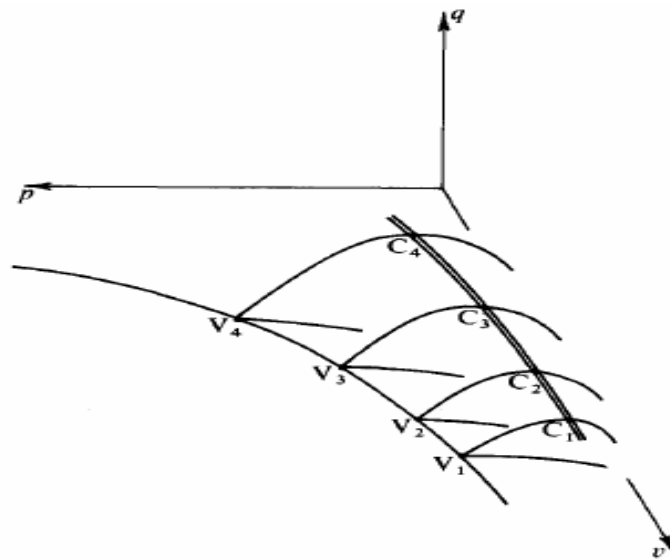


Figura 2.9: Superficie límite (Schofield & Wroth, 1968)

Desde el punto de vista práctico, los resultados de laboratorio indican que a grandes niveles de deformación (cerca del 20%) son lo suficientemente cercanos a la condición de estado crítico real en suelos arenosos (Verdugo & Ishihara, 1996).

2.4. Fenómeno de licuación

Inicialmente Seed y Lee (1966-1967) definieron la condición de licuación al estado en que, para cierto número de ciclos, la presión de poros alcanza un valor máximo igual a la presión de confinamiento efectiva inicial. Sin embargo, Casagrande (1975) expone que se generalizan distintos aspectos en el mismo problema y se utiliza un solo concepto para explicar dos fenómenos distintos. En efecto, Verdugo (1992) indica que el término licuación fue utilizado ampliamente para describir fenómenos tanto de pérdida de rigidez como de resistencia en suelos no cohesivos saturados sometidos a grandes deformaciones.

Por ende, para comprender el comportamiento de los suelos no cohesivos en condiciones no drenadas, es importante distinguir estos dos fenómenos: movilidad cíclica, asociada a una pérdida de rigidez y falla de flujo (o licuación verdadera), asociada a una pérdida de resistencia del material granular.

2.4.1. Movilidad cíclica

Casagrande (1975) define como movilidad cíclica a la respuesta cíclica no drenada de suelos que no experimentan una pérdida de resistencia, pero si una degradación de su rigidez como consecuencia del aumento de las presiones de poros. La coincidencia del instante de tensión efectiva nula y corte solicitante nulo impone la condición de que no se produzca falla permanente puesto que cuando la presión de poros es distinta de cero el material vuelve a desarrollar resistencia al corte.

La movilidad cíclica ocurre tanto en suelos con comportamiento contractivo como dilatante (Castro & Poulos, 1977) y puede gatillarse exclusivamente por cargas cíclicas cuando la tensión estática solicitante (T_{est}) es menor que la resistencia última no drenada (S_u) del material granular como se observa en la Figura 2.10.

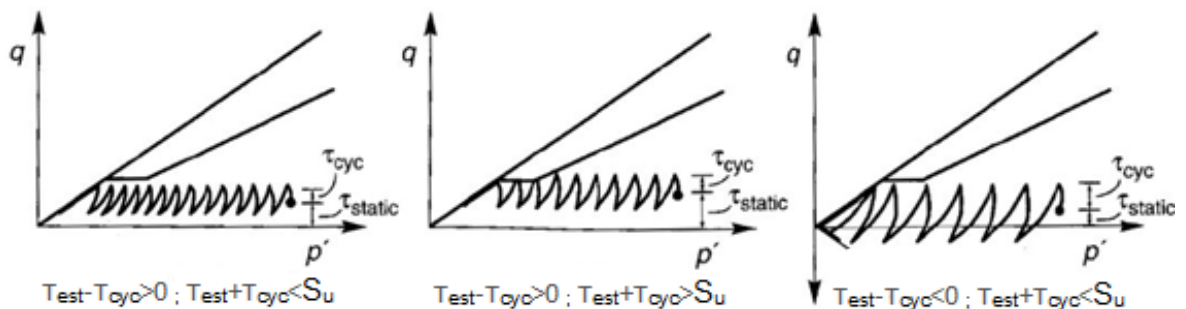


Figura 2.10: Casos movilidad cíclica (Kramer, 1996)

En la Figura 2.11 se presenta la zona de susceptibilidad, en el plano q - p' , a que un material pueda sufrir movilidad cíclica según Kramer (1996). El concepto de superficie de falla de flujo (*FLS*) fue planteado inicialmente por Vaid & Chern (1985) como una línea de tensión efectiva crítica.

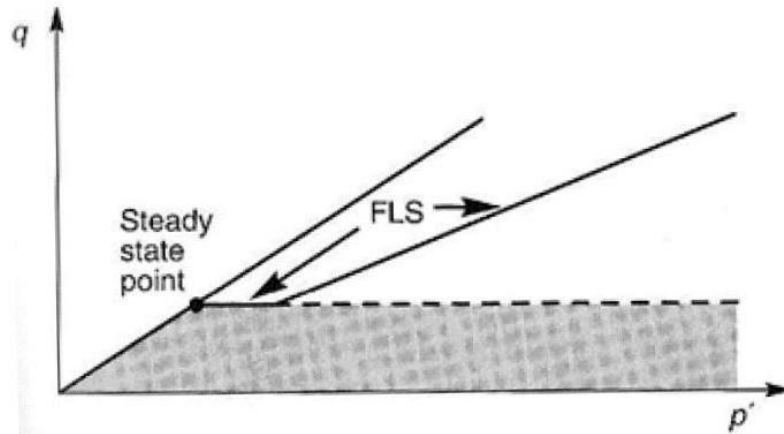


Figura 2.11: Zona susceptible a movilidad cíclica, Kramer (1996)

2.4.2. Falla de flujo

A diferencia de la movilidad cíclica, el fenómeno de falla de flujo (o licuación verdadera) se caracteriza por un aumento rápido de las presiones de poros seguido de una importante y repentina pérdida de resistencia hasta alcanzar un valor residual pudiendo ser gatillado tanto por cargas cíclicas como estáticas (Youd et al., 2001).

La existencia de un estado crítico es de gran importancia para estimar la posibilidad de falla de flujo. Un material granular sería potencialmente licuable solo en caso de que su estado inicial, en término de su índice de vacío (e) y presión media (p') se encuentre por sobre la línea de estado crítico (Verdugo, 1992) es decir, solo un material granular de comportamiento contractivo puede producir falla de flujo.

La falla de flujo ocurre cuando la trayectoria de tensiones efectivas llega a la superficie de falla de flujo (FLS) (Kramer, 1996) en los puntos B y D que se observan en la Figura 2.12. Luego, se desarrollan grandes deformaciones asociadas a un aumento de las presiones de poros.

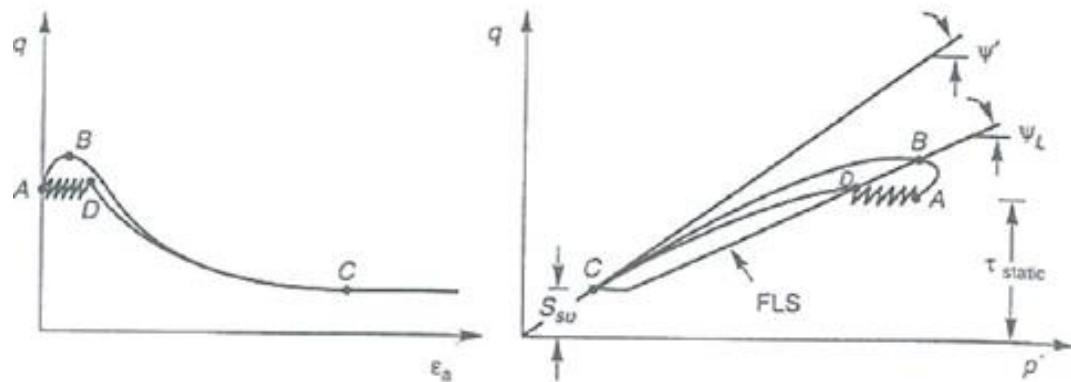


Figura 2.12: Falla de flujo con carga estática y cíclica, Kramer (1996)

Finalmente, Kramer (1996) presenta una zona de susceptibilidad a la falla de flujo en el plano q - p' , que se expone en la Figura 2.13.

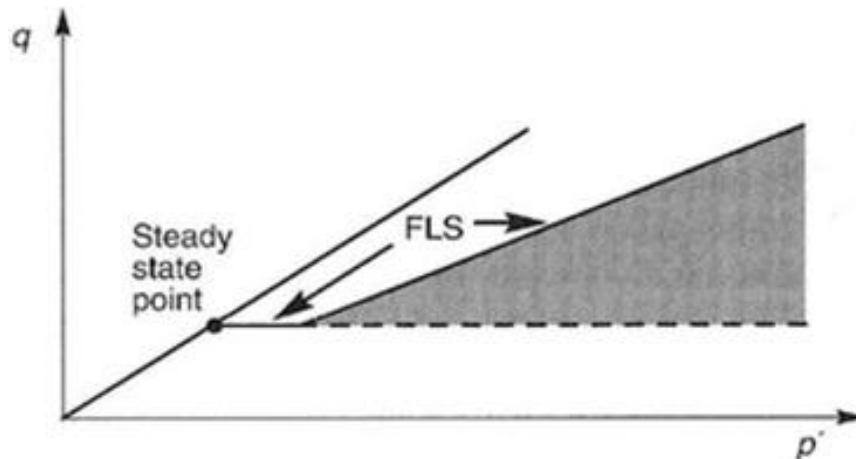


Figura 2.13: Zona susceptible a falla de flujo, Kramer (1996)

2.5. Herramienta de análisis numérico *FLAC3D*

2.5.1. Uso general de *FLAC3D*

FLAC3D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*) es un software de modelamiento numérico, basado en el método de diferencias finitas, utilizado para simular el comportamiento de estructuras tridimensionales construidas en suelo, roca u otros materiales que exhiben un comportamiento que es dependiente de la trayectoria abarcando desde el diseño ingenieril hasta el análisis post falla (Itasca Consulting Group, 2019).

FLAC3D es capaz de capturar los complejos comportamientos de los modelos que muestran grandes deformaciones y desplazamientos, poseen un comportamiento no lineal del material, o inestabilidades incluyendo grandes áreas de falla o colapso total (Itasca Consulting Group, 2019).

Los materiales granulares son representados en el software mediante elementos poliédricos en una malla en tres dimensiones, la cual es ajustada por el usuario de manera a adaptar de la mejor manera la estructura a modelar. Los elementos se comportan de acuerdo con leyes preseleccionadas, pudiendo ser lineales o no lineales, frente a condiciones iniciales y de borde.

Para llevar a cabo una simulación en *FLAC3D*, es fundamental especificar las siguientes componentes:

- Malla 3D
- Modelo constitutivo, es decir, la relación tensión/deformación que seguirá el material granular
- Propiedades del material
- Condiciones iniciales

- Condiciones de borde

La malla 3D define la geometría general del problema en estudio. Por otro lado, el modelo constitutivo y las propiedades del material definirán la respuesta que el modelo mostrará según diferentes perturbaciones (por ejemplo, cargas estáticas o sísmicas). Por último, las condiciones iniciales y de borde definen el estado *in-situ* de la estructura a modelar (Itasca Consulting Group, 2019).

Una vez definidos todos estos parámetros, el software calcula el equilibrio inicial del modelo. Luego, se pueden llevar a cabo modificaciones en éste (tales como excavaciones, nuevo nivel freático, entre otros) y *FLAC3D* procede al cálculo de la respuesta resultante de la estructura a estas modificaciones.

Dentro de las capacidades del software se encuentra el lenguaje de programación que incluye *FLAC3D* llamado FISH que es la abreviatura de *FLAC-ish* (o lenguaje de *FLAC*), que permite al usuario definir nuevas variables y/o funciones y así suplir sus distintas necesidades. Algunas de las capacidades de FISH son:

- Parametrización de la malla a medida del usuario.
- Especificación de condiciones de borde a medida del usuario.
- Variación de tiempo y espacio.

Es decir, se puede utilizar FISH no solo para crear modelos complejos personalizados, sino que también puede ser utilizado para tomar en cuenta la física detrás del problema a medida del usuario para el proceso de solución que no es parte de las soluciones estándar de *FLAC3D* (Itasca Consulting Group, 2019).

2.5.2. Consideraciones en modelamiento dinámico en *FLAC3D*

Los análisis dinámicos son requeridos en los siguientes problemas geomecánicos:

- Cuando existe carga sísmica (sismos)
- Cuando existe carga explosiva o impulsiva
- En problemas mineros relacionados con la liberación sísmica de energía
- Flujo de partículas bajo gravedad

En este tipo de análisis son tres los aspectos fundamentales a considerar en la herramienta numérica *FLAC3D*, los cuales son:

- Carga y condiciones de borde dinámicas
- Transmisión de la onda a través del modelo
- Amortiguamiento mecánico

La carga dinámica puede ser aplicada tanto en las direcciones x, y, z como en la dirección normal o de corte, mediante una de las siguientes opciones, la cual dependerá de la condición impuesta en la base del modelo:

- Historial de aceleraciones

- Historial de velocidades
- Historial de esfuerzos
- Historial de fuerzas

En análisis estáticos, las condiciones de borde fijas (o elásticas) pueden ser impuestas de manera realista a cierta distancia de la región de interés pero, en análisis dinámicos, estas condiciones causan reflexión de las ondas que se propagan hacia el interior del modelo. La solución a este problema es mediante el uso de las condiciones de borde viscosas (*quiet boundaries*) las cuales, según lo definido por Lysmer y Kuhlemeyer (1969) corresponden a puntos de control independientes en la dirección normal y de corte que generan tracciones viscosas (Itasca Consulting Group, 2019).

Por ende, en primer lugar se aplican condiciones de bordes fijas para generar el estado de tensiones estático y luego pueden reemplazarse por condiciones de borde viscosas para el análisis dinámico con la precaución de evitar cambios de carga estática en fase dinámica (Itasca Consulting Group, 2019).

Los sismos de diseño son generalmente registros obtenidos en superficie pero en análisis dinámicos en *FLAC3D* el sismo debe ser ingresado en la base del modelo como se observa en la Figura 2.14.

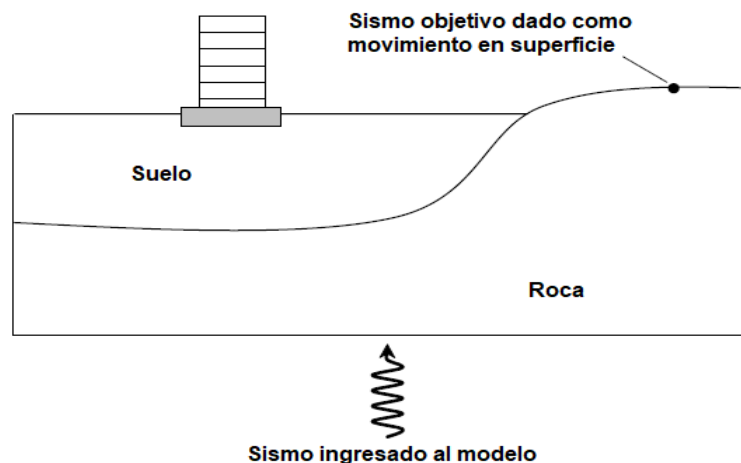


Figura 2.14: Sismo de entrada en *FLAC3D*
(Adaptada de Itasca Consulting Group, 2019)

El sismo de ingreso en la base del modelo *FLAC3D* se obtiene a partir de un análisis de deconvolución utilizando un software de propagación de onda unidimensional como por ejemplo *DeepSoil* (*DeepSoil v7.0*, 2017) el cual permite, a partir de un registro en superficie, obtener el registro equivalente en la base.

La manera de ingresar el sismo en *FLAC3D*, como se mencionó anteriormente, depende del tipo de base utilizada en el modelo, teniendo los siguientes dos casos:

- Base rígida: Se debe especificar un historial de aceleraciones en la base de la malla *FLAC3D*.

- Base flexible: Se utiliza una condición de borde viscosa en la base de la malla *FLAC3D* y se especifica un historial de tensiones.

Si bien el uso de base rígida es más sencillo, se tiene el inconveniente que la base actúa como si fuera un límite de desplazamiento fijo que refleja las ondas de propagación hacia abajo del modelo. Por lo tanto, no es un límite apropiado para la aplicación general a menos que se simule un gran contraste de impedancia dinámica en la base como por ejemplo, un estrato de baja velocidad sobre la roca madre de alta velocidad (Itasca Consulting Group, 2019).

En una base flexible no se puede aplicar directamente un historial de aceleraciones en la base puesto que la condición de borde viscosa en ésta sería anulada (Itasca Consulting Group, 2019). En las Figuras 2.15 y 2.16 se presenta un esquema ilustrando lo explicado tanto para el caso de base rígida como flexible:

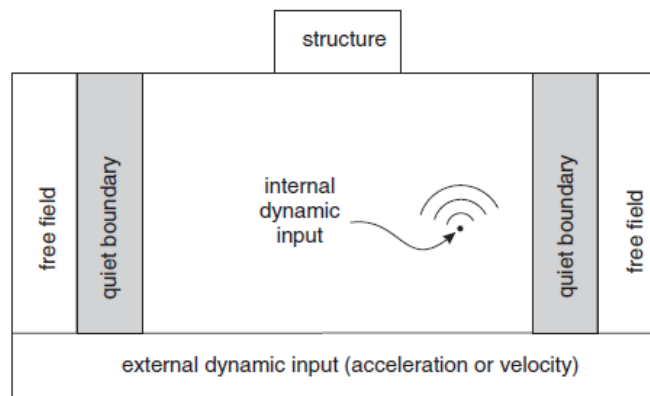


Figura 2.15: Caso base rígida (Itasca Consulting Group, 2019)

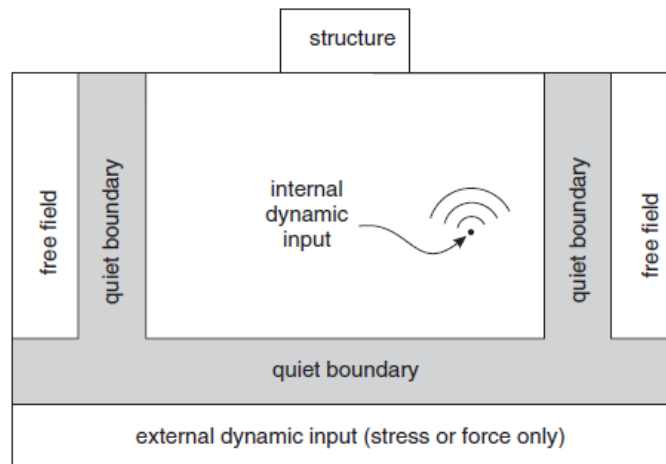


Figura 2.16: Caso base flexible (Itasca Consulting Group, 2019)

En caso de utilizar un registro de aceleración o de velocidad sin procesar de un sitio, *FLAC3D* podría generar que, una vez el movimiento dinámico haya finalizado, la velocidad sea continua o bien que existan desplazamientos residuales esto debido a que la integral en función del tiempo total puede ser distinta de cero. Para corregir esto, usualmente se aplica una corrección de línea base al registro, la cual fuerza que tanto el

desplazamiento como la velocidad al final del movimiento sean cero. Usualmente se aplica cuando la onda es compleja, por ejemplo, una onda derivada de mediciones en terreno lo cual es el caso normal en análisis sísmicos puesto que el input de onda proviene generalmente de un registro de aceleraciones (Itasca Consulting Group, 2019).

Respecto a la transmisión de la onda, Lysmer y Kuhlemeyer (1969) exponen que, para una representación correcta de ésta a través del modelo, el tamaño del elemento espacial, en la vertical, debe ser menor a:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (7)$$

Donde λ representa la longitud de onda asociada a la componente de mayor frecuencia en el registro. Para análisis dinámicos, satisfacer estas condiciones pueden tomar mucho tiempo de cálculo y memoria. Para solucionar este problema, es posible ajustar el input dinámico, reconociendo que el tramo importante del registro de entrada está contenido en componentes de baja frecuencia. Filtrando el registro y eliminando las componentes de alta frecuencia se puede usar una malla más gruesa sin afectar significativamente los resultados (Itasca Consulting Group, 2019).

Finalmente, respecto al amortiguamiento mecánico, cabe destacar que si el modelo constitutivo utilizado contiene una adecuada representación de la histéresis que ocurre en el material granular entonces no es necesario utilizar un esquema adicional de amortiguamiento de *FLAC3D* (Itasca Consulting Group, 2019). A continuación, en la Sección 2.5.3 se detallará el uso de esquemas de amortiguamiento en *FLAC3D*.

2.5.3. Esquemas de amortiguamiento en *FLAC3D*.

Los materiales granulares disipan energía a medida que las ondas mecánicas se propagan a través de ellos. Esta disipación de energía es conocida como amortiguamiento del material granular, la cual tiende a ser de carácter histerética, es decir, la pérdida de energía en cada ciclo es independiente de la velocidad a la que se ejecuta el ciclo, y depende más bien de la amplitud del ciclo (Manica et al., 2014).

Generalmente, los modelos constitutivos no lineales capaces de reproducir este comportamiento tienden a ser complicados por lo que a menudo se utilizan modelos elasto-plásticos simples como Mohr-Coulomb, el cual es capaz de reproducir la acumulación de deformación irreversible pero no genera disipación de energía en el rango elástico por lo que se debe incluir un amortiguamiento adicional para tener en cuenta este efecto (Itasca Consulting Group, 2019).

La elección de amortiguamiento adicional en *FLAC3D*, al utilizar modelos simples de plasticidad, es comúnmente entre el esquema de amortiguamiento de Rayleigh o histerético.

- **Amortiguamiento de Rayleigh**

El amortiguamiento de Rayleigh se expresa en forma matricial en donde la matriz de amortiguamiento es proporcional a la de masa y rigidez según la siguiente relación:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (8)$$

En donde:

- C: Matriz de amortiguamiento
- M: Matriz de masa
- K: Matriz de rigidez
- α : Constante de amortiguamiento proporcional a la masa
- β : Constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez

Ambos términos de la ecuación que rige el amortiguamiento de Rayleigh dependen de la frecuencia, pero se puede obtener una respuesta independiente de ésta aproximada para un rango de frecuencias dado expresando las constantes α y β en función del amortiguamiento crítico mínimo ξ_{min} y la frecuencia angular mínima ω_{min} (Manica et al., 2014).

En un sistema de varios grados de libertad, la razón de amortiguamiento crítico ξ_i es conocida como la fracción de amortiguamiento crítico para el modo i con frecuencia angular ω_i . La variación del amortiguamiento en función de la frecuencia angular se presenta en la Figura 2.17 para los tres casos posibles: proporcional a la rigidez, proporcional a la masa y proporcional tanto a la masa como la rigidez.

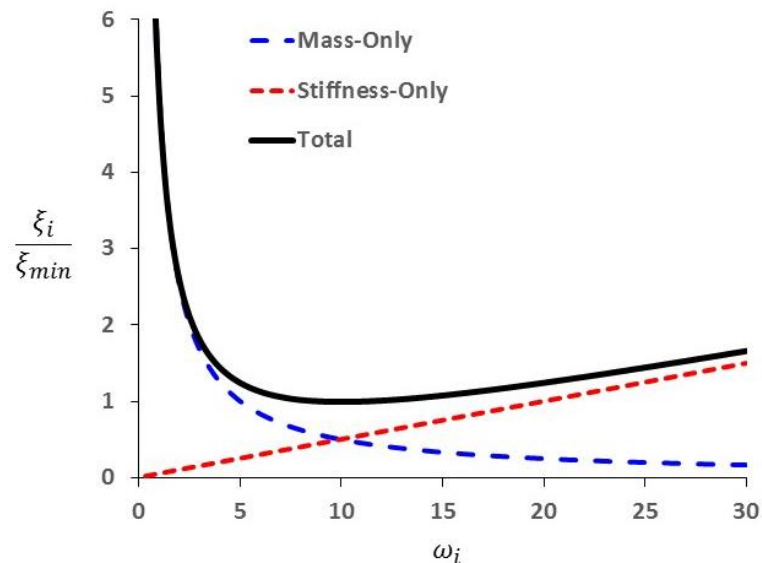


Figura 2.17: Variación del amortiguamiento crítico normalizado en función de la frecuencia angular (Itasca Consulting Group, 2019)

En la Figura 2.17 se observa que la relación de amortiguamiento que proporciona este esquema es constante en un rango de frecuencia de 3:1 (por ejemplo, de 5 a 15). Como se mencionó anteriormente, el amortiguamiento en materiales granulares suele ser independiente de la frecuencia por lo que generalmente se elige el centro del rango de frecuencias presente en la simulación, ya sea las naturales del modelo o las predominantes. (Itasca Consulting Group, 2019).

El amortiguamiento proporcional a la masa es dominante a bajas frecuencias mientras que el proporcional a la rigidez domina en altas frecuencias como se observa en la Figura 2.17. La curva total, que representa la consideración proporcional a la masa y a la rigidez, alcanza un mínimo cuando ξ_{\min} es igual a $(\alpha\beta)^{1/2}$ y $\omega_{\min}=(\alpha/\beta)^{1/2}$ (Itasca Consulting Group, 2019).

El amortiguamiento proporcional a la rigidez se desactiva cuando se produce falla plástica en una zona en *FLAC3D* mientras que el amortiguamiento proporcional a la masa permanece activo por lo que, si se produce una falla excesiva en el modelo, el término proporcional a la masa podría inhibir los desplazamientos, resultando en una conducta no conservadora. Es por esto que es aconsejable excluir la amortiguación de Rayleigh de las regiones de fuerte flujo plástico. El amortiguamiento de Rayleigh implica a menudo una reducción drástica en el escalón de tiempo de la solución numérica y por ende un aumento en el tiempo de solución en modelos *FLAC3D*. (Itasca Consulting Group, 2019).

- **Amortiguamiento histerético**

Las curvas histeréticas están relacionadas con ciclos de carga y descarga a diferentes niveles de deformación, asociados a una disipación de energía. En la Figura 2.18 se presenta una típica curva histerética en el plano esfuerzo de corte-deformación para caso de modelos no lineales.

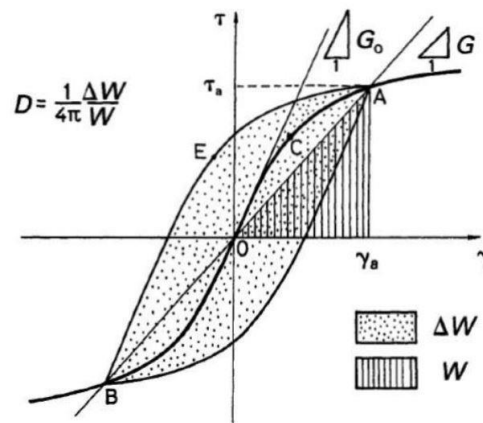


Figura 2.18: Curva de histéresis típica (Ishihara, 1996)

De la Figura 2.18 se tienen las siguientes definiciones, según Ishihara (1996):

- D: Amortiguamiento Histerético
- G_0 : Módulo de corte inicial
- G: Módulo de corte secante para nivel de deformación angular determinado
- ΔW : Energía Disipada
- W: Energía elástica almacenada

El amortiguamiento histerético se calcula a partir de la energía elástica almacenada W y la energía disipada ΔW según la siguiente relación:

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad (9)$$

La variación del amortiguamiento (D) y el módulo de corte (G) según el nivel de deformación que tiene el material granular se caracteriza a partir de las curvas de degradación de amortiguamiento y módulo de corte, las cuales dependen del tipo de suelo, la densidad y el nivel de confinamiento (Seed & Idriss, 1970). La Figura 2.19 presenta la curva de degradación tanto del módulo como de amortiguamiento, para el promedio de arenas donde se observa que cuando aumenta la deformación de corte disminuye el módulo de corte (G) y aumenta el nivel de amortiguamiento (D).

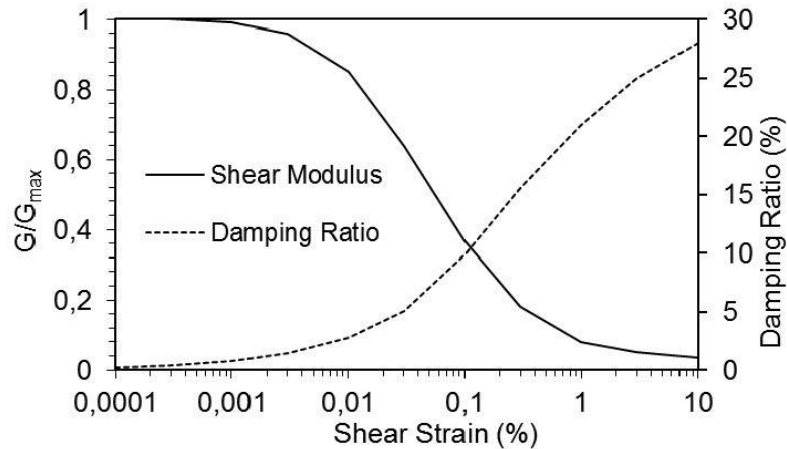


Figura 2.19: Degradación de módulo (Seed & Idriss, 1970) y amortiguamiento (Idriss, 1990)

En *FLAC3D*, el amortiguamiento histerético es un esquema opcional que se puede utilizar solo o junto con otros esquemas de amortiguamiento como por ejemplo el de Rayleigh, en donde el uso adicional de este último es para eliminar el ruido de alta frecuencia o bien aportar amortiguamiento a bajas deformaciones (en niveles bajo: por ejemplo 0,2%). La formulación de este esquema no es un modelo constitutivo completo por sí solo, sino que debe utilizarse como complemento de un modelo no lineal incorporado en *FLAC3D*. Si se utilizan modelos constitutivos que incorporan tanto el rendimiento en estado plástico del material granular como una respuesta histerética adecuada, entonces no hay razón para agregar este esquema de amortiguamiento (Itasca Consulting Group, 2019).

La formulación del amortiguamiento histerético en *FLAC3D* considera una relación incremental constitutiva de la degradación descrita por:

$$G_s = \frac{\tau}{\gamma * G_0} \quad (10)$$

$$G_t = G_s + \gamma * \frac{dG_s}{d\gamma} \quad (11)$$

En donde:

- G_s : Módulo de corte secante
- G_t : Módulo de corte tangente
- γ : Deformación por corte
- τ : Esfuerzo de corte

Si se poseen las curvas de degradación solo en forma de tablas, entonces estas deben ajustarse a una de las formas funcionales integradas en *FLAC3D*, las cuales representan las curvas de degradación y amortiguamiento según diferentes tipos de ecuaciones de ajuste (Itasca Consulting Group, 2019).

Por último, la nueva formulación del esquema de amortiguamiento histerético permitirá al usuario definir un límite inferior al factor de degradación de módulo al utilizar este esquema en simulaciones *FLAC3D* (Itasca Consulting Group, 2019).

2.6. Modelo constitutivo avanzado P2PSand

El modelo constitutivo avanzado P2PSand (*Practical Two-Surface Plastic Sand*) fue introducido por Cheng (2018) y su formulación está basada en la teoría del estado crítico y el concepto de superficie límite de los materiales granulares apuntado a capturar las características esenciales de la dinámica de suelos.

Toda la formulación del modelo P2PSand es con relación a la densidad relativa. El modelo conserva la característica que un conjunto de constantes permite diferentes respuestas con distintas densidades relativas iniciales lo que entrega un procedimiento de calibración más sencillo. La principal motivación de una formulación en base a la densidad relativa es que ésta permite una calibración más favorable en términos de datos de ensayos *in-situ*, como por ejemplo la cantidad de golpes del ensayo SPT $(N_1)_{60}$ (Cheng, 2018).

La importancia de la densidad relativa inicial radica en los fundamentos que posee el modelo P2PSand puesto que se basa en la teoría del estado crítico buscando ser un modelo orientado a la práctica. La densidad relativa cumple estos dos requisitos, ya que es un parámetro medible en terreno en base a distintos ensayos tales como SPT o CPT entre otros y al relacionarse con el índice de vacío del suelo, mediante la ecuación (12), se asocia al estado crítico en el plano e - $\log(p')$.

$$Dr = \left(\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \right) \quad (12)$$

P2PSand posee un ajuste semi-empírico a la curva de resistencia cíclica en función del número de ciclos, teniendo en cuenta el efecto del confinamiento inicial. Además no genera una sobreestimación del amortiguamiento en grandes deformaciones pues ajusta el factor de degradación tanto en el rango elástico como plástico (Itasca Consulting Group, 2019).

Las ecuaciones más relevantes de la formulación del modelo se presentan a continuación, mientras que el detalle de los parámetros se presenta en la Tabla 2.3.

- Ley elástica:

El modelo P2PSand considera que el módulo de corte elástico es función de la presión de confinamiento media (p) y de la densidad relativa como se presenta en la ecuación (13).

$$G = G_0 * p_{atm} * \left(\frac{p}{p_{atm}}\right)^{0.5} = [g_0(Dr + C_{Dr})] * p_{atm} * \left(\frac{p}{p_{atm}}\right)^{0.5} \quad (13)$$

El valor del módulo de compresibilidad (K) se calcula una vez estimado el módulo de corte (G) a partir del parámetro coeficiente de Poisson (ν), el cual el modelo P2PSand lo define dependiente del ángulo de fricción en el estado crítico (φ_{cs}) con valor por defecto de 33°.

$$\nu = 0.1 + 0.3 * (0.015(\varphi_{cs} - 25)) \quad (14)$$

$$K = \frac{2(1 + \nu)G}{3(1 - 2\nu)} \quad (15)$$

Se tiene que g_0 y C_{Dr} son parámetros adimensionales que dependen del material por lo que Cheng (2018) demuestra que existe una relación lineal entre el módulo de corte y la densidad relativa, la cual es válida tanto para arenas de laboratorio como *in-situ*.

- Estado crítico

P2PSand define el estado crítico en términos de la densidad relativa (DR) a partir de los parámetros Q y R basados en el índice de dilatancia relativa propuesto por Bolton (1986) utilizando valores por defecto de 10 y 1 respectivamente, correspondientes a los sugeridos por Bolton (1986).

Bolton estableció que la línea de estado crítico se alcanza cuando el índice de dilatancia relativa es cero, como se detalló en la Sección 2.3, por lo que el estado crítico está caracterizado por:

$$Dr_c = \frac{R}{Q - \ln\left(\frac{100 * p_c}{p_{atm}}\right)} \quad (16)$$

Alternativamente, P2PSand permite un segundo set de parámetros para definir el estado crítico la cual se basa en la ecuación (4) referida a la relación entre el índice de vacío y la presión media efectiva de confinamiento. Mediante el uso de la fórmula (12), que relaciona la densidad relativa con el índice de vacío, se obtiene la definición del estado crítico en función de la densidad relativa que depende de tres parámetros (Dr_{c0} , λ_r y ξ), los cuales son intrínsecos al material granular.

$$Dr_c = Dr_{c0} + \lambda_r * \left(\frac{p_c}{p_{atm}}\right)^\xi \quad (15)$$

- Parámetro de estado

El parámetro de estado que adopta el modelo es el índice de dilatancia relativa de Bolton (1986) definido según la ecuación (6) anteriormente detallada en la Sección 2.3.

- Superficie límite

P2PSand adopta una fórmula potencial de la superficie límite

$$M^b = M^c * I_p^{(-n^b * Dr)} ; M^b > M^c \quad (17)$$

En donde, los parámetros M^c , n^b dependen del parámetro de ángulo de fricción interna en estado crítico (φ_{cs}) mientras que el I_p depende de la relación entre la presión media de confinamiento (p) y la presión media de confinamiento en estado crítico (p_c).

$$M^c = \frac{6 * \sin(\varphi_{cs})}{3 - \sin(\varphi_{cs})} \quad (18)$$

$$I_p = \ln\left(\frac{p}{p_c}\right) \quad (19)$$

$$n^b = 0.16 - \frac{\varphi_{cs}}{400} \quad (20)$$

- Degradación del módulo elástico

Sin degradación de módulo durante cargas cíclicas la deformación sería subestimada por lo que en el modelo P2PSand, el módulo elástico es multiplicado por un factor de degradación F_d para tener en cuenta este efecto, el cual tiene un límite inferior de 0.1 (Cheng, 2018).

$$F_d = 1 - k_d * \ln(N_z) \geq 0.1 \quad (21)$$

En donde N_z se relaciona con la dilatancia de fábrica del material granular calculado internamente en el modelo P2PSand dado por la ecuación (21).

$$N_z = \frac{\int_0^z ||dz||}{\max ||z||} \quad (21)$$

Por otro lado, k_d es un parámetro el material, el cual es el que se puede calibrar, está dado por:

$$k_d = 0.4425 - 0.35 * Dr \quad (22)$$

Los parámetros del modelo constitutivo P2PSand se pueden agrupar en dos categorías: los de condición inicial y los de propiedades del material granular. En los de condición inicial se encuentran la densidad relativa inicial (Dr^{ini}) y las tensiones efectivas iniciales.

La densidad relativa inicial debe ser ingresada como fracción con valor mayor a 0.01, aunque se recomienda valores mayores o igual a 0.15 que corresponde a $(N_1)_{60}$ igual 1. Además, para cualquier valor de densidad relativa mayor a 0.85 se recomienda

utilizar otro modelo constitutivo puesto que para tales valores de densidad relativa se tiene que el material granular no licuará (Cheng, 2018).

Cheng (2018) establece que la iniciación de las tensiones efectivas en las zonas del modelo debe ser mediante equilibrio mecánico utilizando el modelo de Mohr-Coulomb. Se sugiere que los parámetros a utilizar en el modelo Mohr-Coulomb sean cohesión, tensión y dilatancia nula además de utilizar mismo ángulo de fricción que el se utilizará en la simulación con P2PSand.

Por otro lado, los parámetros de propiedades del material se subdividen en tres categorías: primarios, auxiliares y constantes. Los parámetros primarios tienen gran influencia en la respuesta del modelo dentro de los que se encuentra el factor cíclico (K_{cyc}) el cual controla el comportamiento cíclico del material. Los parámetros auxiliares tienen una menor influencia usualmente sin mayores ajustes de calibración. Finalmente, el único parámetro constante en la presión de referencia (P_{ref}) que usualmente corresponde a la presión atmosférica (Cheng, 2018). Con excepción de los parámetros de condición inicial, los parámetros del modelo P2PSand tienen valores por defecto los cuales han sido calibrados para arenas *in-situ*.

Tabla 2.3: Parámetros P2PSand

Parámetro	Tipo	Descripción	Valor <i>default</i> arenas <i>In-situ</i>
P_{ref}	Constante	Presión de referencia	100 kPa
K_{cyc}	Primario	Factor de ajuste cíclico	$3.8-7.2Dr+3Dr^2>0.01$
k_d	Auxiliar	Factor de Degradación	0,4425-0,35Dr
ϕ_{cs}	Auxiliar	Ángulo de fricción crítico	33°
ν	Auxiliar	Coefficiente de Poisson	$\nu=0.1+0.3*(0.05-\phi_{cs}-25)$
e_{max}	Auxiliar	Índice de vacío máximo	1.0
e_{min}	Auxiliar	Índice de vacío mínimo	0.6
g_0	Auxiliar	Parámetros de elasticidad	1240
C_{Dr}	Auxiliar		0.01
$Q (Dr_{c0})$	Auxiliar		10
$R (\lambda_r)$	Auxiliar	Parámetros de estado crítico	1
ξ	Auxiliar		0
n^b	Auxiliar	Coefficiente límite	$0.16-\phi_{cs}/400$
Z_{max}	Auxiliar	Coefficiente de fábrica	$\min(21Dr^{3.85}, 15)$

3. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA EMPÍRICA DE PRESAS EN CHILE.

Para el desarrollo de este Capítulo se utilizan datos de la base de datos de los estudios de Pells & Fell (2002) y Swaisgood (2013) además de datos recopilados del estudio elaborado por Campaña et al. (2011) los cuales se presentan en la Tabla 3.1.

El objetivo de este Capítulo es estudiar si el nivel de daño observado en presas en Chile se asimila al predicho por los métodos de evaluación de daño elaborados por Pells & Fell (2002) y Swaisgood (2013).

Tabla 3.1: Datos recopilados para análisis estadístico de presas

Presa	Ubicación	Altura presa [m]	Espesor suelo de fundación [m]	Sismo	Magnitud (M_w)	PGA [g]	Def. vertical coronamiento [m]	Daño observado
La Marquesa	Melipilla	10	0	Algarrobo; 03-03-1985	7.8	0,60	2,00	Colapso
Convento Viejo	Rancagua	32	55	Cauquenes; 27-02-2010	8.8	0,19	0,35	Menor
Aromos	Limache	43	9	Algarrobo; 03-03-1985	7.8	0,25	0,09	Menor
Paloma	Coquimbo	81	0	Punitaqui; 14-10-1997	7.6	0,23	0,14	Menor
Cogoti	Coquimbo	83	0	Punitaqui; 14-10-1997	7.6	0,23	0,25	Moderado
			0	Ovalle; 06-04-1943	7.9	0,2	0,38	Menor
Santa Juana	Vallenar	113	19	Punitaqui; 14-10-1997	7.6	0,03	0,02	Sin daño

El daño observado es en relación a la descripción en terreno realizada por diversos autores. Pells & Fell (2002) recalcan que se anotan los términos más utilizados en la descripción dejando como daño observado el utilizado con mayor regularidad para cada presa.

3.1. Método de Pells & Fell (2002)

El método de Pells & Fell (2002), según lo visto en la Sección 2.2.1, predice el nivel de daño que puede sufrir una presa según el asentamiento vertical relativo máximo en el coronamiento.

Se calcula el asentamiento vertical relativo en el coronamiento a partir de los datos de la Tabla 3.1, el cual es calculado respecto a la altura de la presa. El resultado obtenido en cada caso se asocia a un rango de asentamiento relativo propuesto por los autores que a su vez determina un nivel de daño en la presa el cual se compara con el daño observado en terreno.

Los resultados, según criterio de asentamiento relativo máximo, se presentan en la Tabla 3.2 para los casos analizados.

Tabla 3.2: Comparación nivel de daño - Método Pells & Fell

Presa	Altura presa [m]	Def. vertical coronamiento [m]	Asentamiento relativo coronamiento [%]	Clasificación daño (Pells & Fell)	Daño observado
La Marquesa	10	2,00	20,00	Colapso	Colapso
Convento Viejo	32	0,35	1,09	Mayor	Menor
Aromos	43	0,09	0,21	Moderado	Menor
Paloma	81	0,14	0,17	Menor	Menor
Cogoti	83	0,25	0,30	Moderado	Moderado
		0,38	0,46	Moderado	Menor
Santa Juana	113	0,02	0,02	Sin daño	Sin daño

En la Tabla 3.2 se observa que el método de Pells & Fell sobreestima el nivel de daño en 3 de los 7 casos de estudio; y en particular para el caso con 1% de asentamiento en el coronamiento (Convento Viejo). Con el fin de entender los resultados obtenidos, se procedió a analizar la base de datos utilizada por Pells & Fell (2002) para elaborar el método de estimación de nivel de daño. En la Tabla 3.3, se presenta tanto la distribución de altura así como la cantidad de casos sobreestimados según rango de altura para las presas analizadas por los autores.

Tabla 3.3: Desglose base de datos método de Pells & Fell

Rango de altura [m]	Número de presas	Porcentaje [%]	Casos Sobreestimados	Porcentaje de sobreestimación (*) [%]
Menor a 50	36	47	16	52
Entre 50 y 100	30	39	11	35
Mayor a 100	11	14	4	13
Total	77	100	31	100

(*) Calculado a partir del total de casos sobreestimados

El método, al establecer una clasificación de nivel de daño a partir de rangos absolutos de porcentajes de asentamiento, genera que dentro de la base de datos utilizada haya presas con un nivel de daño distinto al predicho por el método. Se observa que existen 31 casos de sobre estimación del nivel de daño lo que representa un 40% del total de 77 casos analizados por Pells & Fell. En particular, de los casos sobreestimados, el 52% es en presas con altura menor a 50 metros lo que permite establecer que para presas de baja altura el método de Pells & Fell es muy conservador. De los casos analizados en Chile en donde el método si predice el nivel de daño observado en terreno para una presa menor a 50 metros solamente está el caso de La Marquesa, en donde la presa tuvo un asentamiento relativo extremo (20%) lo que produjo el colapso.

3.2. Método de Swaisgood (2013)

En el método elaborado por Swaisgood en el 2003 (actualizado en 2013), el porcentaje de asentamiento en el coronamiento definido por la ecuación (1) es con relación a la altura total, es decir, toma en cuenta el espesor del suelo de fundación.

Para los casos analizados se calcula el asentamiento vertical relativo en el coronamiento según los valores de la Tabla 3.1. Swaisgood (2013) establece que si no se tiene información del espesor del suelo de fundación aluvial este se considera nulo para el cálculo del asentamiento. Los resultados se presentan en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4: Comparación nivel de daño - Método Swaisgood

Presa	Def. vertical coronamiento [m]	PGA [g]	Asentamiento relativo coronamiento [%]	Daño relativo (Swaisgood)	Daño observado
La Marquesa	2,00	0,60	20,00	Severo	Colapso
Convento Viejo	0,35	0,19	0,40	Menor-Moderado	Menor
Aromos	0,09	0,25	0,17	Menor-Moderado	Menor
Paloma	0,14	0,23	0,17	Menor-Moderado	Menor
Cogoti	0,25	0,23	0,30	Menor-Moderado	Moderado
	0,38	0,20	0,46	Menor-Moderado	Menor
Santa Juana	0,02	0,03	0,02	Sin daño-Menor	Sin daño

Se tiene que el nivel de daño relativo determinado por Swaisgood concuerda con el nivel de daño observado en la presa para todos los casos analizados. En particular, la conducta de la presa Convento Viejo se aminora al incluir el espesor del suelo de fundación, resultando un asentamiento relativo de 0.4%, en vez del 1% obtenido bajo el criterio de Pells & Fell. Los 7 casos de estudio se incluyen en la base de datos de Swaisgood en la Figura 3.1.

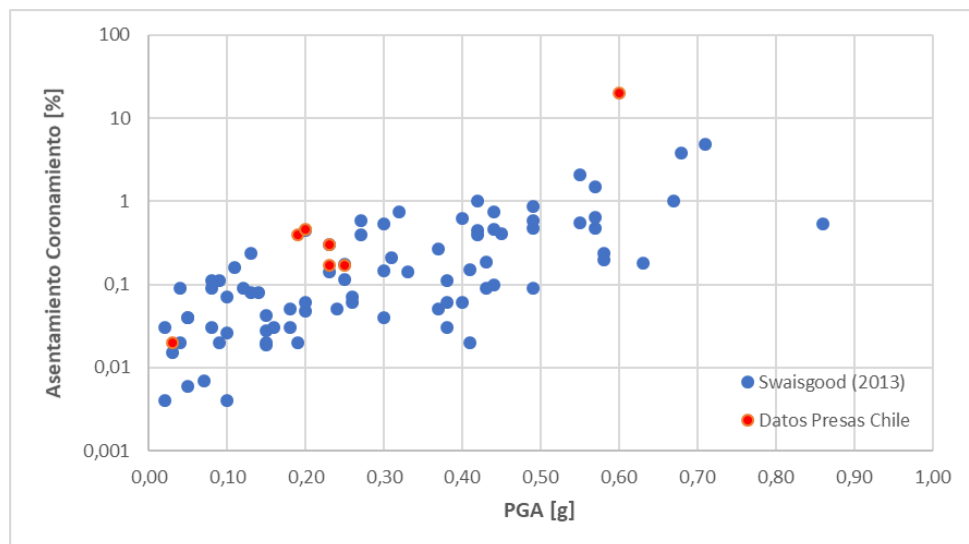


Figura 3.1 Asentamiento en coronamiento en función del PGA (Swaisgood, 2013) incluyendo casos de estudio (presas en Chile)

Se observa que, salvo el caso de la Marquesa, los casos de estudio de presas en Chile siguen la tendencia de la nube de puntos establecida por Swaisgood (2013) manteniéndose dentro del rango de asentamientos. El caso de la Marquesa, que corresponde a un caso de colapso, se encuentra por arriba de la nube de puntos lo que podría indicar que los casos de colapso no se encontrarían bien representados en el rango de asentamiento determinado por Swaisgood (2013).

En la Figura 3.2 se presentan los resultados obtenidos en comparación a la relación en función del PGA y magnitud obtenida por Swaisgood [ecuación (2)] para valores límites de 7 y 9 para la magnitud de momento (M_w).

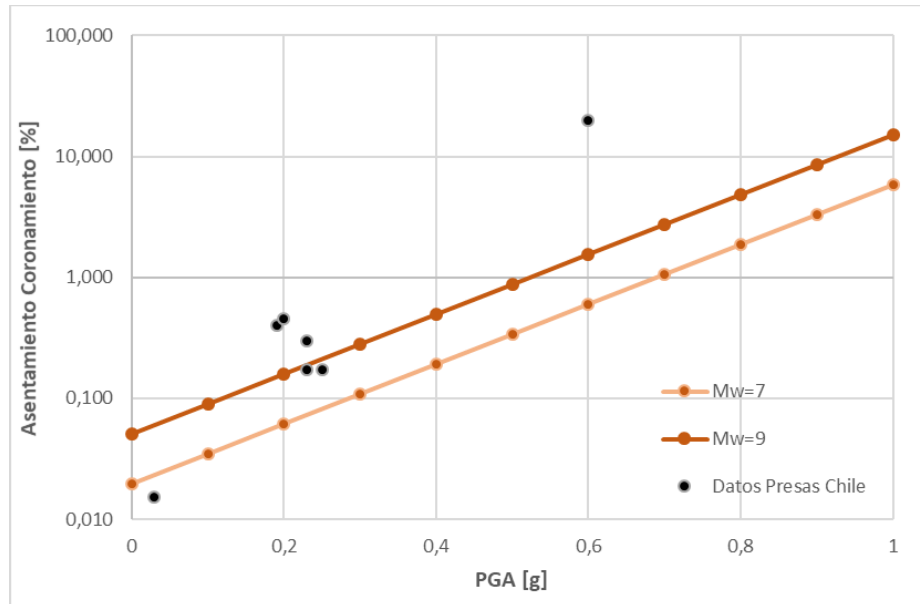


Figura 3.2: Comparación de resultados – Curva método de Swaisgood

De la Figura 3.2 se observa que gran parte de los casos analizados de presas en Chile no cumplen con el rango de porcentaje de asentamiento en el coronamiento para un determinado nivel de PGA y magnitud de la relación establecida por Swaisgood. Esto indica que el PGA no tendría estricta relación con el nivel de daño observado en presas, lo que concuerda con lo establecido por Saragoni (2017) en donde se tiene que el parámetro de potencial destructivo (P_D) es el que mejor se correlaciona con los daños observados durante los terremotos y no así los parámetros tales como el PGA, Intensidad de Arias entre otros.

Con el fin de complementar el análisis, al igual que para el caso del método de Pells & Fell se procedió a analizar la distribución de altura de las presas analizadas por este método la cual se presenta en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5: Distribución altura presas - Método de Swaisgood

Altura Presa [m]	Cantidad	Porcentaje
Menor a 50	37	45
Entre 50 y 100	28	34
Mayor a 100	17	21
Total	82	100

De la Tabla 3.5 se tiene que la distribución de alturas es similar a la del método de Pells & Fell (ver Tabla 3.3) en donde la mayor cantidad de presas analizadas son de altura menor a 50 metros, luego entre 50 y 100 metros y finalmente presas con altura superior a los 100 metros por lo que se descarta que este sea un factor en la sobreestimación del método de Pells & Fell. Por otra parte, cabe destacar que Swaisgood (2013), a través de la regresión estadística de la base de datos, determina que la altura de la presa no es un factor relevante en el daño observado en las presas.

3.3. Comparación de resultados

De los resultados obtenidos en este Capítulo, se tiene que el método de Swaisgood predice de mejor manera la estimación de daño en presas en Chile según porcentaje de asentamiento relativo en el coronamiento. Sin embargo, del método de Swaisgood se observa que el PGA no siempre se relaciona de manera directa con el nivel de daño en la presa, lo que concuerda con lo establecido por Saragoni (2017) en donde establece que el parámetro potencial destructivo es el que mejor correlaciona la destructividad de un sismo.

Las principales diferencias entre ambos métodos son que el método de Swaisgood, al momento de calcular el porcentaje de asentamiento en el coronamiento, considera el espesor del suelo de fundación además de generar un nivel relativo de daño mientras que el método de Pells & Fell clasifica el nivel de daño según el porcentaje de asentamiento solo en relación a la altura de la presa generando un rango absoluto de niveles de daño. Por otro lado, Pells & Fell considera 6 categorías de daño mientras que Swaisgood solo considera 5, sin distinguir una situación severa de una de colapso, resultando en una descripción más genérica que la que otorga Pells & Fell.

La distribución de altura de presas de ambos métodos es similar por ende se descarta que esto sea un factor en la sobreestimación del método de Pells & Fell a pesar de que la mayor sobreestimación de este método, en la base de datos, es para presas con rango de altura menor a 50 metros. Por ende, el efecto de considerar el espesor del suelo de fundación puede ser un factor determinante en la estimación del nivel de daño. En la Tabla 3.6 se presenta la clasificación de nivel de daño según Pells & Fell para las presas en Chile analizadas considerando el espesor del suelo de fundación.

Tabla 3.6: Ajuste nivel de daño - Método de Pells & Fell

Presa	Asentamiento relativo coronamiento [%]	Clasificación daño (Pells & Fell)	Daño observado
La Marquesa	20,00	Colapso	Colapso
Convento Viejo	0,40	Moderado	Menor
Aromos	0,17	Menor	Menor
Paloma	0,17	Menor	Menor
Cogoti	0,30	Moderado	Moderado
	0,46	Moderado	Menor
Santa Juana	0,02	Sin daño	Sin daño

Mediante el cálculo del asentamiento relativo en el coronamiento considerando el espesor del suelo de fundación para el método de Pells & Fell se observa que se obtiene un ajuste levemente conservador pero en línea con las observaciones de daño en terreno para las presas analizadas mejorando así los resultados obtenidos en comparación a lo observado en terreno.

4. CALIBRACIÓN MODELO CONSTITUTIVO AVANZADO P2PSAND.

Con el objetivo de desarrollar un ejercicio práctico de aplicación del modelo P2PSand, se hizo una calibración del modelo constitutivo a partir de datos ensayos de laboratorio, disponibles en la biblioteca técnica de Itasca Chile, tales como Gravedad Específica (ASTM D854), Proctor Estándar (ASTM D698), Índice de vacío máximo y mínimo (ASTM D4253, ASTM D4254), y ensayos triaxiales tanto estáticos como cíclicos a esfuerzo controlado.

De estos ensayos se obtienen tanto los parámetros geotécnicos que caracterizan la arena de relaves como los ajustes necesarios a los parámetros de calibración del modelo, que permitirán evaluar el nivel de deformaciones esperados del muro bajo distintas sollicitaciones, tales como la acción de un sismo severo y el eventual riesgo de licuación en los estratos saturados de arena.

4.1. Parámetros geotécnicos arena de relaves

La parametrización geotécnica de la arena que compone el muro del tranque de relaves a analizar, a partir de los datos de los ensayos de laboratorio, se presenta en la Tabla 4.1:

Tabla 4.1: Parametrización geotécnica arena de relaves

Parámetro	Unidad	Valor Adoptado
Clasificación USCS	---	SM
Densidad Seca (γ_d)	t/m ³	1,61 ^(*)
Gravedad Específica (Gs)	---	2,70
Parámetros de Resistencia al Corte	---	c=0 t/m ² , $\phi=35^\circ$
Coefficiente de Poisson (ν)	---	0,30
Índice Vacío Máximo (e_{max})	---	0,962
Índice Vacío Mínimo (e_{min})	---	0,488
Densidad Relativa (Dr)	%	60 ^(**)

(*) Esta densidad equivale a un 95% de la densidad máxima seca compactada obtenida del ensayo Proctor Estándar

(**) El criterio de diseño del muro considera una densidad de compactación equivalente a un 60% de la densidad relativa (DR)

4.2. Calibración de la ley elástica

La forma estándar de calibrar la ley elástica es a partir de los parámetros intrínsecos del material granular, tales como índice de vacío máximo, índice de vacío mínimo y la gravedad específica que permiten obtener la relación lineal de G_0 en función de la densidad relativa (Dr) según lo propuesto por Cheng (2018). Las ecuaciones (13) y (15) de la Sección 2.6 exponen las funciones que definen el módulo de corte elástico (G) y el módulo de compresibilidad (K) en el modelo P2PSand.

La presión de confinamiento media (p) es un parámetro que depende de la condición de tensiones iniciales que se ingresan al modelo, el coeficiente de Poisson (ν) es un parámetro auxiliar de valor constante y la presión atmosférica de referencia (p_{atm}) es un parámetro constante, por lo que el parámetro a calibrar es G_0 con el fin de obtener los parámetros elástico g_0 y C_{Dr} .

Cheng (2018) propone utilizar las ecuaciones de Andrus & Stokoe (2000) e Idriss & Boulanger (2008) que relacionan la velocidad de onda de corte corregida por sobrecarga (V_{s1}) y la densidad relativa (Dr) respectivamente en función del número de golpes ($(N_1)_{60}$) del ensayo SPT, donde su uso particular para arenas de relaves se discutirá en el Capítulo 8, dadas por:

$$V_{s1} = 93.2 * (N_1)_{60}^{0.231} \quad (23)$$

$$Dr = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (24)$$

Junto con las siguientes relaciones:

$$G_{max} = \rho_{sat} * V_s^2 \quad (25)$$

$$V_s = V_{s1} * \left(\frac{p_{atm}}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.25} \quad (26)$$

$$\rho_{sat} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1 + e} \quad (27)$$

$$p = \frac{(1 + 2K_0)}{3} \sigma'_{v0} \quad (28)$$

Se puede entonces obtener que la relación lineal entre G_0 y la densidad relativa está dada por:

$$G_0 = g_0(Dr + C_{Dr}) = \frac{\rho_{sat}}{p_{atm}} * V_{s1}^2 * \sqrt{\left(\frac{3}{(1 + 2K_0)}\right)} \quad (29)$$

Con la ecuación (29) es posible entonces calibrar la ley elástica para la arena de relaves que se utilizó en este estudio a partir de sus propiedades que se presentaron anteriormente en la Tabla 4.1. Cabe destacar que se utilizó un factor geostático $K_0=0.5$.

Con esto, en la Tabla 4.2 se presentan los valores obtenidos de G_0 para densidades relativas que varían entre 0,15 y 0.85 para una presión de referencia de 101.4 kPa. A modo de comparar los resultados obtenidos con los valores por defecto del modelo constitutivo P2PSand, en la Tabla 4.2 se presenta igualmente el valor del factor G_0 por defecto.

Tabla 4.2: Valores de G_0 para arena de relaves en estudio

DR	$(N_1)_{60}$	V_{s1} [m/s]	e [-]	ρ_{sat} [ton/m ³]	G_0	G_0 Default
0,15	1	93,94	0,89	1,90	202,43	198,40
0,20	2	107,30	0,87	1,91	265,66	260,40
0,25	3	118,95	0,84	1,92	328,49	322,40
0,30	4	129,40	0,82	1,93	391,19	384,40
0,35	6	138,95	0,80	1,95	453,95	446,40
0,40	7	147,80	0,77	1,96	516,90	508,40
0,45	9	156,06	0,75	1,97	580,15	570,40
0,50	12	163,85	0,73	1,99	643,80	632,40
0,55	14	171,22	0,70	2,00	707,93	694,40
0,60	17	178,25	0,68	2,01	772,62	756,40
0,65	19	184,96	0,65	2,03	837,93	818,40
0,70	23	191,40	0,63	2,04	903,93	880,40
0,75	26	197,60	0,61	2,06	970,68	942,40
0,80	29	203,58	0,58	2,07	1038,26	1004,40
0,85	33	209,37	0,56	2,09	1106,73	1066,40

Gráficamente, en la Figura 4.1, se presenta la relación de G_0 en función de la densidad relativa para la arena de relaves en estudio, comparándola nuevamente con los valores por defecto del modelo para arenas *in-situ*.

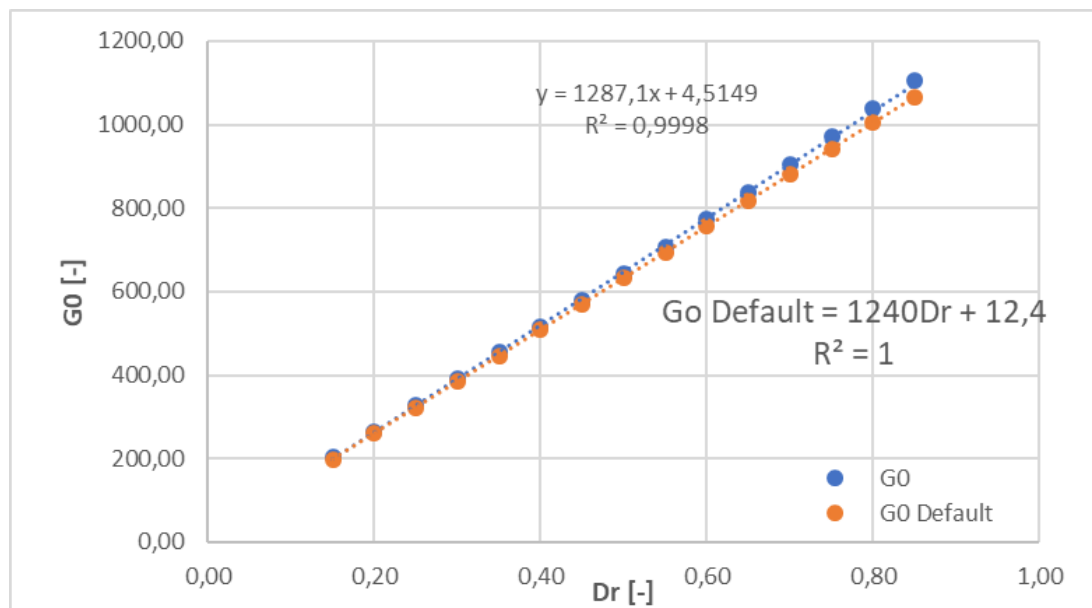


Figura 4.1: G_0 en función de la densidad relativa

De la ecuación (29) se tiene que $G_0 = g_0(Dr + C_{Dr})$ por lo que, de la Figura 4.1 se obtiene que, para la arena de relaves utilizada en este estudio, los parámetros elásticos con un factor de correlación R^2 de 0,9998, son respectivamente:

$$g_0 = 1287; C_{Dr} = 0.0035$$

4.3. Calibración del potencial de licuación

La calibración de la licuación se realizó a partir de los datos obtenidos de ensayos triaxiales cíclicos a esfuerzo controlado (imponiendo un valor de CSR) en laboratorio. El parámetro factor cíclico K_{cyc} es el que controla el comportamiento cíclico del material y que permite ajustar la movilidad cíclica o licuación (Cheng, 2018). Es importante destacar que, dentro de lo posible, el criterio de calibración establecido es que las probetas numéricas lleguen a la licuación en igual o menor número de ciclos que las probetas de laboratorio teniendo así un criterio más conservador.

Los resultados de los ensayos de laboratorio, realizados para un confinamiento efectivo inicial σ'_0 de 100, 1000 y 2000 [kPa] en condición saturada, se presentan en la Figura 4.2, expuestos numéricamente en la Tabla 4.3. Cabe destacar que el criterio de licuación de las probetas de laboratorio fue cuando la presión de poros alcanzó el confinamiento efectivo inicial, es decir $\Delta U/\sigma'_0=1$.

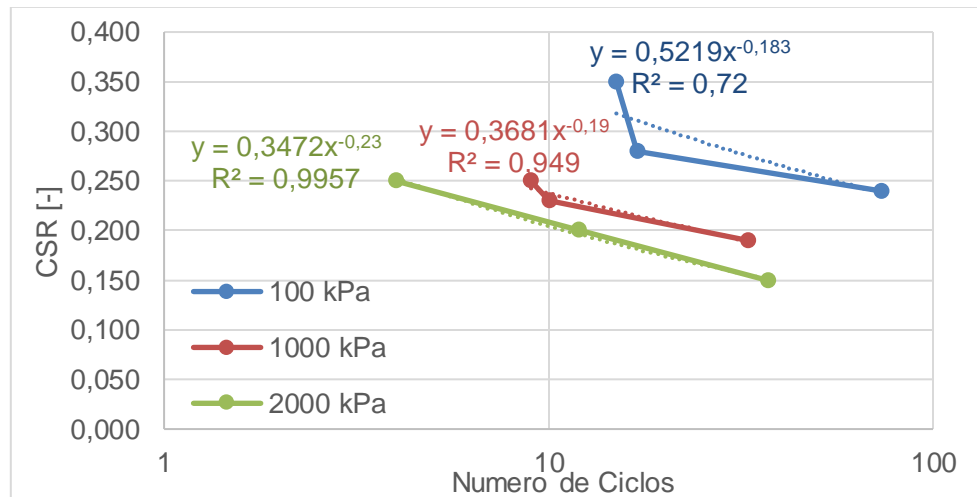


Figura 4.2: Gráficos ensayos triaxiales cíclicos de laboratorio

Tabla 4.3: Resultados triaxiales cíclicos de laboratorio

100 [kPa]		1000 [kPa]		2000 [kPa]	
CSR	N.º Ciclos (N)	CSR	N.º Ciclos (N)	CSR	N.º Ciclos (N)
0,350	15	0,250	9	0,250	4
0,280	17	0,230	10	0,200	12
0,240	73	0,190	33	0,150	37

En primera instancia, la calibración del parámetro factor cíclico (K_{cyc}) debe realizarse para un confinamiento efectivo inicial σ'_0 de 100 [kPa] (1 atm) puesto que el efecto del confinamiento inicial está internamente considerado en el modelo (Cheng, 2018).

A través de simulaciones en *FLAC3D* de este tipo de ensayo, se realizó en primer lugar un testeo con el valor por defecto que impone el modelo, el cual para una densidad relativa inicial de 60% es de $K_{cyc}=0.560$. A partir de este valor se realizan las

modificaciones logrando obtener un factor cíclico único que permitiera coincidir el número de ciclos para cada CSR. Los resultados se presentan en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Simulaciones triaxial cíclico *FLAC3D* - $\sigma'_0= 100$ [kPa]

CSR	K_{cyc}	N.º Ciclos <i>FLAC3D</i>	N.º Ciclos Laboratorio
0,350	0,560	3	15
	0,031	7	
0,280	0,560	4	17
	0,116	8	
	0,056	12	
	0,031	17	
0,240	0,560	5	73
	0,031	31	

Utilizando el valor de $K_{cyc}=0.031$ se realizan simulaciones *FLAC3D* para los casos de confinamiento efectivo inicial de 1000 y 2000 [kPa] con el fin de evaluar si se cumplen los números de ciclos de laboratorio presentados en la Tabla 4.3 y así testear la consideración intrínseca del confinamiento efectivo en el modelo constitutivo. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 4.5 y 4.6.

Tabla 4.5: Simulaciones triaxial cíclico *FLAC3D* - $\sigma'_0= 1000$ [kPa]

CSR	K_{cyc}	N.º Ciclos <i>FLAC3D</i>	N.º Ciclos Laboratorio
0,250	0,031	17	9
0,230	0,031	22	10
0,190	0,031	40	33

Tabla 4.6: Simulaciones triaxial cíclico *FLAC3D* - $\sigma'_0= 2000$ [kPa]

CSR	K_{cyc}	N.º Ciclos <i>FLAC3D</i>	N.º Ciclos Laboratorio
0,250	0,031	13	4
0,200	0,031	27	12
0,150	0,031	60	37

De las Tablas 4.5 y 4.6 se obtiene que, si bien se observa una consideración intrínseca del confinamiento efectivo en modelo constitutivo para el factor cíclico calibrado de los ensayos a confinamiento efectivo de 100 [kPa], los resultados simulados en *FLAC3D* para 1000 y 2000 [kPa] entregan un número de ciclos mayor al de laboratorio, lo cual no coincide con el criterio de calibración establecido. La explicación de estos resultados puede deberse a que los parámetros por defecto del modelo P2PSand son para arenas in situ, en donde el exponente b del ajuste potencial del CSR en función del número de ciclos (N) dado por $CSR=aN^{-b}$ está en un rango entre 0.35-0.39 mientras que las arenas de laboratorio demuestran exponentes b mucho menores (Cheng, 2018).

En la Figura 4.2 se observa que para la arena de relaves en estudio, caracterizada mediante ensayos de laboratorio, el exponente b es de 0.183, 0.19 y 0.23 para cada confinamiento utilizado mientras que el modelo P2PSand ajusta con un valor de exponente b mayor (Ver Figuras 4.3, 4.4 y 4.5).

La calibración debe ser consistente con los datos de los ensayos (Cheng, 2017) por lo que, la primera medida es encontrar un factor cíclico K_{cyc} que se ajuste a los datos obtenidos para confinamientos efectivos iniciales de 1000 y 2000 [kPa]. Se obtuvo que los valores de K_{cyc} 0.144 y 0.241 son los que mejor se ajustan a los datos de laboratorio para 1000 y 2000 [kPa] respectivamente. Los resultados se presentan a continuación en las Tablas 4.7 y 4.8.

Tabla 4.7: Ajuste K_{cyc} - $\sigma'_0= 1000$ [kPa]

CSR	K_{cyc}	N.º Ciclos <i>FLAC3D</i>	N.º Ciclos Laboratorio
0,250	0,144	7	9
0,230	0,144	9	10
0,190	0,144	15	33

Tabla 4.8: Ajuste K_{cyc} - $\sigma'_0= 2000$ [kPa]

CSR	K_{cyc}	N.º Ciclos <i>FLAC3D</i>	N.º Ciclos Laboratorio
0,250	0,241	4	4
0,200	0,241	8	12
0,150	0,241	17	37

Luego, se procede a realizar simulaciones *FLAC3D* con los tres factores cíclicos encontrados (0.031, 0.144 y 0.241) para cada confinamiento inicial. Los resultados se presentan en las Tablas 4.9, 4.10 y 4.11 y gráficamente se presentan en las Figuras 4.3, 4.4 y 4.5.

Tabla 4.9: Resultados simulaciones para cada K_{cyc} - $\sigma'_0= 100$ [kPa]

σ'_0 [kPa]	CSR	N.º Ciclos Laboratorio	N.º Ciclos ($K_{cyc}:0.031$)	N.º Ciclos ($K_{cyc}:0.144$)	N.º Ciclos ($K_{cyc}:0.241$)
100	0,350	15	7	3	2
	0,280	17	17	6	4
	0,240	73	31	10	7

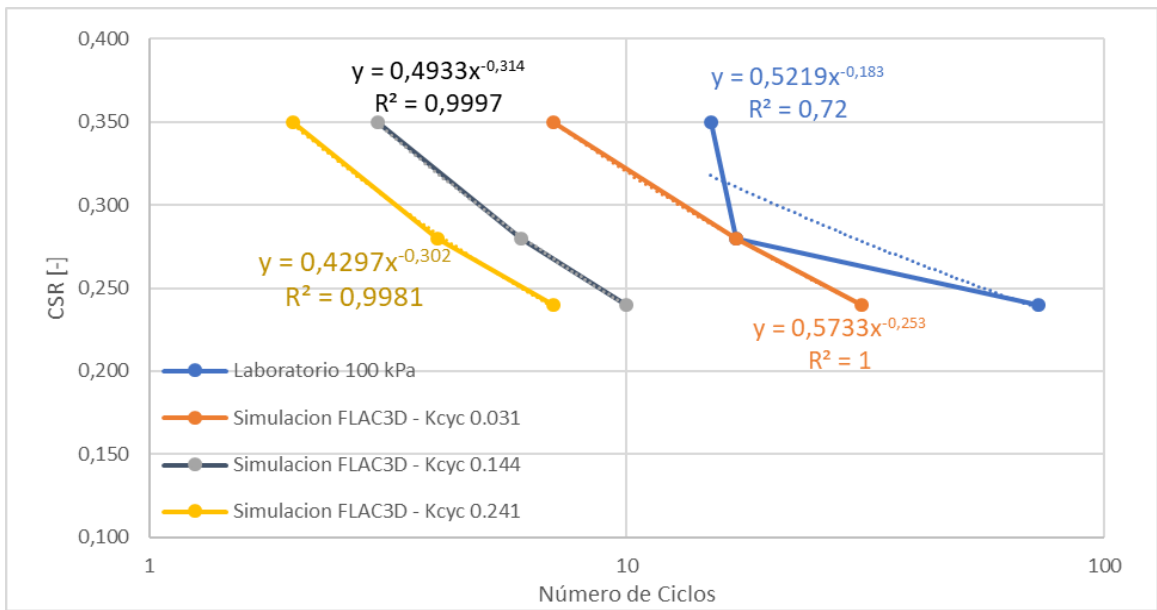


Figura 4.3: Simulaciones triaxial cíclico *FLAC3D* para cada K_{cyc} - $\sigma'_0 = 100$ [kPa]

Tabla 4.10: Resultados simulaciones para cada K_{cyc} - $\sigma'_0 = 1000$ [kPa]

σ'_0 [kPa]	CSR	N.º Ciclos Laboratorio	N.º Ciclos ($K_{cyc}:0.031$)	N.º Ciclos ($K_{cyc}:0.144$)	N.º Ciclos ($K_{cyc}:0.241$)
1000	0,250	9	17	7	5
	0,230	10	22	9	6
	0,190	33	40	15	11

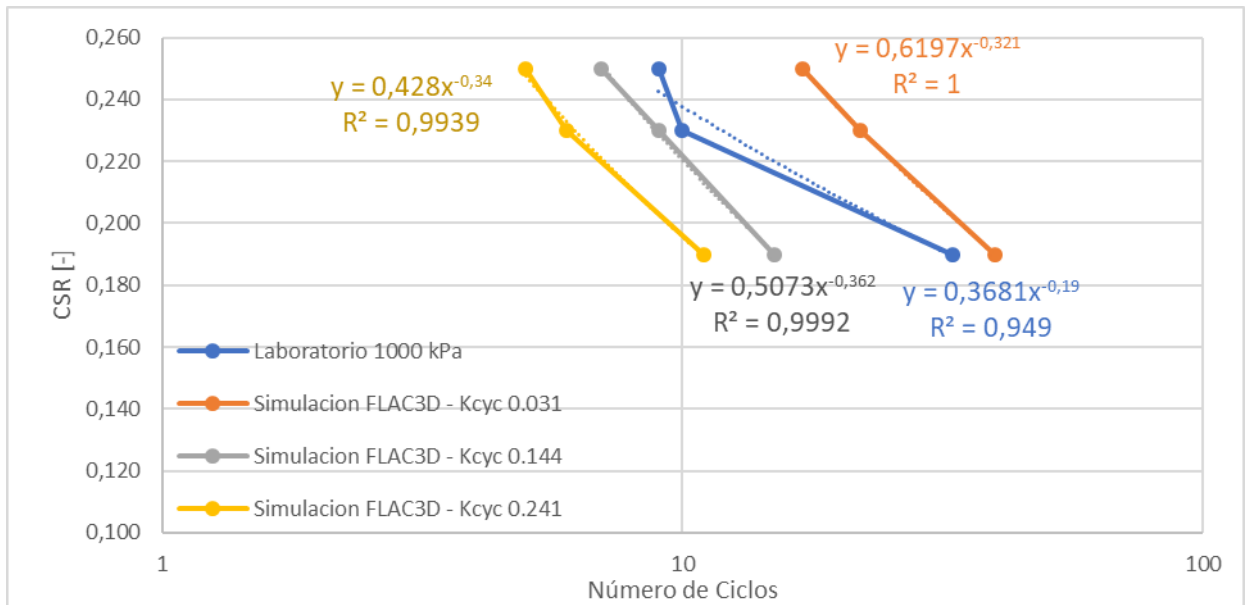


Figura 4.4: Simulaciones triaxial cíclico *FLAC3D* para cada K_{cyc} - $\sigma'_0 = 1000$ [kPa]

Tabla 4.11: Resultados simulaciones para cada $K_{cyc} - \sigma'_0 = 2000$ [kPa]

σ'_0 [kPa]	CSR	N.º Ciclos Laboratorio	N.º Ciclos ($K_{cyc}:0.031$)	N.º Ciclos ($K_{cyc}:0.144$)	N.º Ciclos ($K_{cyc}:0.241$)
2000	0,250	4	13	6	4
	0,200	12	27	11	8
	0,150	37	60	25	17

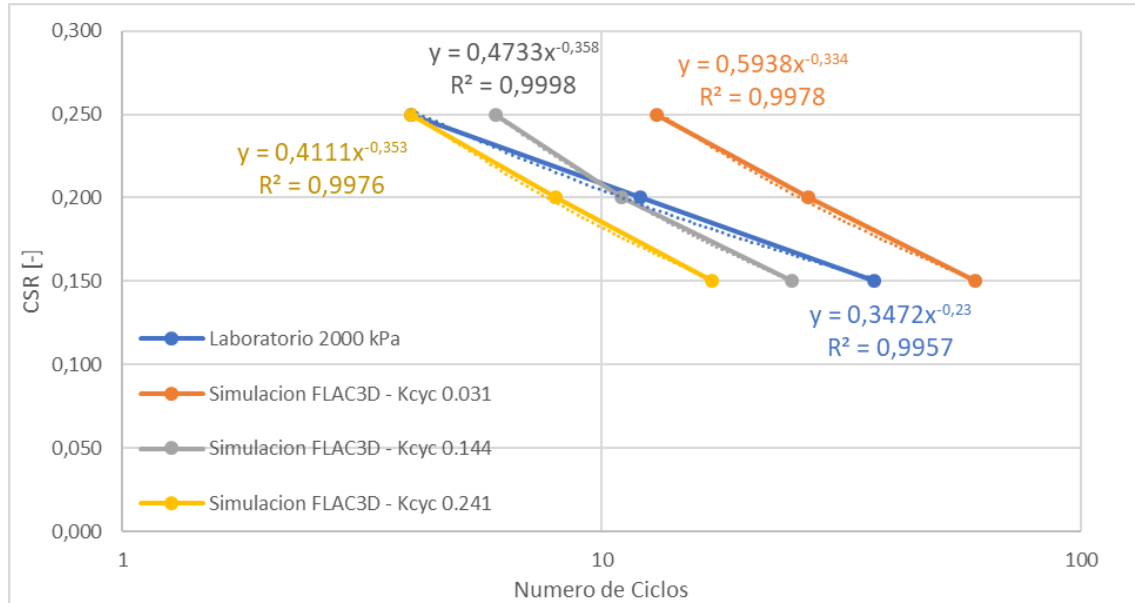


Figura 4.5: Simulaciones triaxial cíclico *FLAC3D* para cada $K_{cyc} - \sigma'_0 = 2000$ [kPa]

Cheng (2018) establece que el parámetro K_{cyc} debe ser único para una densidad relativa por lo que, luego de ajustar un factor cíclico para cada presión de confinamiento inicial, se definió utilizar un valor único que se ajuste a los resultados del set de datos de los ensayos de laboratorio (Ver Tabla 4.3).

En las Figuras 4.4 y 4.5, se observa gráficamente la sobreestimación en el número de ciclos a la licuación que produce el valor de K_{cyc} igual a 0.031 para los confinamientos medios iniciales de 1000 y 2000 [kPa]. Por otro lado, el valor 0.144 se ajusta de manera correcta al ensayo a 1000 [kPa] y satisface de manera casi completa el ensayo a 2000 [kPa]. En la Figura 4.3, para un confinamiento inicial de 100 [kPa], se tiene que si bien este valor entrega un número de ciclos menor a los datos de laboratorio cumple con el criterio conservador de calibración establecido. Cabe destacar que los resultados de ensayos de laboratorio realizados a una presión de confinamiento inicial de 100 [kPa] poseen el menor factor de correlación ($R^2=0.72$).

De lo obtenido en este análisis, se determinó que para calibrar el potencial de licuación de la arena en estudio, y cumplir tanto con los datos de laboratorio como con el fin de una calibración orientada a la práctica con un set de parámetros únicos para la arena en estudio, el factor cíclico en este trabajo está determinado por:

$$K_{cyc}=0.144$$

Gráficamente, los resultados de la calibración para un factor cíclico $K_{cyc}=0.144$ se presentan en la Figura 4.6.

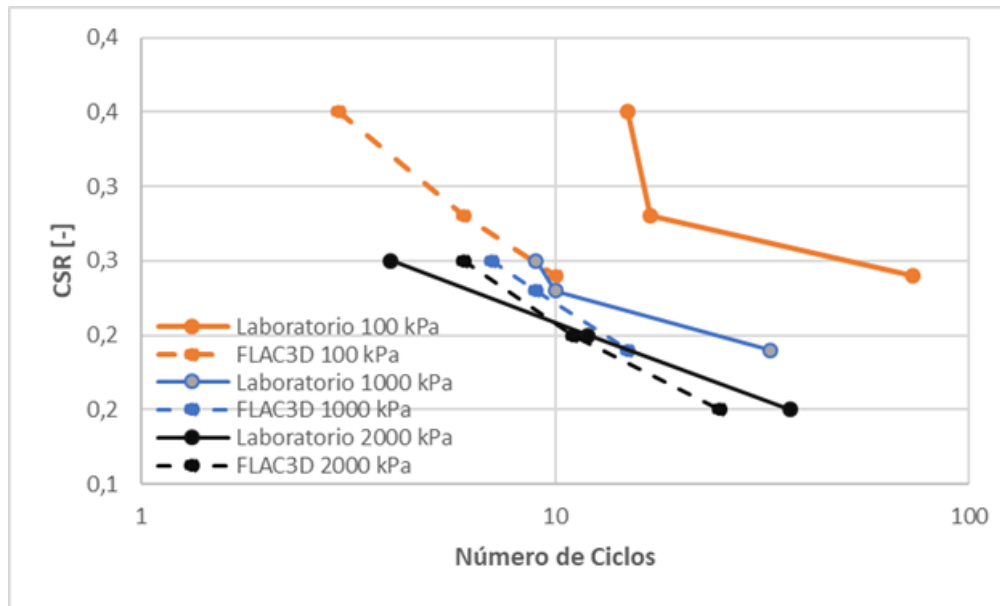


Figura 4.6: Resultados calibración potencial de licuación

Si bien un valor de factor cíclico igual a 0.144 entrega resultados conservadores para una presión de confinamiento inicial de 100 [kPa], un mejor ajuste para esta presión de confinamiento hubiera entregado subestimación para presiones de confinamiento iniciales de 1000 y 2000 [kPa].

Los gráficos $\Delta U/\sigma'_0$ vs t , q vs p' y q vs ϵ_x , obtenidos de las simulaciones *FLAC3D*, se presentan en el Anexo A para cada CSR y confinamiento efectivo inicial con un factor cíclico de 0.144, en donde:

- ΔU : Presión de poros
- p' : Confinamiento medio efectivo
- σ'_0 : Confinamiento efectivo inicial
- ϵ_x : Deformación axial

Finalmente, cabe destacar que en las simulaciones *FLAC3D* las probetas numéricas fallan cuando la razón $\Delta U/\sigma'_0$ es cercana a 0.85 lo cual sigue representando un criterio conservador puesto que es una condición más desfavorable que la de laboratorio en donde el criterio de falla es cuando la razón $\Delta U/\sigma'_0$ es igual a 1. Byrne (1991) presenta, en base a datos de laboratorio, que el factor de seguridad contra la licuación para arenas es igual a 1 (menor valor) para una generación de presión de poros aproximadamente mayor o igual a 0.75.

4.4. Calibración curvas de degradación y amortiguamiento

Una vez calibrada la ley elástica y la licuación se procede a calibrar las curvas de degradación y amortiguamiento del material granular. Cheng (2018) establece que la calibración de ambas curvas es una estimación aproximada para condiciones dinámicas por lo que, al ser una estimación, se puede realizar a través de simulaciones de ensayos triaxiales cíclicos a presión media constante.

La principal ventaja de utilizar este ensayo se encuentra en los cálculos, donde al mantener constante la presión (p') la componente de la parte volumétrica desaparece (Tsukamoto et al., 2002). En este caso, Cheng (2018) expone que en el cálculo de la disipación de energía, en donde de la disipación de la parte volumétrica es nula, solo se necesita calcular la disipación que genera la componente desviatoria. Por otra parte, Cheng (2018) destaca que el cálculo del amortiguamiento se realiza, en cada deformación, al segundo ciclo puesto que el primer ciclo está más cercano a una condición cuasi-estática y como se mencionó anteriormente, la calibración de estas curvas es para una condición dinámica.

Utilizando los parámetros anteriormente calibrados, se realizaron simulaciones para presiones medias de 100, 1000 y 2000 [kPa], cubriendo un amplio rango de presiones con el objetivo de tener curvas de degradación y amortiguamiento para pequeñas y grandes presiones. La Figura 4.7 expone las curvas de degradación y amortiguamiento para cada presión de confinamiento media efectiva (p') en donde las curvas de referencia corresponden a las establecidas para una arena por EPRI (1993). Además, se presentan gráficos de razón de corte (q/p'_0) en función de la deformación de corte (γ) para cada presión de confinamiento media efectiva.

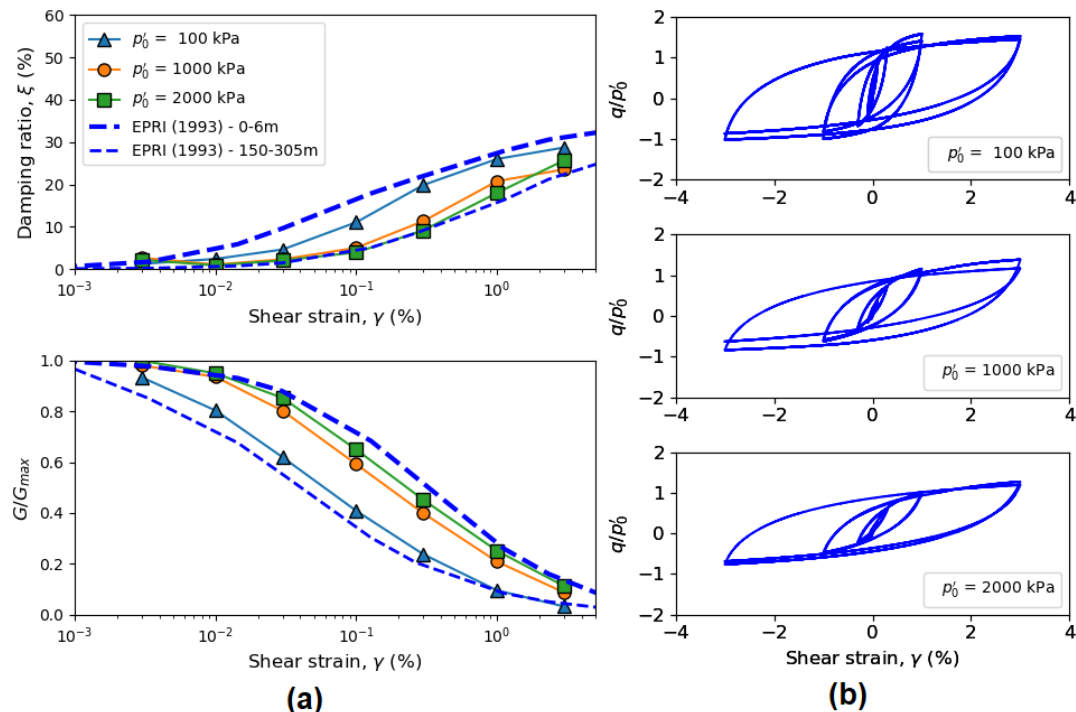


Figura 4.7: (a) Curvas de degradación y amortiguamiento para arena de relaves; (b) Razón de corte (q/p'_0) vs deformación de corte (γ)

De la Figura 4.7 se tiene que, para las tres presiones medias de confinamiento efectivas, tanto las curvas de degradación como de amortiguamiento están dentro del rango de curvas típicas para arenas establecidas por EPRI (1993) por lo que para la arena de relaves en estudio no se modificó el parámetro del factor de degradación (k_d), realizándose entonces las simulaciones con el valor por defecto, que para una arena con densidad relativa inicial de 60%, es igual a 0.23.

$$k_d=0.23$$

4.5. Resumen parámetros de calibración P2PSand

A modo de resumen de este Capítulo, en la Tabla 4.12 se presentan los parámetros calibrados de elasticidad, licuación y degradación para la arena de relaves en estudio.

Tabla 4.12: Resumen parámetros P2PSand – Arena en estudio

Parámetro	Valor arena en estudio
P_{ref}	101.4 kPa
K_{cyc}	0.144
k_d	0.23
φ_{cs}	35°
ν	0.30
e_{max}	0.962
e_{min}	0.488
g_0	1287
C_{Dr}	0.0035
Q	10
R	1

5. ESTUDIO COMPARATIVO DE ESQUEMAS DE AMORTIGUAMIENTO

Como se mencionó anteriormente, el comportamiento de materiales granulares se puede representar a través de modelos constitutivos no lineales avanzados o bien mediante modelos elasto-plásticos simples los cuales necesitan un amortiguamiento adicional en el rango elástico de la respuesta donde no producen pérdida de energía.

Se realizó un testeo comparativo entre los distintos esquemas de amortiguamiento incluidos en *FLAC3D*, específicamente el amortiguamiento de Rayleigh y el histerético, además del esquema de amortiguamiento incluido en el modelo constitutivo avanzado P2PSand. Para esto, se evaluó la simulación de la respuesta libre de un estrato de suelo ante un registro real de aceleraciones.

En análisis dinámicos, los sismos de diseño son generalmente registros obtenidos en superficie, pero en el modelamiento numérico se requiere ingresarlos en la base del modelo a objeto de propagar la sollicitación sísmica en forma realista. La obtención del sismo en la base se logra mediante un análisis de deconvolución utilizando el software de propagación de onda unidimensional *DeepSoil* (*DeepSoil* v7.0, 2017).

La geometría y propiedades del estrato de fundación, además de los registros empleados en este estudio fueron extraídos de la biblioteca técnica de Itasca Chile. Los registros corresponden a registros tanto horizontales como verticales medidos en superficie durante el sismo del 27 de febrero de 2010, en una estación de monitoreo cerca del pie del muro de un depósito de relaves. En las Figuras 5.1 y 5.2 se presentan los registros de aceleraciones horizontales y verticales respectivamente, que corresponden a los “registros objetivo” para los análisis dinámicos, siendo los datos de entrada para el software *DeepSoil*.

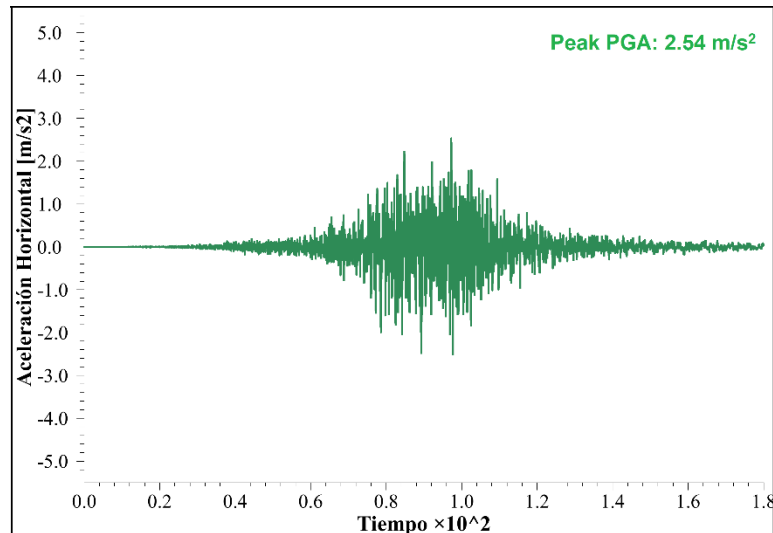


Figura 5.1: Aceleración horizontal superficial

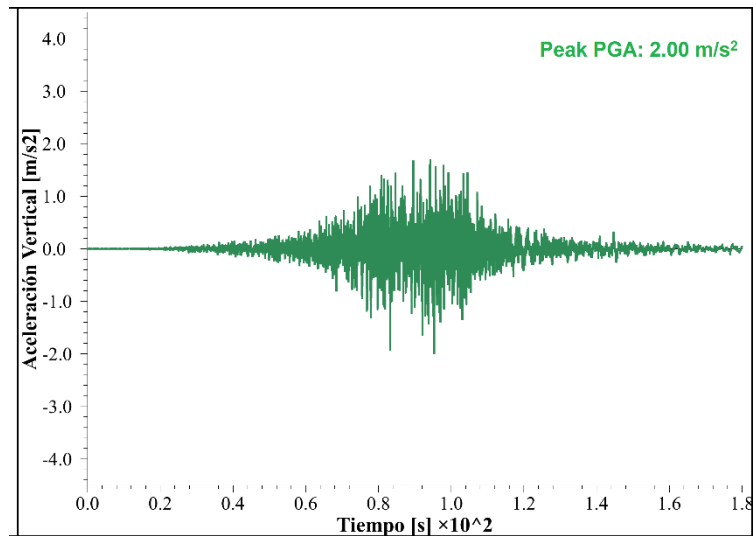


Figura 5.2: Aceleración vertical superficial

En *DeepSoil* se elaboró el perfil de fundación que corresponde a una columna de 300 metros de altura en donde el primer estrato de 50 metros corresponde a una arena densa (DR de 80%) y los siguientes 250 a la roca basal. Cabe destacar que en la geometría inicial los 50 metros corresponden a un estrato fluvial, el cual se modificó a arena densa con el fin de poder realizar comparaciones con el modelo constitutivo avanzado P2PSand. Posteriormente, se procedió a deconvolucionar ambos registros con el objetivo de obtener los registros de aceleraciones equivalentes en la base de la roca. El proceso de deconvolución, explicado anteriormente se presenta en la Figura 5.3. El detalle del proceso de deconvolución en *DeepSoil* se presenta en el Anexo B.

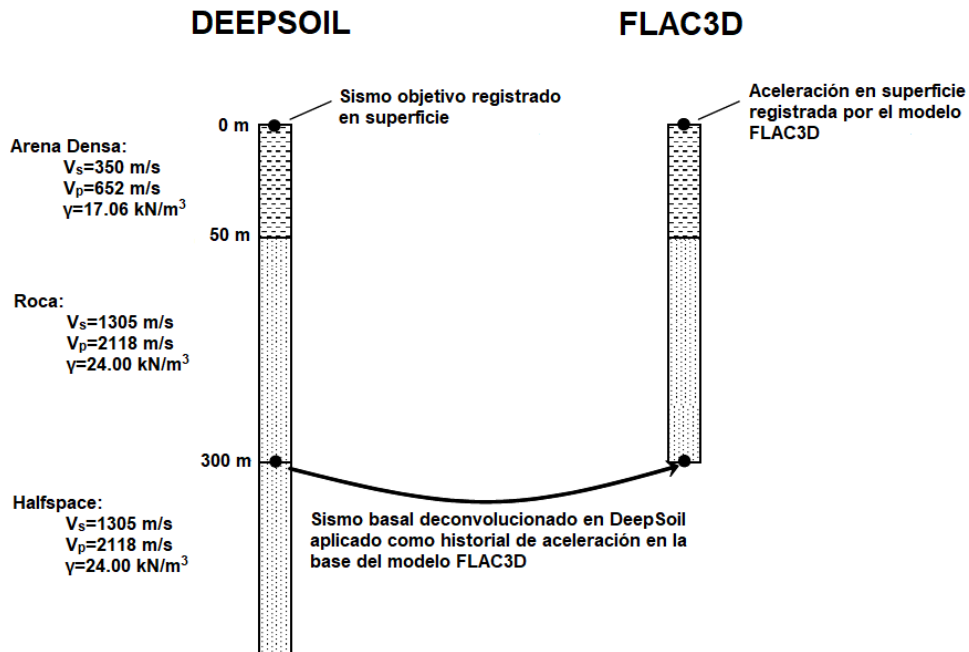


Figura 5.3: Deconvolución registro superficial (Adaptada de Mejía & Dawson, 2006)

Una vez obtenidos los registros en la base de la roca, se generó en *FLAC3D* una geometría equivalente a la elaborada en *DeepSoil*. Al realizar el procedimiento de deconvolución para el caso de base rígida, el sismo se ingresa directamente como aceleración en la base en la dirección horizontal y vertical (Mejía & Dawson, 2006).

Los casos de respuesta libre del suelo corresponden a casos simulados considerando la roca elástica, en donde al estrato de arena densa se le aplicaron las siguientes consideraciones alternativas:

- Modelo constitutivo Mohr-Coulomb y 1% de amortiguamiento de Rayleigh
- Modelo constitutivo Mohr-Coulomb y amortiguamiento Histerético
 - Sin límite inferior a la degradación de módulo (RM0)
 - Con límite inferior de 0.1 a la degradación de módulo (RM0.1)
- Modelo constitutivo avanzado P2PSand

Para llevar a cabo este estudio, en primer lugar se debe calibrar el amortiguamiento histerético, en donde la curva objetivo será la misma utilizada en el modelo constitutivo P2PSand, es decir las curvas de degradación y amortiguamiento establecidas por EPRI (1993).

Por último, y con el fin de complementar la comparación, para cada simulación realizada se presentarán los pseudo-espectros de aceleración horizontal y vertical los cuales permiten una forma estándar de evaluar el contenido de frecuencias de los registros sísmicos y la amplificación asociada a cada frecuencia. Los pseudo espectros de respuesta pueden presentar un máximo global seguido de otros máximos locales de menor valor o bien un máximo global seguido de otros máximos de similar valor. (Verdugo & Valladares, 2016).

5.1. Calibración del amortiguamiento histerético

La calibración del amortiguamiento histerético en *FLAC3D*, tanto para el factor de degradación del módulo como el amortiguamiento se basa en la comparación de estas curvas con respecto a una curva objetivo, la cual en este caso corresponde a la establecida por EPRI (1993)

La calibración del amortiguamiento histerético se realizó en base a un ejemplo de *FLAC3D* que modela una capa de 20 metros la cual es excitada por un sismo digitalizado que llega a producir un esfuerzo cíclico razonablemente grande (llegando a un 10% de deformación de corte). De las distintas formulaciones que posee el amortiguamiento histerético en *FLAC3D* se usaron la formulación *default* representada por una ecuación cúbica de dos parámetros y la formulación *sigmoidal-3* representada por una ecuación sigmoideal de tres parámetros cuyas formulaciones se presentan en las Secciones 5.1.1 y 5.1.2 respectivamente.

Hay que tener en cuenta que las relaciones de esfuerzos de las curvas de reducción de módulo que supone el esquema histerético de *FLAC3D* son estacionarias, es decir, el esfuerzo solo depende de sí mismo y no del número de ciclos o del historial de trayectoria anterior. Sin embargo, en la realidad, cuando los materiales granulares son sometidos a esfuerzos cíclicos sufren procesos de endurecimiento y ablandamiento que

provocan que los ciclos sucesivos sean diferentes, lo que explica que, de alguna manera, en simulaciones *FLAC3D* la curva de reducción de módulo sea aparentemente inconsistente con la curva de amortiguamiento correspondiente. De igual manera, aunque la simulación ignore los efectos no estacionarios, la coincidencia de ambas curvas puede ser lograda con una precisión razonable (Itasca Consulting Group, 2019).

5.1.1. Función “default”

En este caso, los dos parámetros que definen la función *default* del amortiguamiento histerético son L_1 y L_2 los cuales están definidos por la ecuación (30), donde para el rango de arenas tienen valores de -3.325 y 0.823 respectivamente (Itasca Consulting Group, 2019).

$$G_s = s^2(3 - 2s) \quad (30)$$

$$s = \frac{L_2 - \log_{10}(\gamma)}{L_2 - L_1} \quad (31)$$

La calibración parte con estos parámetros, los cuales se varían hasta ajustar lo mejor posible a la curva objetivo. Los resultados de la curva de degradación y amortiguamiento se presentan en las Figuras 5.4 y 5.5 en donde se observa que la degradación del módulo obtenida en *FLAC3D* se asemeja a la curva objetivo mientras que el amortiguamiento es sobre estimado para deformaciones de corte mayores a 1%. Los parámetros que mejor ajustan ambas curvas son $L_1=-3.325$ y $L_2=0.647$

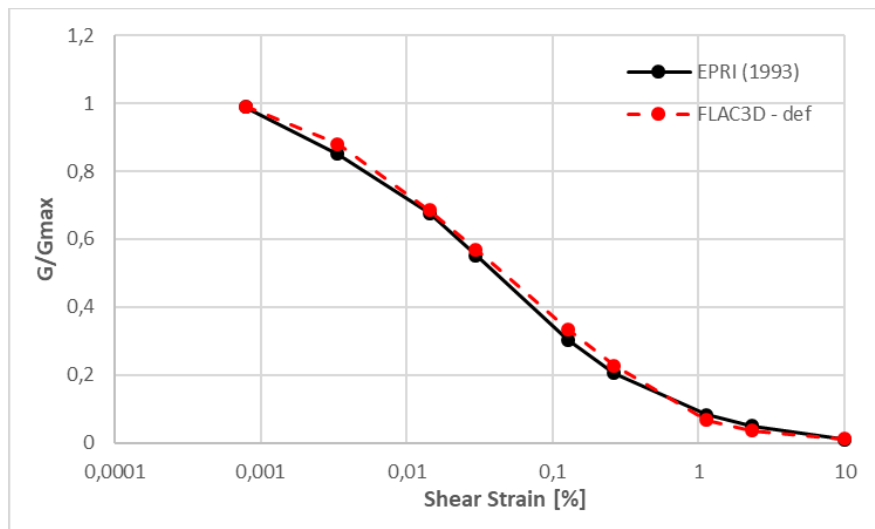


Figura 5.4: Curva degradación - Función default

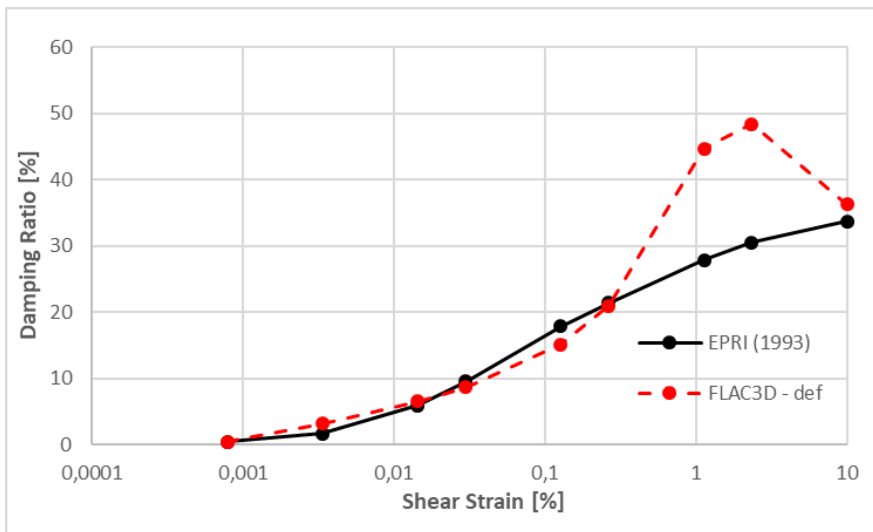


Figura 5.5: Curva amortiguamiento - Función default

5.1.2. Función “sigmoidal-3”

Para la función *sigmoidal-3*, los tres parámetros que la definen son a , b y x_0 los cuales están definidos por la ecuación (32), donde para el rango de arenas, tienen valores de 1.017, -0.5870 y -0.633 respectivamente (Itasca Consulting Group, 2019).

$$G_s = \frac{a}{1 + \exp\left(\frac{-(\log_{10}(\gamma) - x_0)}{b}\right)} \quad (32)$$

Al igual que el caso anterior, la calibración parte con estos parámetros, los cuales se varían hasta ajustar lo mejor posible a la curva objetivo. Los resultados de la curva de degradación y amortiguamiento se presentan en las Figuras 5.6 y 5.7 en donde, al igual que para la función *default*, se observa que la degradación del módulo obtenida en *FLAC3D* se asemeja a la curva objetivo mientras que el amortiguamiento es sobre estimado para deformaciones de corte mayores a 1%. Los parámetros que mejor ajustan ambas curvas son $a=0.952$, $b=-0.5592$ y $x_0=-1.249$

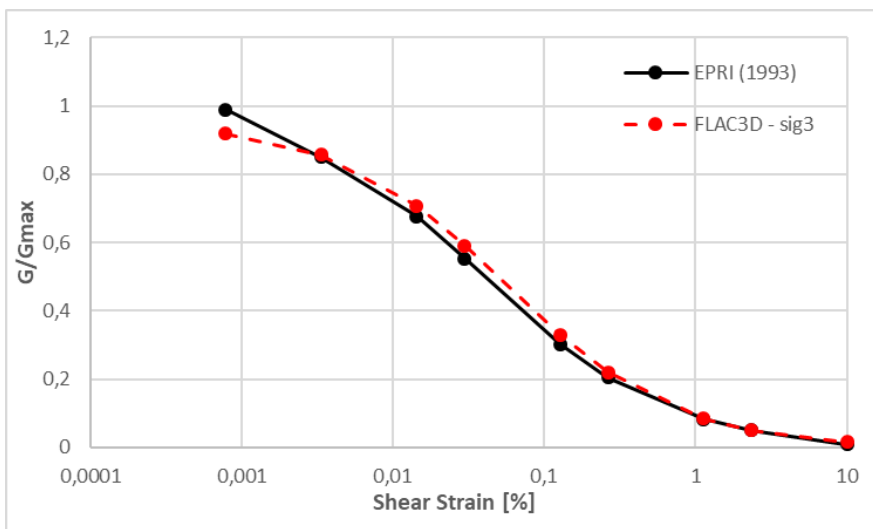


Figura 5.6: Curva degradación - Función sigmoidal-3

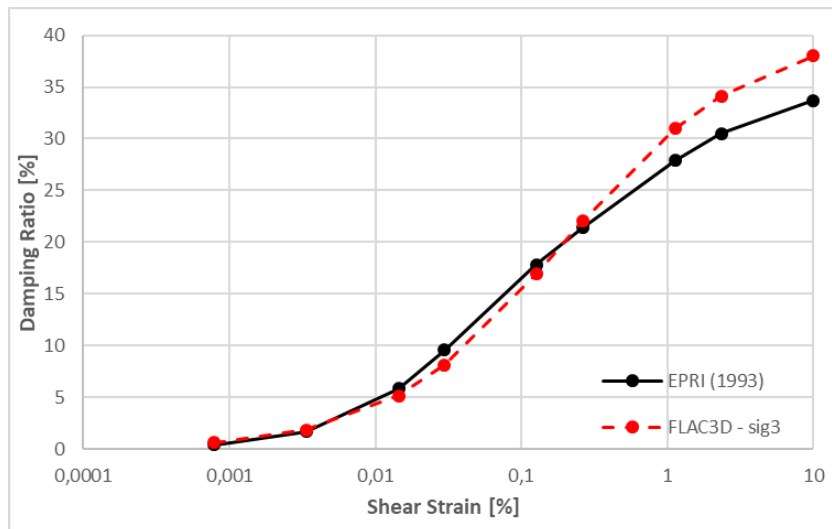


Figura 5.7: Curva amortiguamiento - Función sigmoidal-3

La degradación del módulo es capturada de forma semejante a la curva objetivo tanto para la función *default* como la función *sigmoidal-3*. Sin embargo, se observan diferencias en la curva de amortiguamiento en donde, si bien ambas sobre estiman el amortiguamiento para deformaciones de corte mayores a 1%, la función *default* entrega valores de amortiguamiento de hasta 50% cuando la curva objetivo tiene un máximo de aproximadamente 35%. Para el caso de la función *sigmoidal-3* los valores máximos de amortiguamiento no sobrepasan el 40%. Por lo que en las simulaciones *FLAC3D* con modelo Mohr-Coulomb se utilizará el amortiguamiento histerético dado por la función *sigmoidal-3* debido a que tiene un mejor ajuste a la curva objetivo de amortiguamiento.

5.2. Comparación entre esquemas de amortiguamiento en *FLAC3D*

En la Figura 5.8 se ilustra el ejercicio, donde en la base se aplica el registro obtenido como parte del proceso de deconvolución explicado anteriormente. El objetivo es reproducir bajo los distintos casos de análisis, el registro en superficie (Ver Figura 5.1 y Figura 5.2).

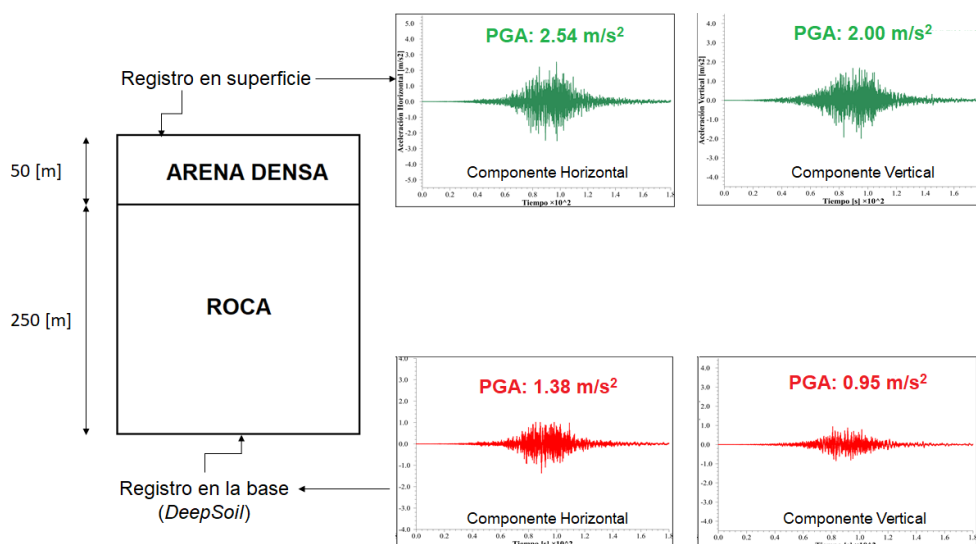


Figura 5.8: Ilustración problema comparación de esquemas de amortiguamiento

Los resultados obtenidos en la simulación de respuesta libre del suelo para cada esquema de amortiguamiento explicado anteriormente se presentan a continuación:

5.2.1. Resultados con amortiguamiento histerético

- Sin Límite Inferior a la degradación del módulo (RM0)

En la Figura 5.9 se presenta la comparación entre el registro horizontal superficial original con el obtenido en la simulación con amortiguamiento histerético sin límite inferior al factor de degradación del módulo. La Figura 5.10 expone los pseudo-espectros de aceleraciones de ambos registros.

Lo propio se presenta en las Figuras 5.11 y 5.12 para el caso del registro vertical superficial. Cabe destacar que, en la simulación *FLAC3D*, se tuvo que adicionar un 1,0% de amortiguamiento de Rayleigh.

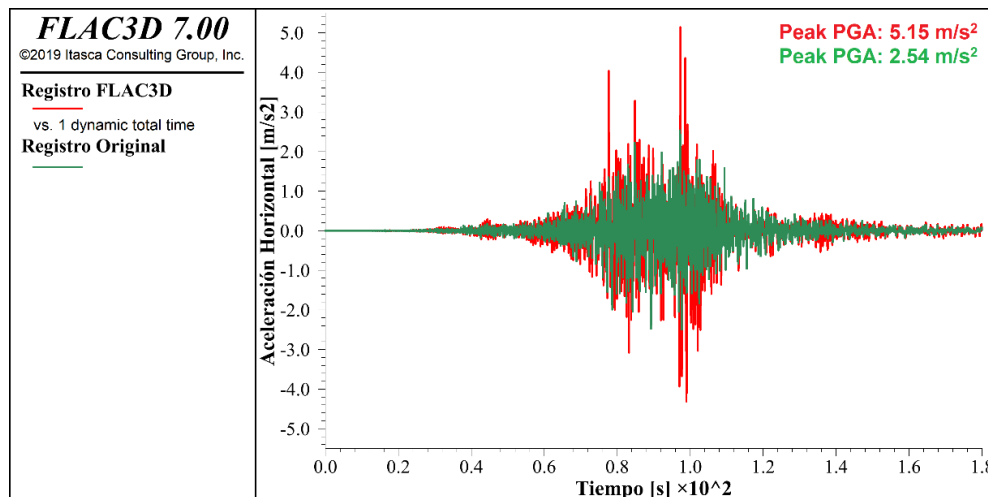


Figura 5.9: Comparación registros de aceleración horizontal – Histerético RM0

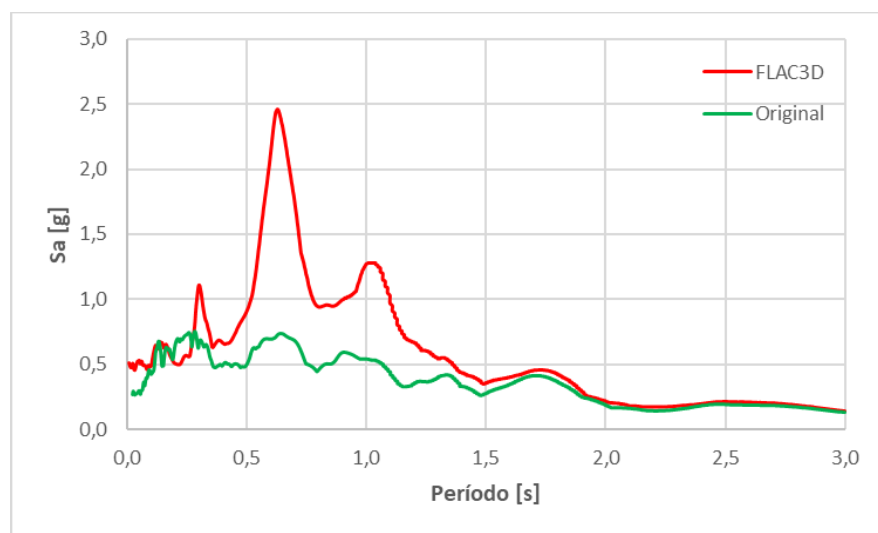


Figura 5.10: Pseudo-espectros de aceleración horizontal - Histerético RM0

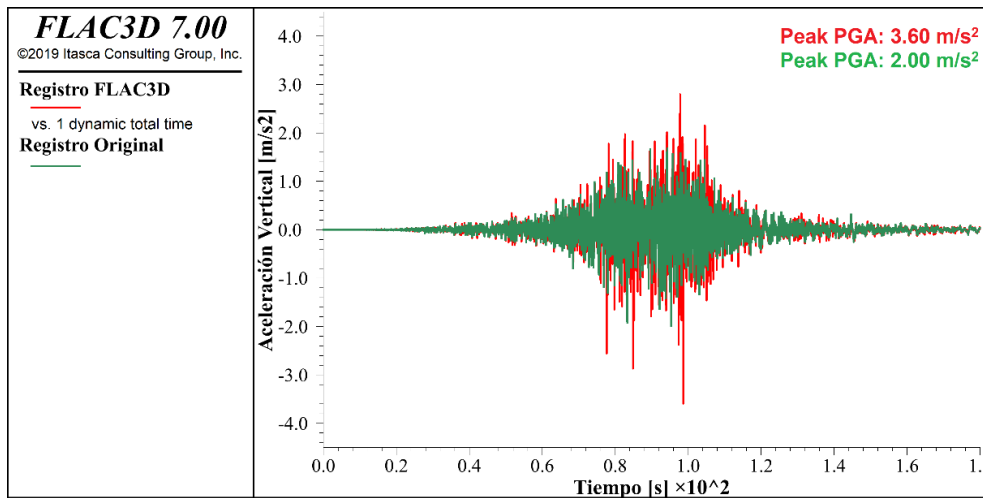


Figura 5.11: Comparación registros de aceleración vertical – Histerético RM0

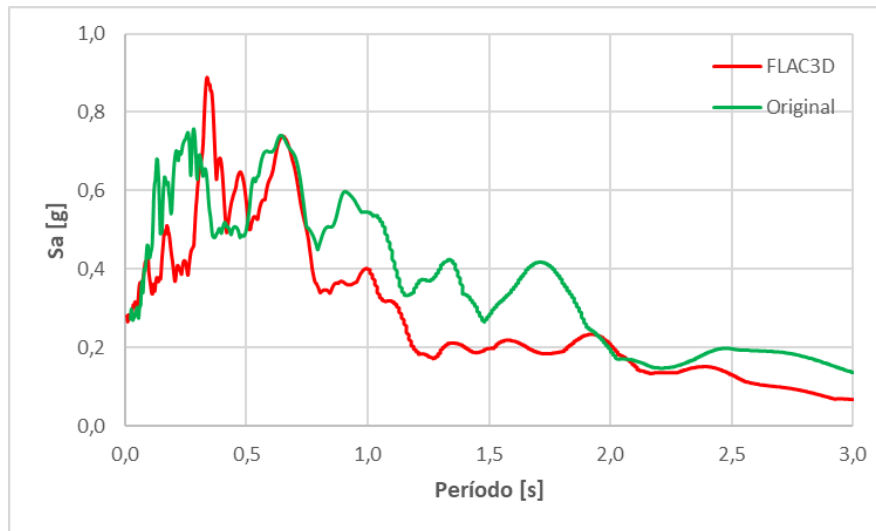


Figura 5.12: Pseudo-espectros de aceleración vertical - Histerético RM0

En la componente horizontal se observan diferencias entre el registro original y el del modelo *FLAC3D* la cual se acentúa entre los 70 y 100 segundos del sismo. El *peak* de aceleración del registro original es de 2.54 m/s² mientras que el del modelo es de 5.15 m/s². La Figura 5.10 permite determinar que la mayor amplificación de ambos registros es para el período de 0.6 segundos, pero con grandes diferencias de valor de pseudo-aceleración. Por otro lado, cabe destacar que la pseudo-aceleración en el período 0 no coincide entre ambos registros.

Por otro lado, en la componente vertical se tienen menores diferencias entre ambos registros con la mayor diferencia en el mismo intervalo que el caso horizontal, es decir entre 70 y 100 segundos. El *peak* de aceleración del registro original es de 2.00 m/s² mientras que el del modelo es de 3.60 m/s². Los pseudo-espectros de estos registros presentan mayor similitud, como se observa en la Figura 5.12 en donde la pseudo-aceleración en el período 0 es la misma además la mayor amplificación se tiene en un período entre 0.2 y 0.6 segundos. Sin embargo, entre los períodos 0.7 y 2.0 segundos se observa mayor amplificación en el pseudo-espectro del registro *FLAC3D*.

- Con límite inferior 0.1 al factor de degradación del módulo (RM0.1)

Se procede a simular el mismo caso anterior, pero esta vez se agrega el complemento de límite inferior al factor de degradación del módulo. Se utiliza el valor de 0.1 por ser el mismo valor que tiene por defecto el modelo constitutivo P2PSand.

En la Figura 5.13 se presenta la comparación entre el registro horizontal superficial original con el obtenido en la simulación *FLAC3D*. La Figura 5.14 expone los pseudo-espectros de aceleraciones de ambos registros.

Lo propio se presenta en las Figuras 5.15 y 5.16 para el caso del registro vertical superficial. Cabe destacar que, en la simulación *FLAC3D*, se tuvo que adicionar un 1,0% de Rayleigh

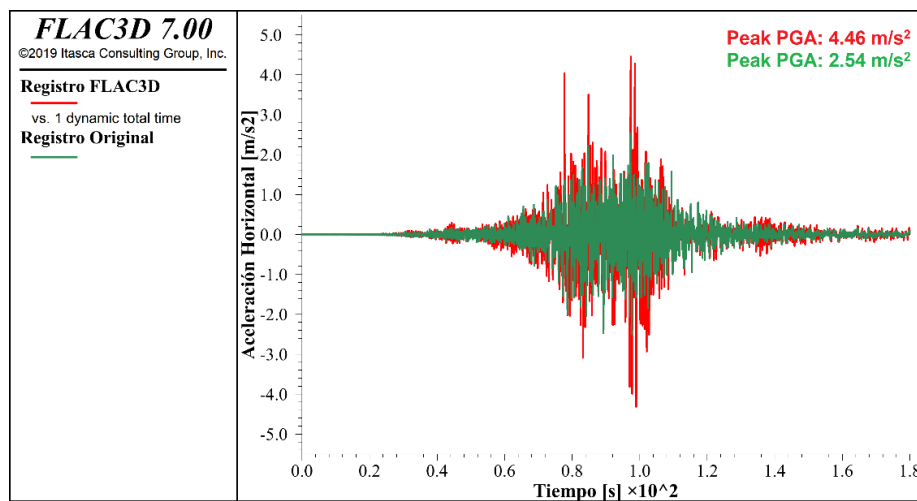


Figura 5.13: Comparación registros de aceleración horizontal – Histerético RM0.1

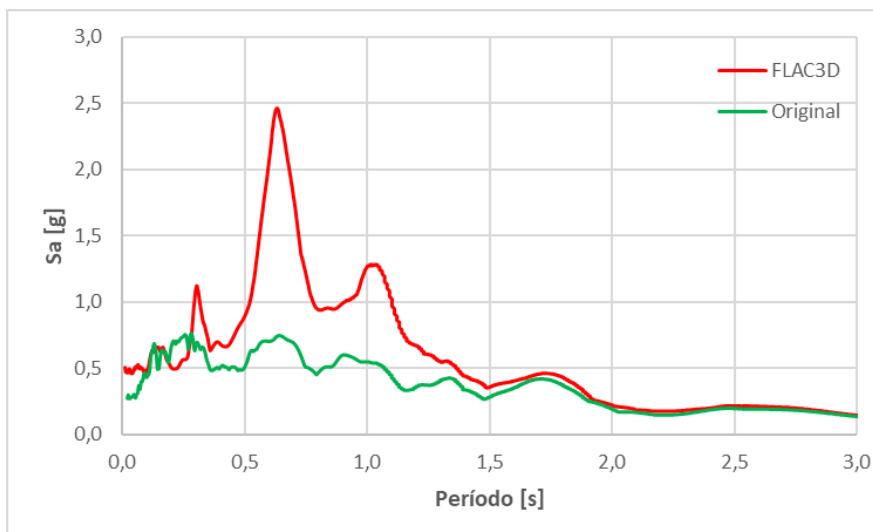


Figura 5.14: Pseudo-espectros de aceleración horizontal - Histerético RM0.1

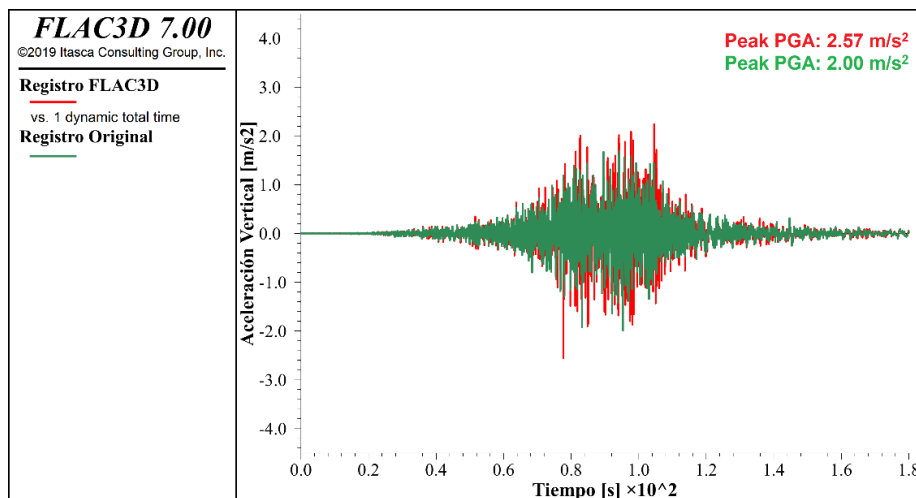


Figura 5.15: Comparación registros de aceleración vertical – Histerético RM0.1

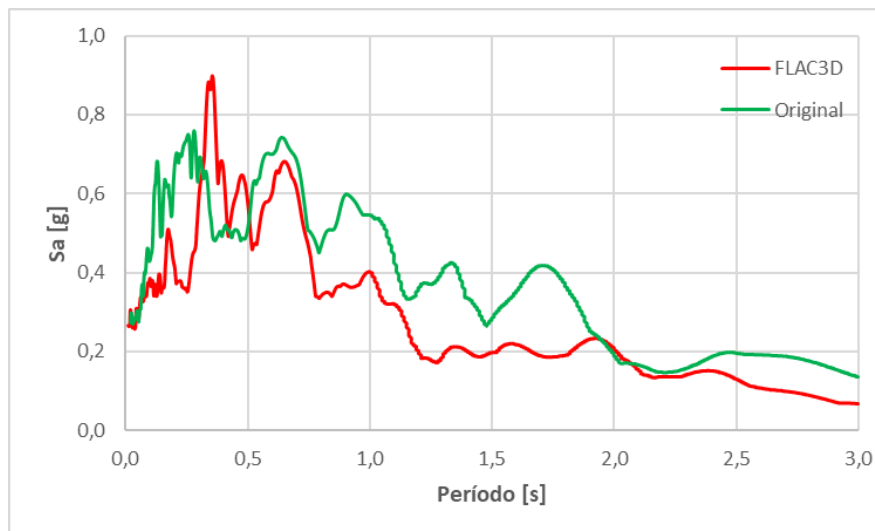


Figura 5.16: Pseudo-espectros de aceleración vertical - Histerético RM0.1

En la componente horizontal se observan diferencias entre el registro original y el del modelo *FLAC3D* acentuada entre los 70 y 100 segundos del sismo. El *peak* de aceleración del registro original es de 2.54 m/s² mientras que el del modelo es de 4.46 m/s². La Figura 5.14 permite determinar que la mayor amplificación de ambos registros es para el mismo período (0.6 segundos) pero con grandes diferencias de valor de pseudo-aceleración. Por otro lado, cabe destacar que la pseudo-aceleración en el período 0 no coincide entre ambos registros.

La componente vertical presenta menores diferencias con una diferencia de aceleración notoria a los 80 segundos. El *peak* de aceleración del registro original es de 2.00 m/s² mientras que el del modelo es de 2.57 m/s². Los pseudo-espectros de estos registros presentan mayor similitud, como se observa en la Figura 5.16 en donde la pseudo-aceleración en el período 0 es la misma además la mayor amplificación se tiene en un período entre 0.2 y 0.6 segundos. Sin embargo, entre los períodos 0.7 y 2.0 segundos se observa mayor amplificación en el pseudo-espectro del registro *FLAC3D*.

5.2.2. Resultados con amortiguamiento de Rayleigh

En la Figura 5.17 se presenta la comparación entre el registro horizontal superficial original con el obtenido en la simulación con 1% de amortiguamiento de Rayleigh. La Figura 5.18 expone los pseudo-espectros de aceleraciones de ambos registros.

De igual manera, se presenta en las Figuras 5.19 y 5.20 el caso comparativo del registro vertical superficial.

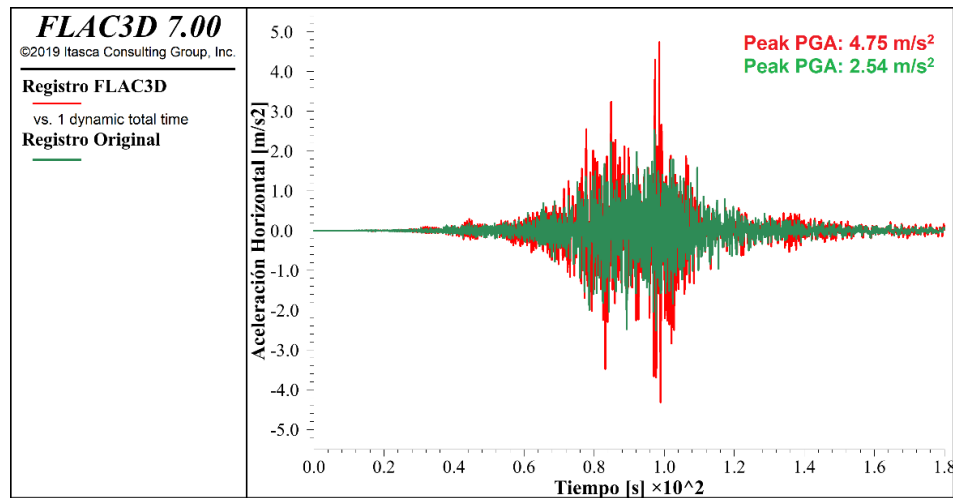


Figura 5.17: Comparación registros de aceleración horizontales – Rayleigh

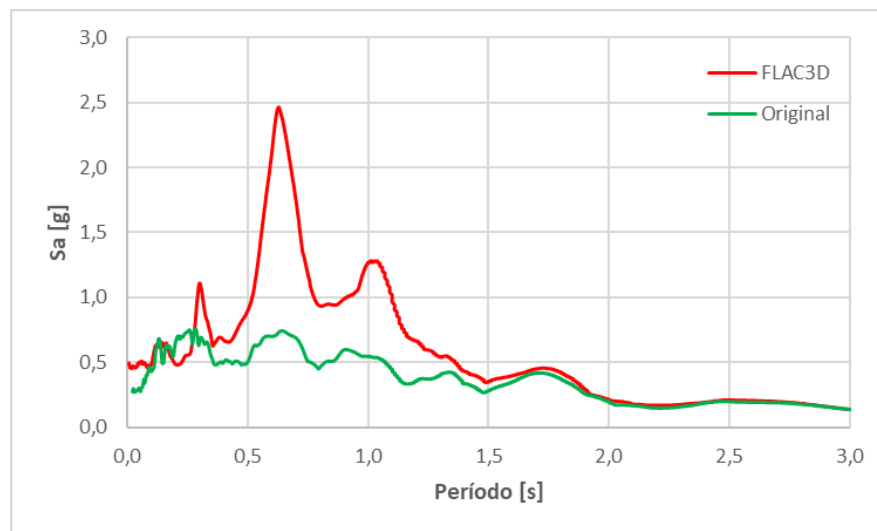


Figura 5.18: Pseudo-espectros de aceleración horizontal – Rayleigh

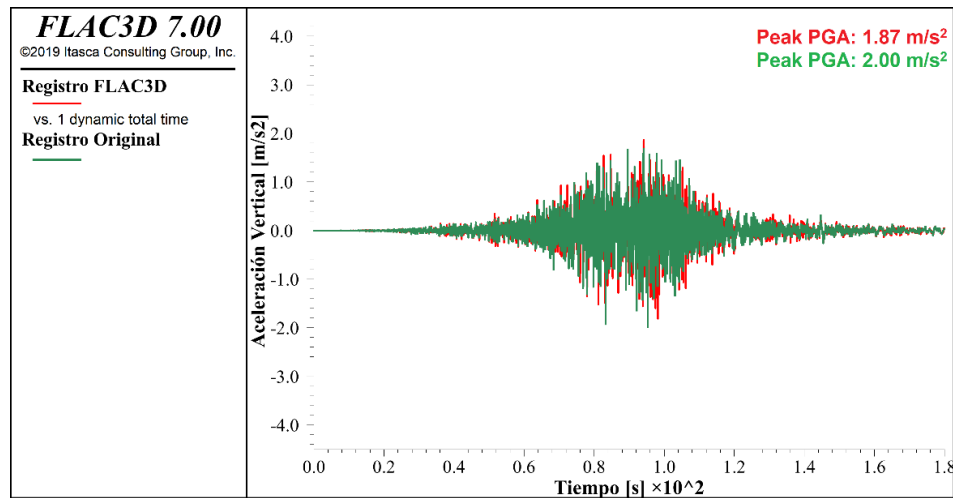


Figura 5.19: Comparación registros de aceleración vertical – Rayleigh

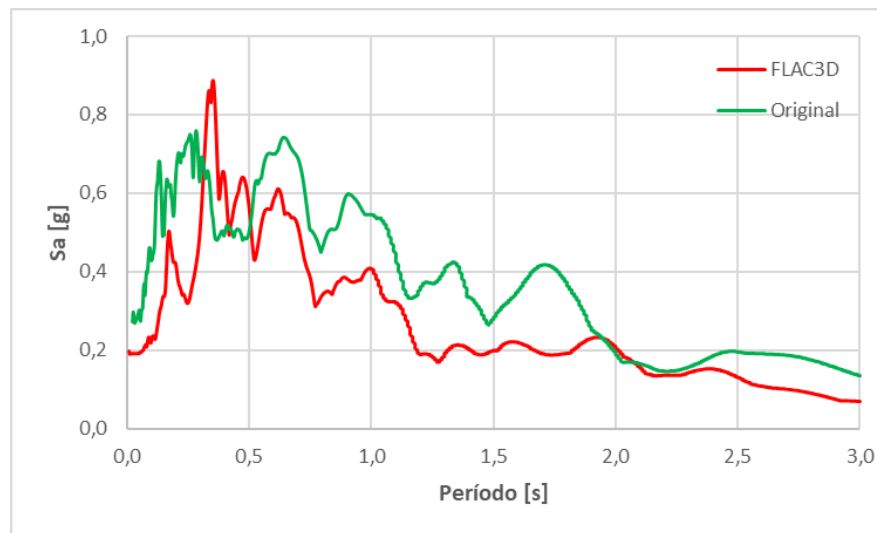


Figura 5.20: Pseudo-espectros de aceleración vertical – Rayleigh

En la componente horizontal se observan diferencias entre el registro original y el del modelo *FLAC3D* acentuada entre los 70 y 100 segundos del sismo. El *peak* de aceleración del registro original es de 2.54 m/s² mientras que el del modelo es de 4.75 m/s². La Figura 5.18 permite determinar que la mayor amplificación de ambos registros es para el mismo período (0.6 segundos) pero con grandes diferencias de valor de pseudo-aceleración. En este caso, se destaca también que la pseudo-aceleración en el período 0 no coincide entre ambos registros.

La componente vertical registrada por el modelo *FLAC3D* presenta un mejor ajuste al registro original en donde el *peak* de aceleración del modelo es de 1.87 m/s² cercano a los 2.00 m/s² del registro original. Los pseudo-espectros de estos registros presentan mayor similitud, como se observa en la Figura 5.20, la mayor amplificación se tiene en un período entre 0.2 y 0.6 segundos. Sin embargo, entre los períodos 0.7 y 2.0 segundos se observa mayor amplificación en el pseudo-espectro del registro *FLAC3D* además de que posee una diferencia de valor de la pseudo-aceleración en el período 0.

5.2.3. Resultados con P2PSand

En la Figura 5.21 se presenta la comparación entre el registro horizontal superficial original con el obtenido en la simulación con P2PSand en *FLAC3D*. La Figura 5.22 expone los pseudo-espectros de aceleraciones de ambos registros.

Lo propio se presenta en las Figuras 5.23 y 5.24 para el caso del registro vertical superficial. Cabe destacar que, en la simulación *FLAC3D*, se tuvo que adicionar un 0,2% de Rayleigh.

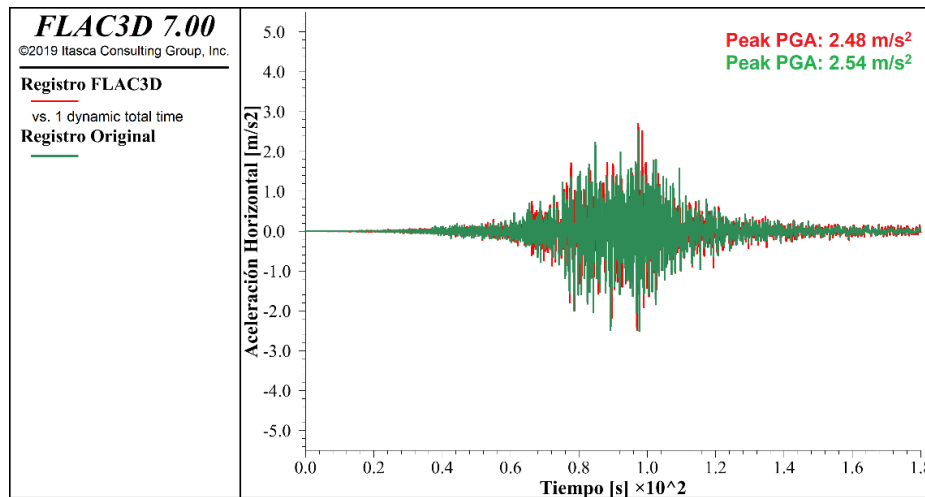


Figura 5.21: Comparación registros de aceleración horizontal – P2PSand

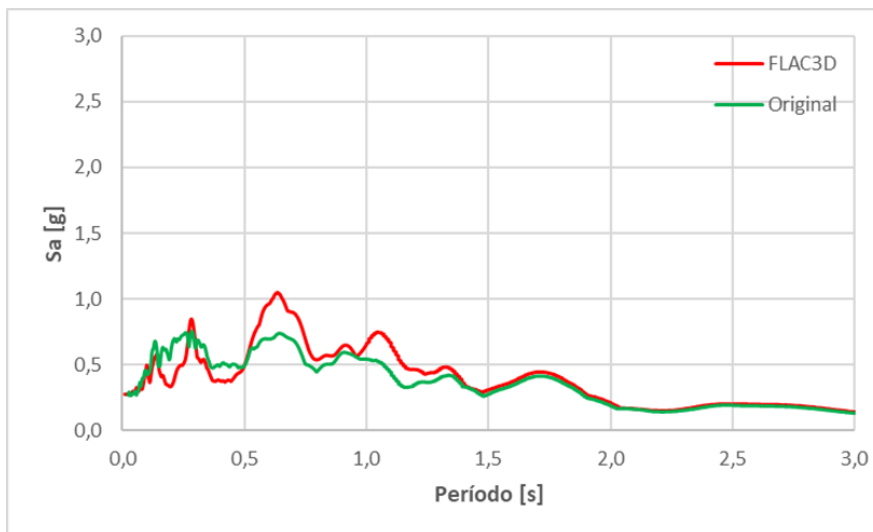


Figura 5.22: Pseudo-espectros de aceleración horizontal - P2PSand

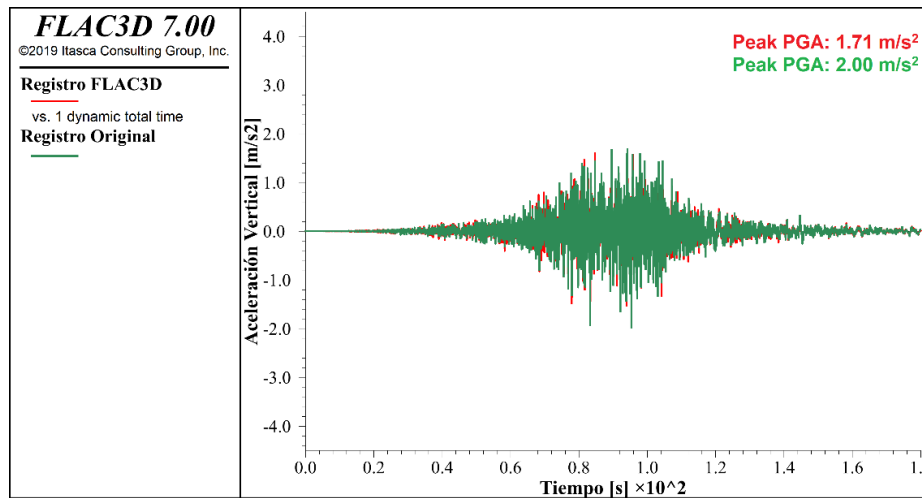


Figura 5.23: Comparación registros de aceleración vertical – P2PSand

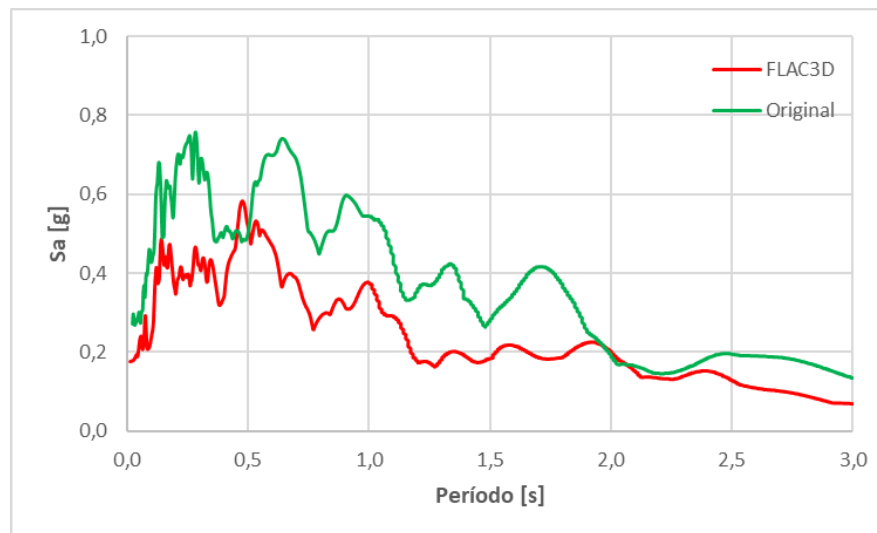


Figura 5.24: Pseudo-espectros de aceleración vertical - P2PSand

En la componente horizontal se observan semejanza entre ambos registros donde el *peak* de aceleración del registro original es de 2.54 m/s² cercano al valor 2.48 que entrega el modelo. La comparación entre los pseudo-espectros en la Figura 5.22 permite determinar que la mayor amplificación de ambos registros es en el mismo rango de periodo con una amplificación máxima en el período 0.6 segundos. Se tiene mismo valor de pseudo-aceleración en el período 0 además de poseer valores cercanos de pseudo-aceleración.

La componente vertical registrada por el modelo *FLAC3D* es similar al registro original en donde el *peak* de aceleración del modelo es de 1.71 m/s² cercano a los 2.00 m/s² del registro original. De la comparación de pseudo-espectros de aceleración de ambos registros se observa que el rango de amplificación es en el mismo período, entre 0.2 y 0.6 segundos. Sin embargo, se observan diferencias tanto en la pseudo-aceleración en el período 0 como en la máxima pseudo-aceleración en donde para esta última se obtiene en distinto valor de período.

5.2.4. Comparación de resultados

En las Tablas 5.1 y 5.2 se resumen los resultados *peak* de aceleración horizontal y vertical respectivamente de cada caso simulado en donde se compara, a través de una diferencia porcentual, al *peak* de aceleración del registro original en superficie.

Tabla 5.1: Comparación *peak* de aceleración horizontal

Caso simulado	<i>Peak</i> aceleración horizontal [m/s²]	Diferencia porcentual registro real [%]
Histerético Sin Límite Inferior	5,15	103
Histerético Límite Inferior 0.1	4,46	76
Rayleigh	4,75	87
P2PSand	2,48	2

Tabla 5.2: Comparación *peak* de aceleración vertical

Caso simulado	<i>Peak</i> aceleración vertical [m/s²]	Diferencia porcentual registro real [%]
Histerético Sin Límite Inferior	3,60	80
Histerético Límite Inferior 0.1	2,57	28
Rayleigh	1,87	7
P2PSand	1,71	15

De los resultados obtenidos se observa que, de manera general, el esquema de amortiguamiento histerético y el de Rayleigh tienen menores diferencias respecto al registro original en la componente vertical, mientras que el P2PSand hace lo propio respecto a la componente horizontal, aunque cabe destacar que el modelo constitutivo P2PSand reproduce de manera correcta la aceleración superficial tanto horizontal como vertical. Estas diferencias observadas son válidas también en lo obtenido en los pseudo espectros de aceleración, en donde la diferencia de *peak* en la componente horizontal es notoria para los casos simulados con amortiguamiento histerético y amortiguamiento de Rayleigh.

Respecto a los pseudo espectros se tiene que, de manera general, el rango de períodos donde se acentúa la amplificación sísmica es similar entre lo obtenido en simulaciones *FLAC3D* y el registro original. Las diferencias se encuentran en el valor amplificado en donde las menores diferencias se tienen para el caso simulado con el modelo constitutivo avanzado P2PSand.

El modelo P2PSand es el que mejor reproduce las aceleraciones en superficie, lo que se observa en las Figuras 5.21 y 5.23, teniendo diferencias porcentuales en *peak* de aceleración de 2% y 15% aproximadamente respecto al registro horizontal y vertical respectivamente. Este resultado permite establecer que los modelos constitutivos avanzados, que representan de manera correcta la histéresis del material granular, son más completos que los modelos constitutivos simples no lineales a los cuales se les agrega un complemento de amortiguamiento.

Sin embargo, cabe destacar que tener en cuenta el nuevo complemento de *FLAC3D* a este esquema de amortiguamiento, permitiendo imponer un límite inferior de 0.1 al factor de degradación de módulo, permite obtener mejores resultados disminuyendo las diferencias respecto al registro original. En la componente horizontal la diferencia pasa a ser de 76% respecto a 103% del caso sin tener en cuenta este efecto mientras que en la componente vertical la diferencia disminuye a un 28% respecto al 80% de diferencia que se tiene al no tener en cuenta el complemento. Por último, se tiene el caso simulado con histerético teniendo en cuenta el límite inferior a la degradación de módulo entrega resultados similares que el caso simulado con 1% de amortiguamiento de Rayleigh.

6. APLICACIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO P2PSAND EN GEOMETRÍA 2D DE UN EJEMPLO DE TRANQUE DE RELAVES

Con la calibración del modelo P2PSand realizada, se procede a aplicarlo en un modelo bidimensional de un tranque de relaves con el fin de entender de mejor manera el comportamiento del modelo constitutivo ante distintas condiciones iniciales. Cabe destacar que es una aplicación de carácter cualitativa debido a que la arena de relaves calibrada (que corresponde a la arena del muro del tranque de relaves que se estudiará en el análisis 3D del Capítulo 7) no corresponde a la del depósito de este ejemplo.

La geometría del modelo 2D del tranque de relaves, obtenida de la biblioteca técnica de Itasca Chile, se presenta en la Figura 6.1, en donde el estrato denominado 'Actual' corresponde al muro de arena de altura 33 metros.

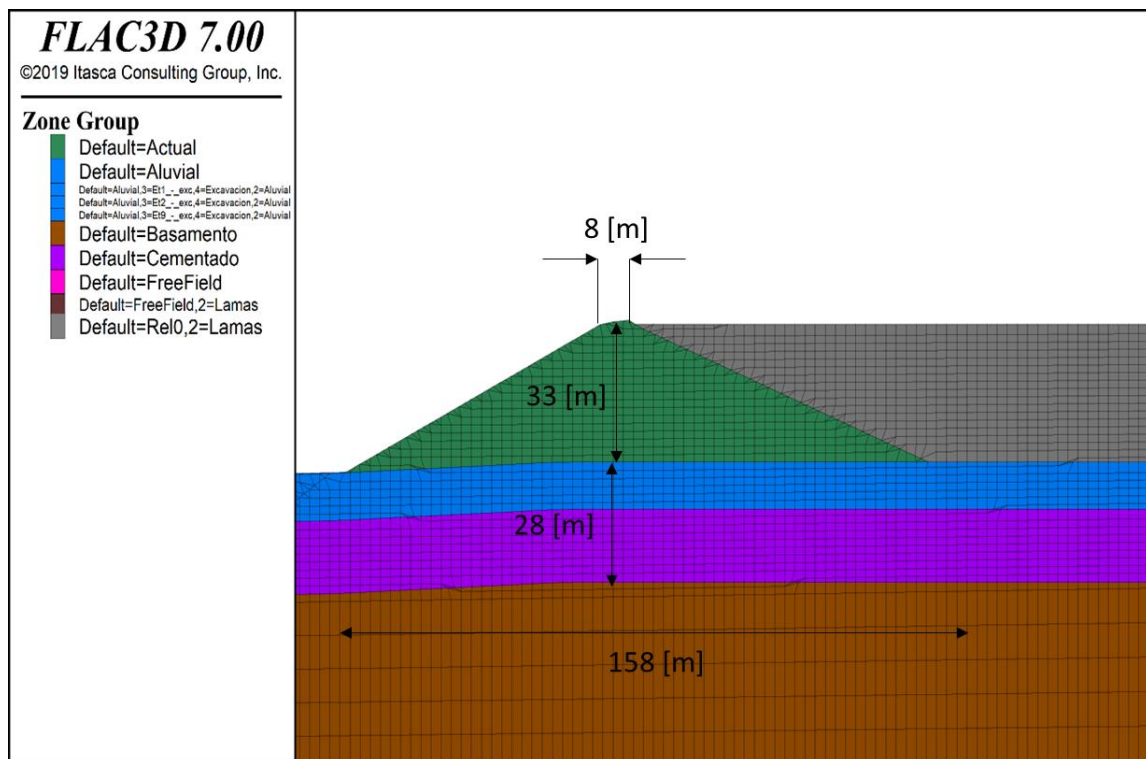


Figura 6.1: Modelo 2D - Sector muro de arena

6.1. Propiedades de los materiales

Los materiales que componen el modelo *FLAC3D*, como se observa en la Figura 6.1, son la roca basal, un estrato de suelo cementado de 18 metros de espesor medio, un estrato de suelo aluvial de espesor medio de 10 metros y las lamas, además de la arena de relaves que compone el muro cuyas propiedades se presentaron anteriormente en la Tabla 4.1 en el Capítulo 4.

Las propiedades de los materiales recién nombrados que fueron utilizados en la simulación *FLAC3D* se presentan a continuación de la Tabla 6.1

Tabla 6.1: Propiedades de los materiales - Modelo 2D tranque de relaves

Suelo	γ_h [ton/m ³]	ϕ [°]	c [kg/cm ²]	ν [-]	E_{est} [kg/cm ²]	E_{din} [kg/cm ²]
Lamas	1.70	0	$0.10 \cdot \sigma'_v$	0.49	$20 \cdot \sigma'_0^{0.5}$	$E_{din} = 3 \cdot E_{est}$
Aluvial	1.75	34	0	0.33	$120 \cdot \sigma'_0^{0.6}$	
Cementado	2.10	20	2	0.33	$1000 \cdot \sigma'_0^{0.5}$	
Roca	2.70	Elástico		0.25	20000	

El modelo constitutivo asignado para los materiales del modelo fue Mohr Coulomb (M-C), salvo para la roca basal que fue asignada con modelo elástico.

6.2. Propiedades del sismo de análisis

El sismo utilizado en el análisis corresponde a la condición de diseño operacional. Los registros se descomponen en dos componentes, una horizontal y otra vertical, los cuales tienen una duración de 100 segundos. Las características de ambas componentes se presentan en la Tabla 6.2 y 6.3.

Tabla 6.2: Características registro horizontal - Sismo operacional

Parámetro	Unidad	Símbolo	Valor
Aceleración Máxima	g	PGA	0,45
Velocidad Máxima	m/s	PGV	0,33
Desplazamiento Máximo	m	PGD	0,29

Tabla 6.3: Características registro vertical - Sismo operacional

Parámetro	Unidad	Símbolo	Valor
Aceleración Máxima	g	PGA	0,29
Velocidad Máxima	m/s	PGV	0,20
Desplazamiento Máximo	m	PGD	0,14

El sismo es ingresado en la base del modelo *FLAC3D* simulando caso de base rígida, es decir se ingresa mediante historial de aceleraciones en la base del modelo.

6.3. Resultados simulaciones con P2PSand

6.3.1. Efecto del amortiguamiento de Rayleigh

La metodología utilizada para llevar a cabo los diferentes casos analizados consiste en modificar el modelo constitutivo del muro de arena durante la corrida dinámica asignándole los parámetros calibrados presentados en la Tabla 4.12. Las condiciones iniciales de tensiones en el muro corresponden a las tensiones finales existentes en este al cabo del término de la corrida estática según lo recomendado por Cheng (2018). Cabe destacar que al cambiar al modelo constitutivo, y previo a ingresar la carga sísmica, tanto los desplazamientos como las velocidades en los *gridpoints* del modelo *FLAC3D* se inicializan en cero.

Los casos de complemento de amortiguamiento de Rayleigh simulados fueron los siguientes:

- Sin Rayleigh (0% R)
- 0.2% Rayleigh proporcional a la rigidez (0.2% RS)
- 2.0% Rayleigh proporcional a la rigidez (2.0% RS)
- 0.2% Rayleigh proporcional a la masa y rigidez (0.2% R)
- 2.0% Rayleigh proporcional a la masa y rigidez (2.0% R)

Se busca estudiar tanto el efecto del amortiguamiento de Rayleigh combinado (R) como solo proporcional a la rigidez (RS) debido a que, como se vio en la Sección 2.5.3, la componente proporcional a la rigidez se desactiva cuando se produce falla plástica en una zona mientras que la componente proporcional a la masa permanece activa.

Los resultados de deformación vertical en el coronamiento se presentan en la Tabla 6.4 para cada caso simulado, los cuales gráficamente se observan en la Figura 6.2.

Tabla 6.4: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto Rayleigh (P2PSand)

Caso simulado	Desplazamiento vertical [m]
0% R	-1.61
0.2% R	-1.55
0.2% RS	-1.49
2.0% R	-1.27
2.0% RS	-1.63

***R: Rayleigh Combinado; RS: Rayleigh Proporcional a la rigidez**

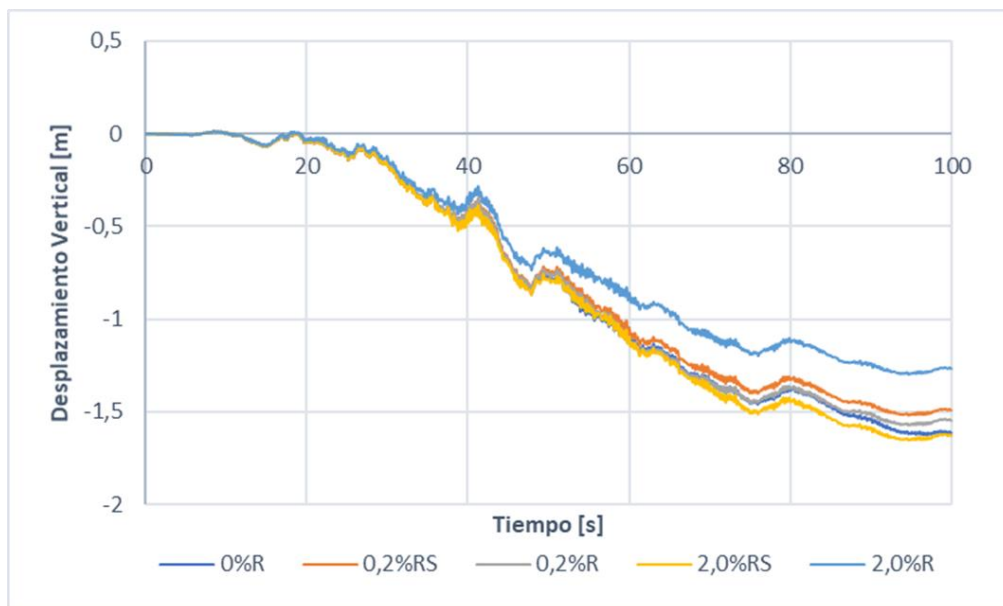


Figura 6.2: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto Rayleigh (P2PSand)

De los resultados obtenidos, los cuales son presentados en detalle en el Anexo C, se tiene que para el modelo constitutivo P2PSand no existe gran influencia del amortiguamiento de Rayleigh puesto que las diferencias en cuanto a deformaciones no son considerables. El efecto de este tipo de amortiguamiento es perceptible solo en el caso combinado de 2.0% en donde los desplazamientos disminuyeron en

aproximadamente un 20% en el coronamiento sin embargo el orden de magnitud obtenido es similar para todos los casos simulados.

Debido a la poca influencia en los resultados se concluye no utilizar amortiguamiento extra del tipo Rayleigh en simulaciones *FLAC3D* en zonas con el modelo constitutivo P2PSand para así evitar el uso de este esquema de amortiguamiento, que adicionalmente genera disminución en el escalón del tiempo y por ende un aumento en el tiempo total de solución en *FLAC3D*.

Los resultados de desplazamientos totales para el caso sin amortiguamiento de Rayleigh se presentan en la Figura 6.3.

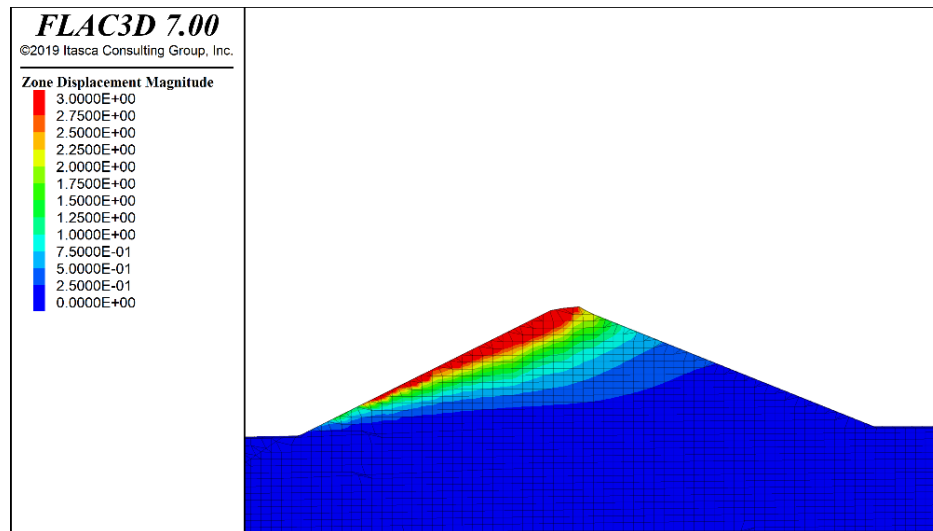


Figura 6.3: Desplazamientos totales [m] - Modelo P2PSand

En la Figura 6.3 se observa que el perfil de desplazamientos en el muro de arena se compara favorablemente con las superficies de falla esperables.

6.4. Resultados simulaciones con Mohr-Coulomb

Con el fin de comparar los resultados obtenidos con el modelo constitutivo avanzado P2PSand, se realizaron simulaciones con el modelo elasto-plástico Mohr-Coulomb (M-C) utilizando tanto el esquema de amortiguamiento histerético como el de Rayleigh.

6.4.1. Efecto del amortiguamiento

Se aplicó la misma metodología que la Sección anterior pero imponiendo en la corrida dinámica el modelo Mohr-Coulomb para la arena de relaves ajustando las propiedades con el fin de obtener las mismas propiedades que con el modelo constitutivo P2PSand. Esto se realizó mediante una función *FISH* que recorre cada zona del muro de arena recuperando las tensiones y presión de poros para luego asignar la propiedad de módulo de corte (G) según la ecuación (13) que define el modelo P2PSand, un valor de coeficiente de Poisson y de cohesión según la Tabla 4.1 con valores de 0.30 y 0 respectivamente y un módulo de compresibilidad (K) según la ecuación (15).

Se presenta en la Figura 6.4 una comparación entre el módulo de corte en ambos modelos antes de ser sometidos al sismo.

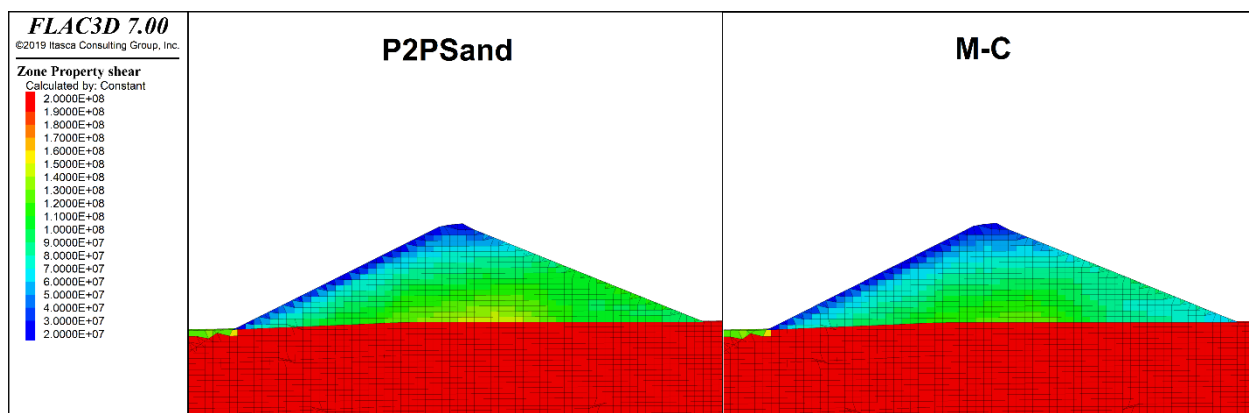


Figura 6.4: Comparación módulo de corte (G) en muro de arena – P2PSand y M-C

De la Figura 6,4 se observa que, en general, el módulo de corte en ambos modelos es de magnitud similar, aunque el modelo P2PSand posee algunos sectores más rígidos. Estas diferencias de rigidez se observan en la parte inferior del muro de arena tanto en la parte central como en el talud aguas arriba de éste. En la parte central inferior, el valor del módulo de corte en P2PSand es aproximadamente de 160 [MPa] y en el modelo Mohr-Coulomb es de 130 [MPa] mientras que en la parte inferior del talud aguas arriba este valor alcanza los 130 [MPa] en P2PSand y un valor de 80 [MPa] en el modelo Mohr-Coulomb.

Los casos de amortiguamiento simulados fueron los siguientes:

- Histerético (H)
- Histerético + 0.2% Rayleigh proporcional a la rigidez (H & 0.2% RS)
- Histerético + 2.0% Rayleigh proporcional a la rigidez (H & 2.0% RS)
- Histerético + 0.2% Rayleigh proporcional a la masa y rigidez (H & 0.2% R)
- Histerético + 2.0% Rayleigh proporcional a la masa y rigidez (H & 2.0% R)
- 2.0% Rayleigh proporcional a masa y rigidez (2.0% R)

Los resultados de deformación vertical en el coronamiento se presentan a continuación en la Tabla 6.5 para cada caso simulado, los cuales gráficamente se observan en la Figura 6.5.

Tabla 6.5: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto amortiguamiento (M-C)

Caso simulado	Desplazamiento vertical [m]
H	-4,05
H & 0.2% R	-3,23
H & 0.2% RS	-3,34
H & 2.0% R	-2,51
H & 2.0% RS	-3,29
2.0% R	-0,41

***H: Histerético, R: Rayleigh Combinado - RS: Rayleigh Proporcional a la rigidez**

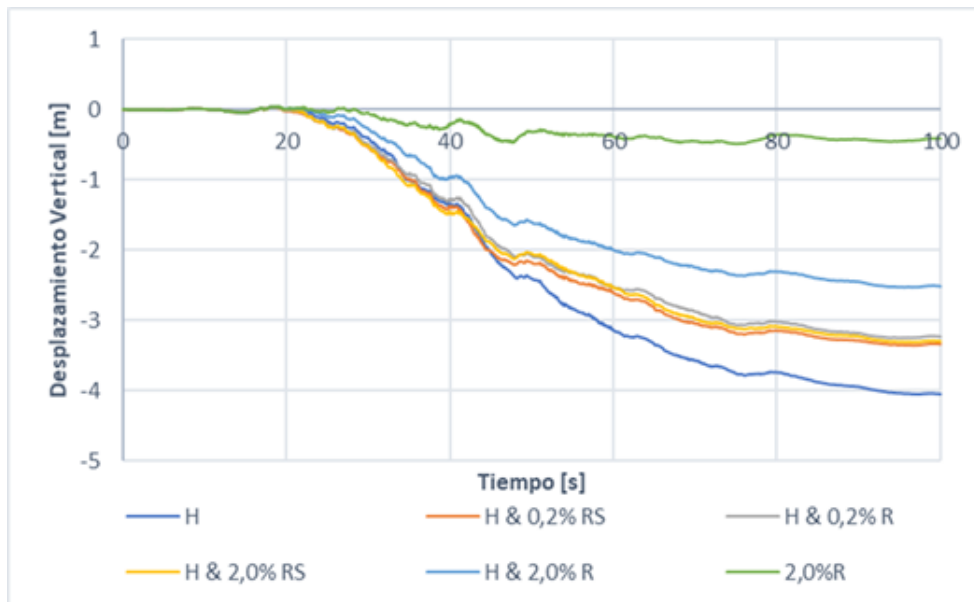


Figura 6.5: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto amortiguamiento (M-C)

De los resultados obtenidos, presentados en detalle en el Anexo C, se puede observar que para el caso del uso del amortiguamiento histerético, el complemento del amortiguamiento de Rayleigh tiene mayor influencia cuando se utiliza la componente combinada de este esquema.

Al utilizar adición de amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la rigidez en el esquema histerético las deformaciones disminuyen aproximadamente un 18% pero la variación en porcentaje no es significativa puesto que los resultados con 0,2% y 2,0% de este complemento son similares.

Al adicionar amortiguamiento de Rayleigh combinado, se tiene que cuando se aplica un 0,2% de este tipo de amortiguamiento los resultados son similares a los casos de 0,2% y 2,0% de Rayleigh proporcional a la rigidez. Cuando se aumenta a un 2,0% de este amortiguamiento las deformaciones disminuyen alrededor en un 25%.

Por otro lado, el desplazamiento final vertical en el coronamiento, al realizar la simulación con Mohr-Coulomb adicionando un 2.0% de amortiguamiento de Rayleigh combinado, es de 0.41 metros lo que representa aproximadamente un 10% del valor obtenido con el esquema histerético.

En las Figuras 6.6 y 6.7 se presentan los resultados de desplazamientos totales para el caso simulado con amortiguamiento histerético sin adicionar amortiguamiento del tipo Rayleigh y para el caso simulado únicamente con amortiguamiento de Rayleigh (2.0%).

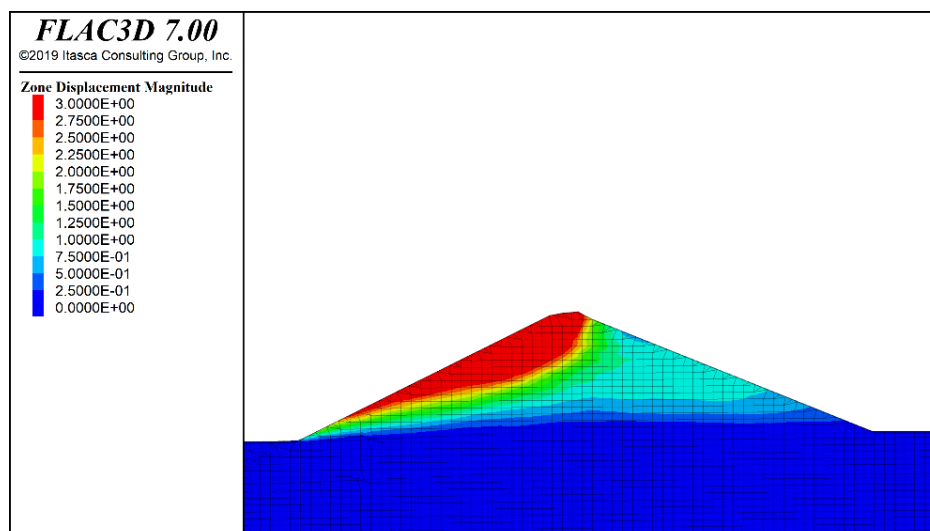


Figura 6.6: Desplazamientos totales [m] – Histerético (M-C)

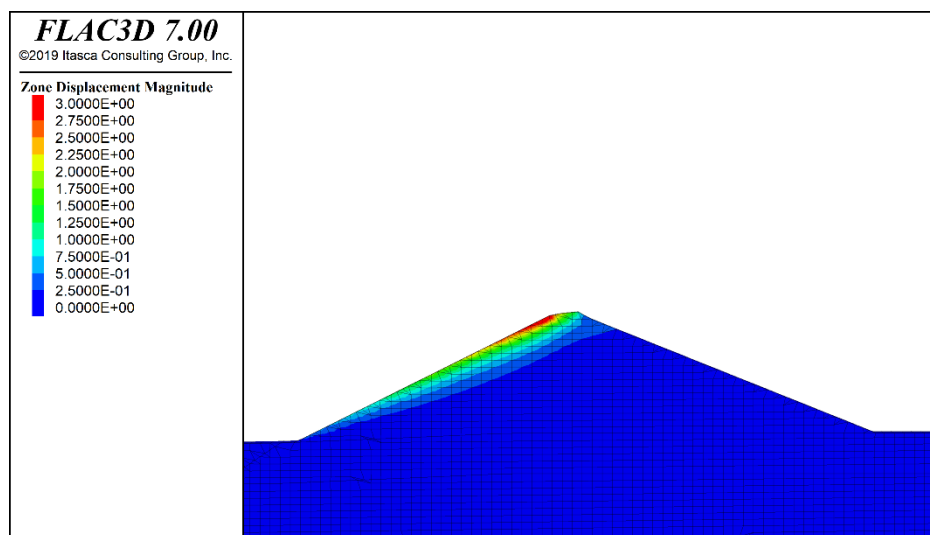


Figura 6.7: Desplazamientos totales [m] - Rayleigh (M-C)

Se observa que el amortiguamiento de Rayleigh rigidiza la estructura concentrando los desplazamientos a nivel superficial mientras que el amortiguamiento histerético captura cualitativamente la respuesta del muro pero sobreestimando los desplazamientos en comparación a lo obtenido con el modelo constitutivo P2PSand (Ver Figura 6.3). Esto se explica debido a que este último posee un límite inferior de 0.1 al factor de reducción del módulo, mientras que el amortiguamiento histerético por defecto no lo posee.

Como se mencionó en la Sección 2.5.3, la nueva versión del software *FLAC3D* permite ahora al usuario definir un límite inferior al factor de degradación del módulo cuando se utiliza el esquema de amortiguamiento histerético, lo cual se estudiará en la siguiente Sección.

6.4.2. Efecto de la degradación

Con el fin de estudiar el efecto único que genera el complemento a la degradación del amortiguamiento histerético se determina no utilizar adición de amortiguamiento de Rayleigh en las simulaciones *FLAC3D*. Se estudiará el efecto de distintos valores de límite inferior al factor de degradación del módulo. Los casos simulados son los siguientes:

- Sin límite inferior al factor de degradación del módulo (RM0)
- Con límite inferior de 0.1 al factor de degradación del módulo (RM0.1)
- Con límite inferior de 0.2 al factor de degradación del módulo (RM0.2)

Los resultados de deformación vertical en el coronamiento se presentan en la Tabla 6.6 para cada caso simulado. Gráficamente, los resultados se observan en la Figura 6.8.

Tabla 6.6: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto degradación

Caso simulado	Desplazamiento vertical [m]
RM 0	-4,05
RM 0.1	-1,41
RM 0.2	-0,68

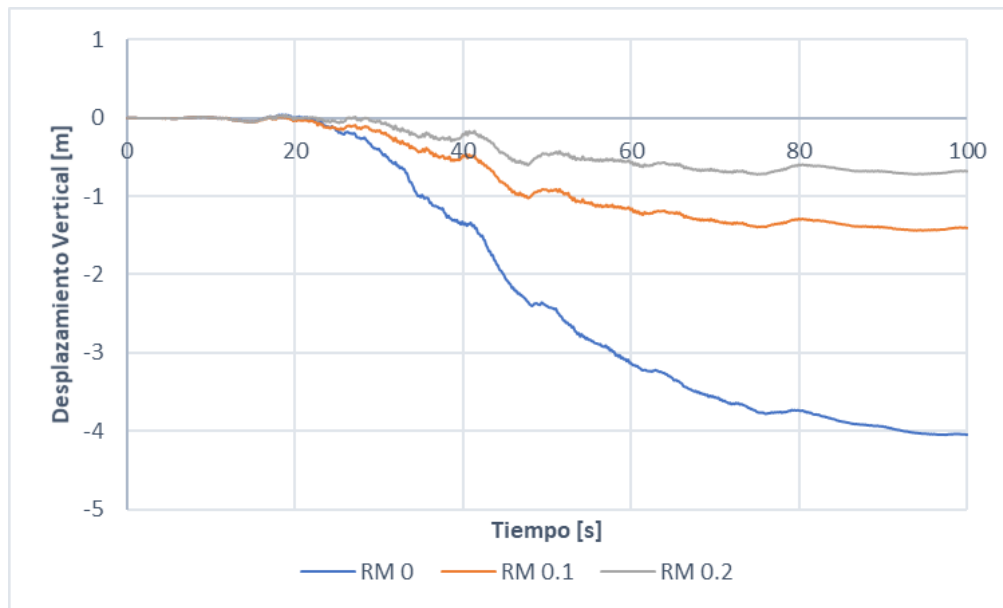


Figura 6.8: Desplazamiento vertical coronamiento - Efecto degradación (M-C)

La utilización de este complemento genera una disminución considerable en el desplazamiento final en el coronamiento. El desplazamiento vertical final en el coronamiento al considerar un límite inferior de 0.1 al factor de degradación del módulo representa un 35% del valor sin considerar este complemento. Para el caso en que se considera un límite inferior de 0.2, el desplazamiento vertical final es aproximadamente un 17% del caso simulado sin este efecto.

Los resultados de desplazamientos totales obtenidos en el muro de arena se presentan en las Figuras 6.9, 6.10 y 6.11 para cada caso de límite inferior impuesto.

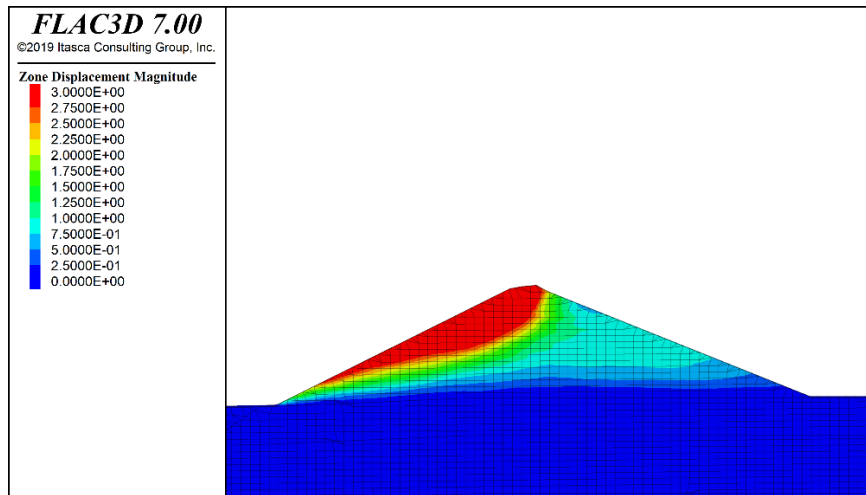


Figura 6.9: Desplazamientos totales [m] – Histerético RM0

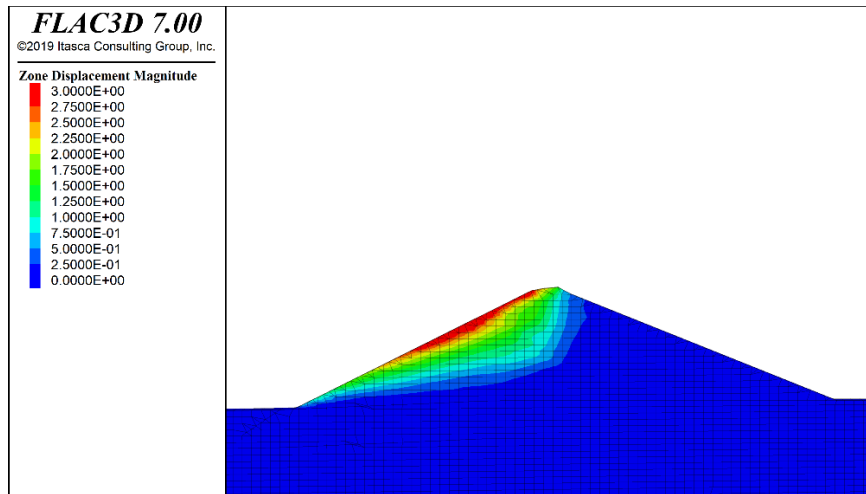


Figura 6.10: Desplazamientos totales [m] - Histerético RM0.1

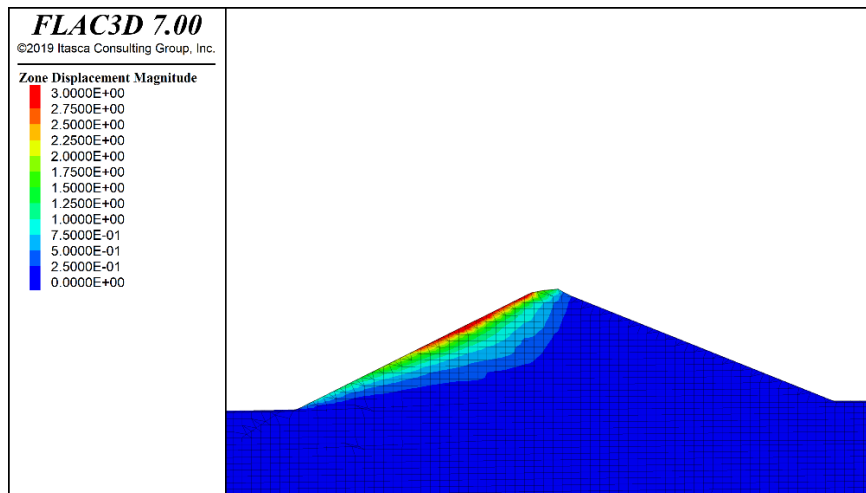


Figura 6.11: Desplazamientos totales [m] - Histerético RM0.2

Los desplazamientos en el muro de arena se moderan al utilizar el complemento a la degradación del amortiguamiento histerético, resultando en un ajuste necesario para este tipo de amortiguamiento.

6.5. Comparación de resultados

Se comparan los resultados obtenidos entre el modelo constitutivo avanzado P2PSand y el modelo Mohr-Coulomb adicionando amortiguamiento histerético con un límite inferior de 0.1 al factor de degradación del módulo debido a que es el mismo valor que posee intrínsecamente el modelo P2PSand.

De lo obtenido tanto en la Sección 6.1 se tiene que para el modelo P2PSand, la deformación vertical en el coronamiento es de -1.61 metros mientras que, de la Sección 6.2, el modelo Mohr-Coulomb con un límite inferior de 0.1 al factor de degradación del módulo alcanza una deformación vertical en el coronamiento de -1,41 metros. Se observa que los desplazamientos verticales finales son similares con una diferencia de aproximadamente 13%. Gráficamente, la comparación de la deformación en el coronamiento se presenta en la Figura 6.12.

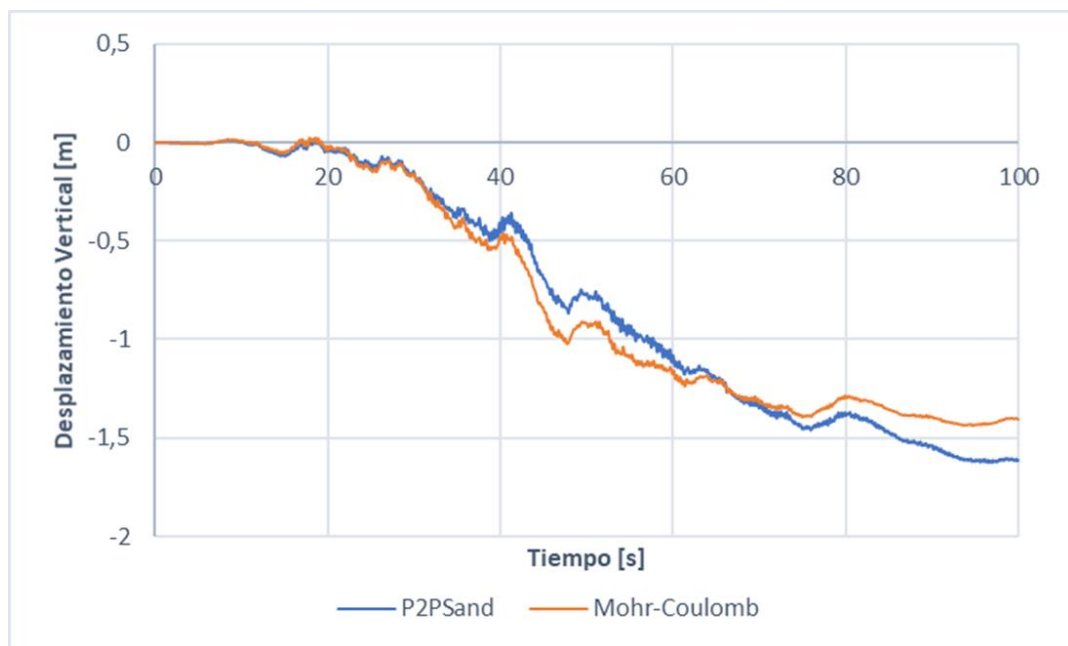


Figura 6.12: Desplazamiento vertical coronamiento - Comparación P2PSand y M-C

La semejanza en los resultados obtenidos se valida en la Figura 6.12 en donde se observa un comportamiento similar de la deformación en el coronamiento a lo largo del sismo de análisis.

En la Figura 6.13 se presentan los resultados obtenidos de desplazamientos en los dos casos mencionados con el fin de comparar los resultados en todo el muro de arena.

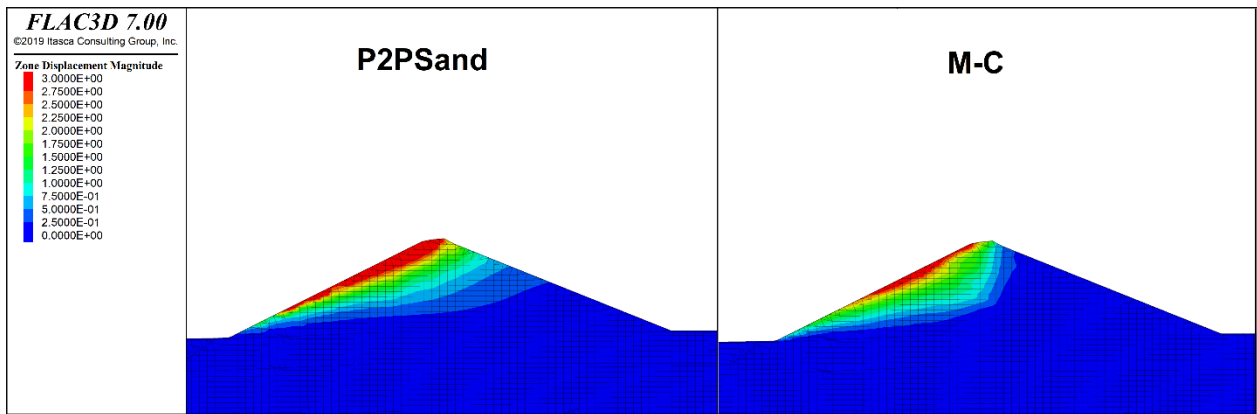


Figura 6.13: Comparación desplazamientos totales [m] – P2PSand y M-C

De la Figura 6.13 se observa que los desplazamientos totales en el muro de arena son similares para ambos casos, aunque con diferencias en el plano de falla. Si bien, el muro de arena en el modelo P2PSand posee sectores con mayor rigidez que el modelo Mohr-Coulomb (Ver Figura 6.4), el modelo constitutivo avanzado P2PSand presenta mayor movilidad hacia el sector del talud aguas arriba, generando una superficie de falla acorde a lo esperado en terreno. Esto se explica debido a que el modelo P2PSand es capaz de simular el comportamiento del material tanto en estado suelto como denso a diferencia del modelo Mohr-Coulomb que solo puede simular el comportamiento de materiales granulares sueltos o finos normalmente consolidados (Nieto et al., 2009).

7. APLICACIÓN DEL MODELO P2PSAND EN EL ANÁLISIS DINÁMICO 3D DE UN TANQUE DE RELAVES EN CHILE.

El objetivo de este Capítulo es aplicar el modelo constitutivo P2PSand en un análisis dinámico 3D de un tranque de relaves en Chile ante un sismo real en donde se sabe que la respuesta de la estructura fue satisfactoria, sin daños observados en terreno y con niveles centimétricos de desplazamientos en el muro. La geometría del modelo *FLAC3D* fue obtenida de la biblioteca técnica de Itasca Chile y los resultados obtenidos se comparan con los de un estudio previo realizado por la misma consultora.

La geometría de la sección principal del tranque de relaves analizado se presenta en la Figura 7.1 mientras que la Figura 7.2 expone el modelo *FLAC3D* con los materiales que componen el tranque de relaves.

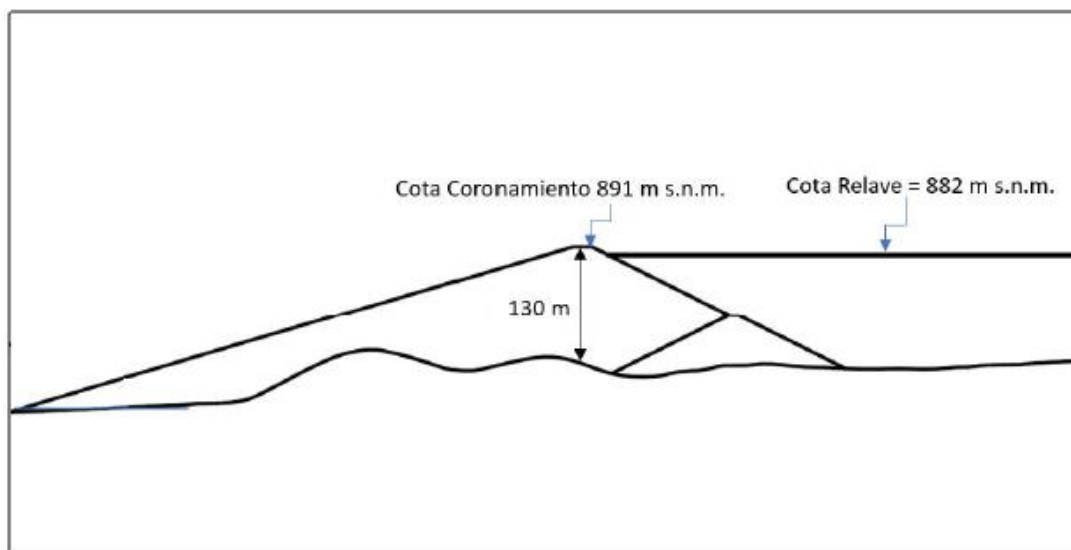


Figura 7.1: Geometría sección principal muro de arena

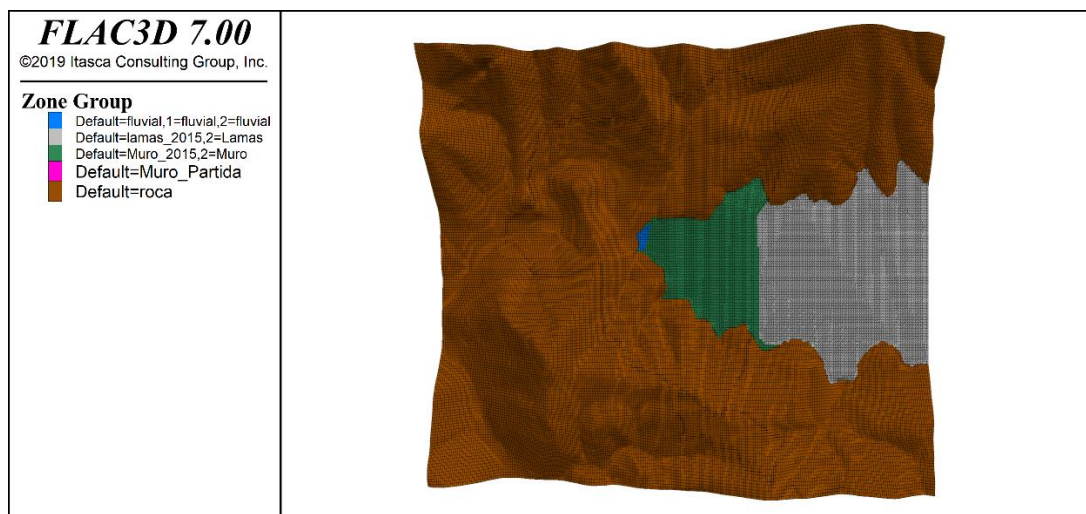


Figura 7.2: Modelo *FLAC3D* tranque de relaves

7.1. Propiedades de los materiales

Los materiales que componen el modelo *FLAC3D*, como se observa en la Figura 7.2, son la roca basal, un estrato de roca basal meteorizada de 15 metros de espesor medio, un estrato de gravas fluviales de espesor medio de 10 metros y las lamas, además de la arena de relaves que compone el muro cuyas propiedades se presentaron anteriormente en la Tabla 4.1 en el Capítulo 4.

Las propiedades de los materiales recién nombrados que fueron utilizados en la simulación *FLAC3D* se presentan de la Tabla 7.1 a 7.5. El modelo constitutivo asignado para los materiales del modelo fue el de Mohr-Coulomb (M-C), salvo para la roca basal que fue asignada con modelo elástico.

Tabla 7.1: Propiedades de la roca basal

Parámetro	Unidad	Valor Adoptado
Densidad Seca	t/m ³	2,60
Parámetros Resistentes Condición Drenada	---	c=3500 kPa, $\phi=33^\circ$
Módulo de Elasticidad	kg/cm ²	1.9*10 ⁷
Coefficiente de Poisson	---	0,20

Tabla 7.2: Propiedades de la roca basal meteorizada

Parámetro	Unidad	Valor Adoptado
Espesor medio	m	15
Densidad Seca	t/m ³	2.25
Parámetros Resistentes Condición Drenada	---	c=180 kPa, $\phi=25^\circ$
Módulo de Elasticidad	kg/cm ²	20000
Coefficiente de Poisson	---	0,31

Tabla 7.3: Propiedades de las gravas fluviales

Parámetro	Unidad	Valor Adoptado
Espesor medio	m	10
Densidad Seca	t/m ³	1,80
Parámetros Resistentes Condición Drenada	---	c=0 kPa, $\phi=41^\circ$
Módulo de deformación tangente inicial (E_s) _i	kg/cm ²	250*(σ^{13}) ^{0,60}
Módulo de Elasticidad	kg/cm ²	20000
Coefficiente de Poisson	---	0,31
Módulo de deformación dinámico	kg/cm ²	3*(E_s) _i

Tabla 7.4: Propiedades del muro de partida

Parámetro	Unidad	Valor Adoptado
Densidad Seca	t/m ³	1,95
Densidad Húmeda	t/m ³	2,18
Gravedad Específica (Gs)	---	2,70
Parámetros Resistentes Condición Drenada	---	c=0 kPa, φ=37°
Módulo de deformación tangente inicial (E _s) _i No Drenado (ν=0.5) Drenado (ν=0.3)	kg/cm ²	1150*(σ' ₃) ^{0,39} 1000*(σ' ₃) ^{0,39}
Coefficiente de Poisson	---	0,3
Permeabilidad	m/s	1*10 ⁻⁶

Tabla 7.5: Propiedades de las lamas

Parámetro	Unidad	Valor Adoptado
Densidad Seca	t/m ³	1,80
Parámetros Resistentes Condición No Drenada	---	Su/σ' _v =0,10
Módulo de deformación tangente inicial (E _s) _i	kg/cm ²	20*(σ' ₃) ^{0,50}
Coefficiente de Poisson	---	0,49

7.2. Propiedades del sismo de análisis

El sismo utilizado en el análisis corresponde un sismo real de magnitud M_w 8.5 en donde los registros fueron obtenidos de una estación de monitoreo ubicada en la superficie aguas abajo del muro de arena durante la ocurrencia del terremoto.

Los registros sísmicos se descomponen en dos componentes horizontales, una longitudinal y otra transversal, más una componente vertical. Las características de las tres componentes se presentan en la Tabla 7.6, 7.7 y 7.8 respectivamente. En la Figura 7.3 se presentan los registros de aceleraciones en cada componente en superficie.

Tabla 7.6: Características componente longitudinal del sismo

Parámetro	Unidad	Símbolo	Valor
Aceleración Máxima	g	PGA	0,487
Velocidad Máxima	m/s	PGV	0,102
Desplazamiento Máximo	m	PGD	0,037

Tabla 7.7: Características componente transversal del sismo

Parámetro	Unidad	Símbolo	Valor
Aceleración Máxima	g	PGA	0,493
Velocidad Máxima	m/s	PGV	0,136
Desplazamiento Máximo	m	PGD	0,036

Tabla 7.8: Características componente vertical del sismo

Parámetro	Unidad	Símbolo	Valor
Aceleración Máxima	g	PGA	0,341
Velocidad Máxima	m/s	PGV	0,086
Desplazamiento Máximo	m	PGD	0,042

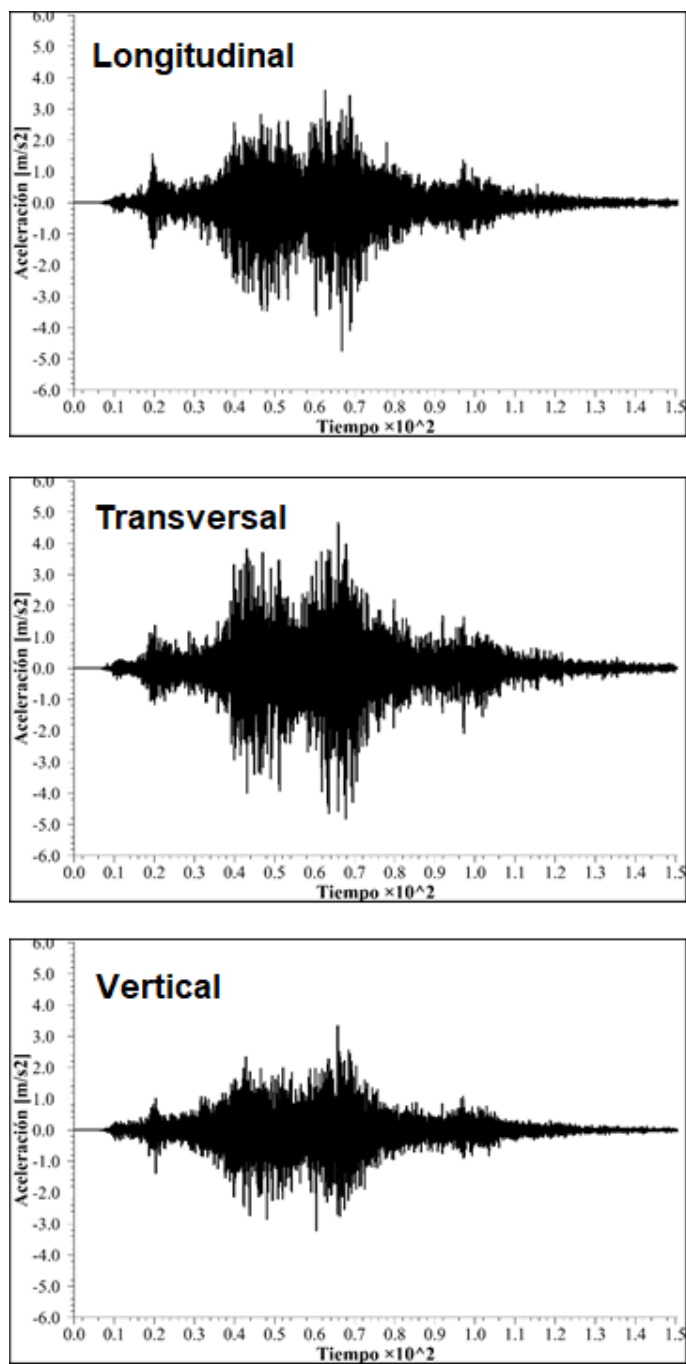


Figura 7.3: Registro de aceleraciones sismo de análisis medido en superficie aguas abajo del tranque de relaves

7.3. Consideraciones en el modelo *FLAC3D* del tranque de relaves

La base del modelo *FLAC3D* corresponde a una base flexible y no una rígida por lo que, según visto en la Sección 2.5.2, ésta se simula mediante bordes viscosos que impiden la reflexión de las ondas en su superficie. Por otro lado, se tiene que, dada la gran dimensión del modelo, se aplicaron las mismas condiciones de borde viscosas en los costados lo que ayuda a disminuir la influencia de las condiciones de borde en el sector del muro (Itasca Consulting Group, 2019).

Debido a la condición que impone la base flexible del modelo *FLAC3D*, el sismo de análisis es ingresado como historia de esfuerzos, la que se relaciona de manera directa con las velocidades del sismo por lo cual es necesario transformar el registro de velocidades a un registro equivalente de esfuerzos.

Como el registro sísmico corresponde a mediciones realizadas en superficie, se requiere escalar el sismo original de tal manera que el que es aplicado en la base del modelo reproduzca las mediciones en superficie libre. Esto se logra mediante el proceso de deconvolución del sismo en *FLAC3D* en donde para este efecto, considerando toda la fundación compuesta por roca, el ajuste del sismo en la base se obtiene mediante un escalamiento por un factor igual a 0.5 (Mejía & Dawson, 2006).

En el modelo *FLAC3D* de este estudio se adoptaron las siguientes consideraciones:

- En el análisis dinámico se adopta el modelo constitutivo P2PSand en todo el muro de arena.
- Las lamas se modelaron de manera explícita, con sus respectivas propiedades presentadas anteriormente en la Tabla 7.4
- Como suelo de fundación se consideró la roca basal, meteorizada y las gravas fluviales con sus respectivas propiedades presentadas anteriormente de la Tabla 7.1 a la 7.3.
- Las condiciones de borde dinámicas adoptadas en este análisis son del tipo viscosas.
- Se considera conservadoramente una zona saturada de altura máxima 15 metros por sobre el nivel de los drenes principales (condición impuesta en estudio anterior de Itasca Chile).

7.4. Resultados

En esta sección se presentan los resultados del análisis dinámico del tranque de relaves, donde primeramente se describen los resultados obtenidos por Itasca Chile bajo distintas consideraciones de análisis, las cuales se describen a continuación.

7.4.1. Resultado estudio anterior (Itasca Chile)

En el estudio anterior se utilizó el modelo de Mohr-Coulomb para las propiedades del muro de arena en donde el aumento de presión de poros se calculó utilizando el modelo de Finn-Byrne (Byrne, 1991). Este último calcula el aumento de presión de poros durante el sismo en base a la deformación volumétrica estimada para cada zona saturada.

Se realizaron dos simulaciones en las cuales una consideró adición de amortiguamiento histerético (previamente calibrado) y la otra consideró 1% de amortiguamiento de Rayleigh combinado. En las Figuras 7.4 y 7.5 se presentan los contornos de desplazamientos tanto en la vista en planta del muro como en la sección principal del tranque para el caso simulado con amortiguamiento histerético mientras que las Figuras 7.6 y 7.7 presentan los resultados simulados con el amortiguamiento de Rayleigh. Cabe destacar que cuando el estudio fue realizado no estaba disponible el complemento al factor de reducción del módulo al utilizar el esquema de amortiguamiento histerético.

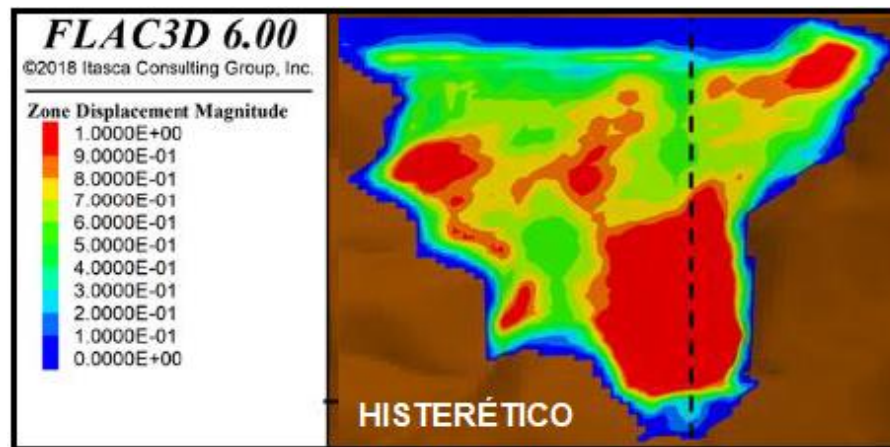


Figura 7.4: Desplazamientos totales vista en planta [m] - Caso histerético

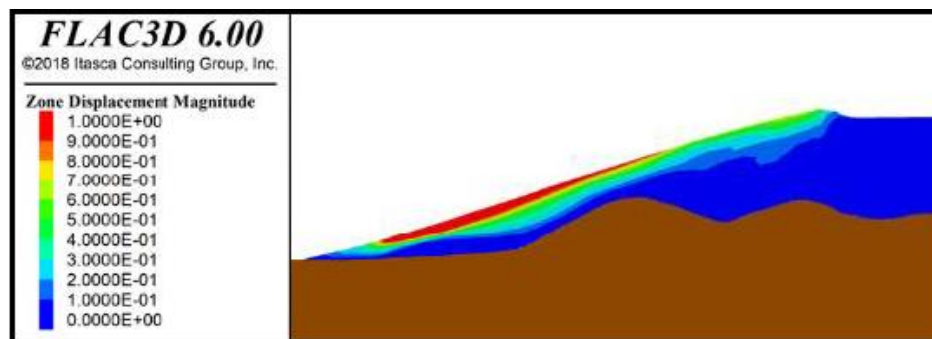


Figura 7.5: Desplazamientos totales sección principal [m] - Caso histerético

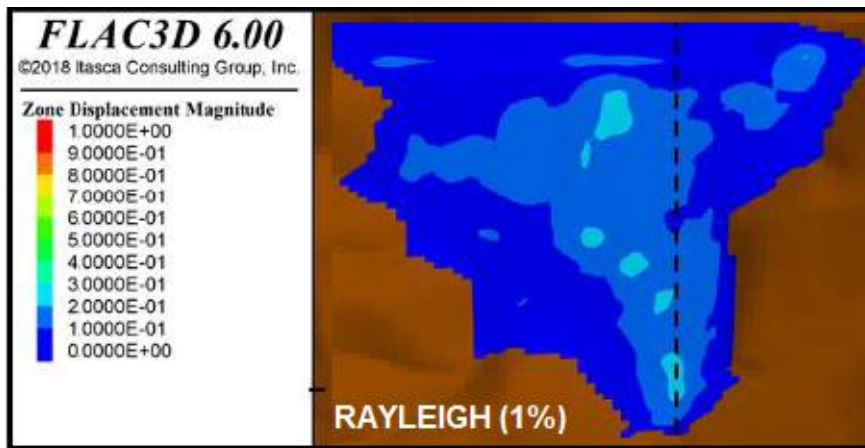


Figura 7.6: Desplazamientos totales vista en planta [m] - Caso Rayleigh

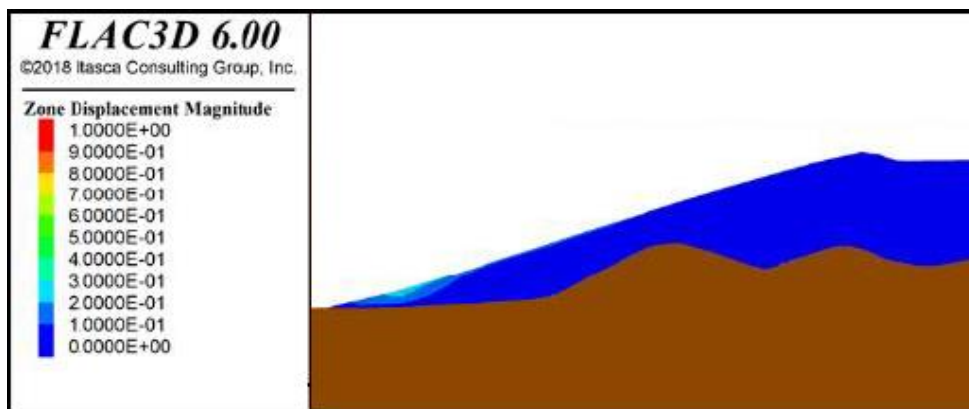


Figura 7.7: Desplazamientos totales sección principal [m] - Caso Rayleigh

De las Figuras 7.4 a 7.7 se observa que al utilizar amortiguamiento de tipo Rayleigh los desplazamientos obtenidos son menores lo cual se explica debido a que el amortiguamiento de Rayleigh tanto proporcional a la masa como la rigidez no permite degradación de las propiedades de la arena que compone el muro lo cual genera que la estructura de rigidez.

Las deformaciones en el muro al utilizar el esquema histerético son en su gran mayoría del orden métrico como se observa en las Figura 7.4 mientras que para el amortiguamiento de Rayleigh es del orden centimétrico sin sobrepasar los 30 centímetros.

En la Figura 7.8 se presenta las historias de desplazamiento vertical en el coronamiento para cada caso simulado, las que fueron medidas en el coronamiento de la sección principal del tranque de relaves.

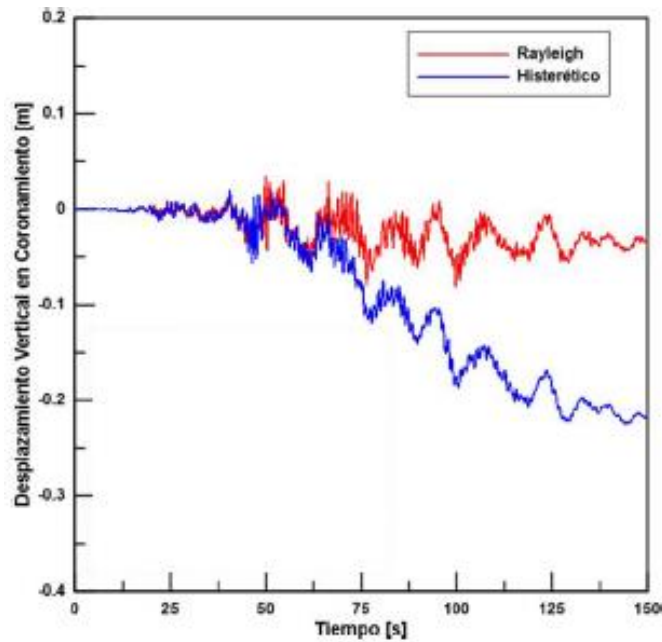


Figura 7.8: Desplazamiento vertical en el coronamiento – Estudio anterior

De la Figura 7.8 se observa que el modelo que utiliza amortiguamiento histerético genera mayor deformación en el coronamiento, en donde al finalizar el sismo se obtuvo un asentamiento en el coronamiento de 22 centímetros mientras que para el caso del amortiguamiento de Rayleigh se tiene que el valor es de 4 centímetros.

7.4.2. Resultado simulación con modelo avanzado P2PSand

Se presentan los resultados obtenidos al aplicar el modelo constitutivo P2PSand en el muro de arena, en donde tal como se determinó en la Sección 6.3 no se utilizó amortiguamiento de Rayleigh adicional.

En las Figura 7.9 y 7.10 se exponen los resultados de contorno de desplazamientos totales en el muro de arena en la vista en planta del tranque como en la sección principal de éste. Por otro lado en la Figura 7.11 se presenta la historia de desplazamiento vertical en el coronamiento.

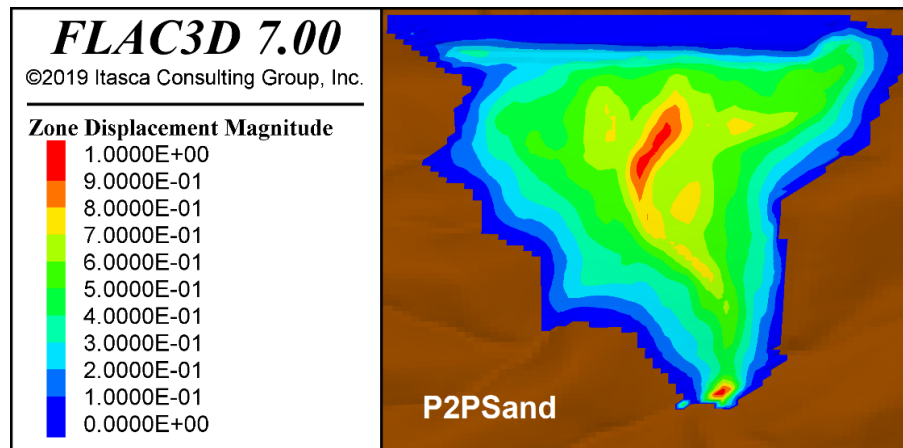


Figura 7.9: Desplazamientos totales vista en planta [m] – Caso P2PSand

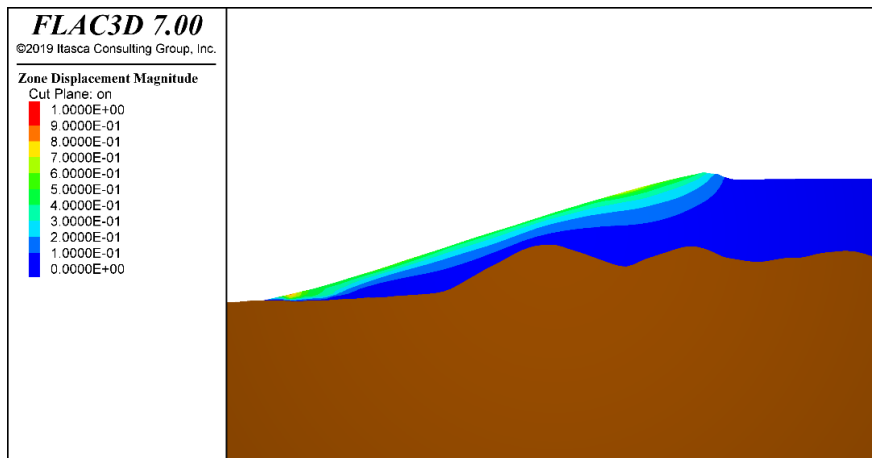


Figura 7.10: Desplazamientos totales sección principal [m] – Caso P2PSand

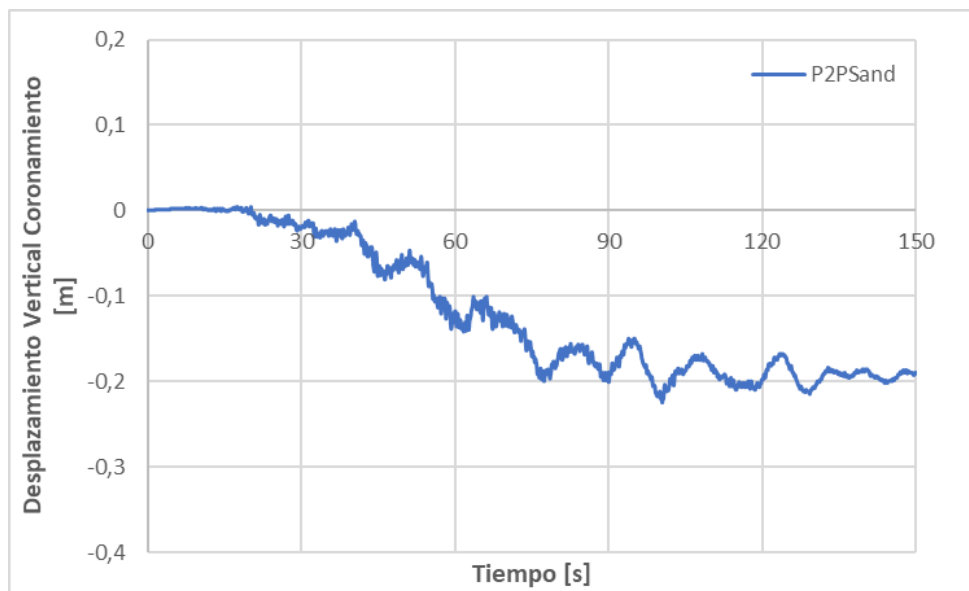


Figura 7.11: Desplazamiento vertical coronamiento - P2PSand

Los desplazamientos en el muro al utilizar el modelo P2PSand son en su gran mayoría del orden centimétrico como se observa en las Figuras 7.9 y 7.10. Gran parte del muro no sufre desplazamientos que sobrepasan los 50 centímetros y solo una pequeña zona en la parte central, donde hay mayor cantidad de material, alcanza alrededor de 90 centímetros. Respecto al desplazamiento vertical en el coronamiento se tiene que, en la sección principal, el asentamiento alcanza los 19 centímetros al finalizar el sismo.

Como complemento al análisis, teniendo en cuenta que el modelo constitutivo avanzado P2PSand es un modelo de licuación, se presenta en la Figura 7.12 la vista inferior de la zona saturada en el muro con los puntos de monitoreo de presión de poros. En la Figura 7.13 se presenta el gráfico de la razón entre la presión de poros en el esfuerzo vertical efectivo en función del tiempo para los puntos de monitoreo A, B y C.

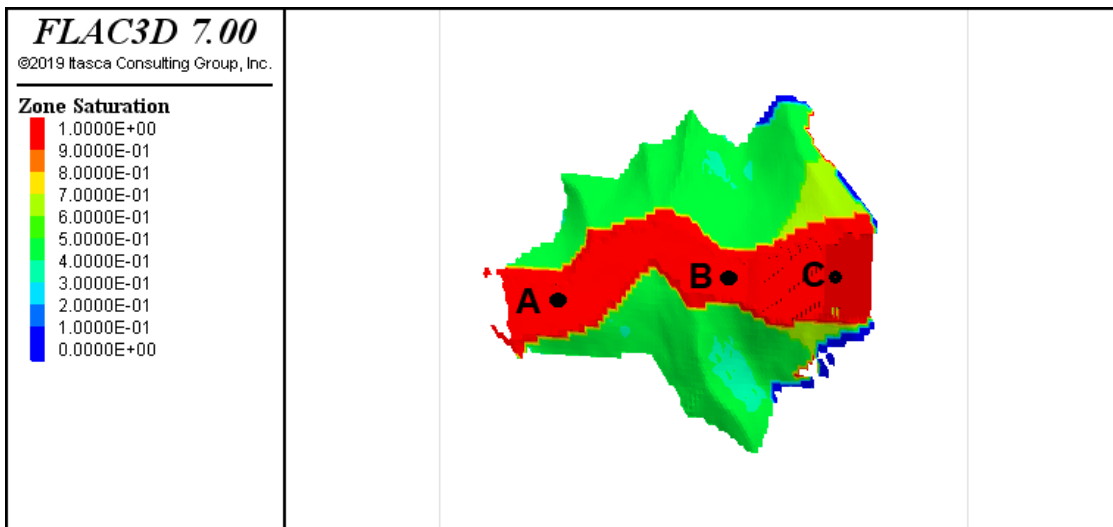


Figura 7.12: Vista inferior zona saturada muro - Puntos de monitoreo

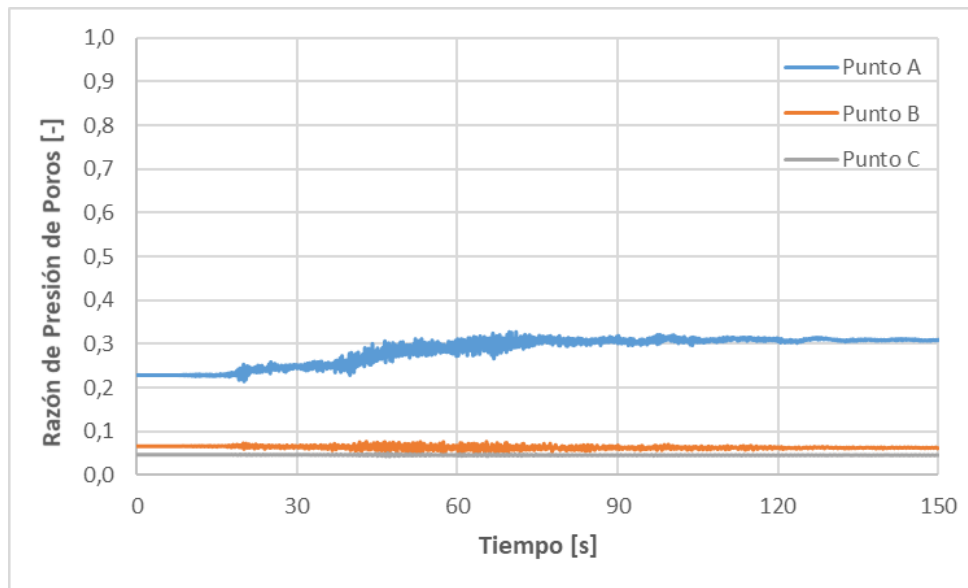


Figura 7.13: Razón de Incremento de presión de poros - P2PSand

De la Figura 7.13 se observa que el punto A es el de mayor incremento de la razón de presión de poros alcanzado al final del sismo un valor aproximado de 30% mientras que los puntos B y C no sobrepasan el 10%. Por lo que se obtiene que el muro de arena no licua durante el sismo de análisis, debido a se establece el nivel de riesgo de licuación sobre el 80% de razón de incremento de presiones de poros.

Al comparar los resultados obtenidos con amortiguamientos complementarios respecto del modelo constitutivo avanzado P2PSand se tiene que el amortiguamiento de Rayleigh, si bien obtiene niveles centimétricos de desplazamientos, al no permitir degradación del material rigidiza la estructura lo que no permite capturar de forma consecuente la movilidad esperada del tranque. Por otro lado, el amortiguamiento histerético tiende a sobreestimar los desplazamientos obteniendo grandes zonas con desplazamientos métricos lo cual se aleja a lo observado en terreno.

7.4.3. Evaluación del nivel de daño

En las Tablas 7.9 y 7.10 se presentan las evaluaciones de daño según los métodos de Pells & Fell (2002) y Swaisgood (2013) contrastándolos con el nivel de daño observado en terreno en el tranque de relaves.

Tabla 7.9: Evaluación nivel de daño - Método de Pells & Fell

Caso	Def. vertical coronamiento [m]	Asentamiento relativo coronamiento [%]	Estimación daño Pells & Fell	Daño observado
Rayleigh	0,04	0,03	Menor	Sin Daño
Histerético	0,22	0,17	Menor	Sin Daño
P2PSand	0,19	0,15	Menor	Sin Daño

Tabla 7.10: Evaluación nivel de daño - Método de Swaisgood

Caso	Def. vertical coronamiento [m]	Asentamiento relativo coronamiento [%]	Estimación daño Swaisgood	Daño observado
Rayleigh	0,04	0,03	Sin Daño-Menor	Sin Daño
Histerético	0,22	0,14	Menor-Moderado	Sin Daño
P2PSand	0,19	0,12	Menor-Moderado	Sin Daño

De la Tabla 7.9 se observa que el método de Pells & Fell predice un nivel de daño menor en el tranque de relaves para los casos de análisis cuando no hubo daños observados. Por otro lado, el método de Swaisgood predice un nivel relativo de daño que varía de sin daño a menor para el caso simulado con amortiguamiento de Rayleigh mientras que para el caso simulado con histerético y P2PSand de menor a moderado. Cabe destacar que, para el caso del método de Swaisgood, el nivel de asentamiento del coronamiento para los tres casos se encuentra más cercano al límite inferior de la clasificación de daño determinada por Swaisgood, es decir, sin daño para el caso simulado con 1% de amortiguamiento de Rayleigh y sin daño-menor para el caso histerético y P2PSand.

Con el fin de complementar la evaluación de daño, en la Figura 7.14 se presentan los resultados de asentamiento en el coronamiento en función del PGA según la relación determinada por Swaisgood (Ver Figura 2.6). Para esto, se debe conocer el máximo valor de PGA horizontal en la roca del sitio, el cual para este caso se obtiene del registro de

aceleraciones en la base del modelo *FLAC3D* con un valor de 0.13g (dado por el registro transversal).

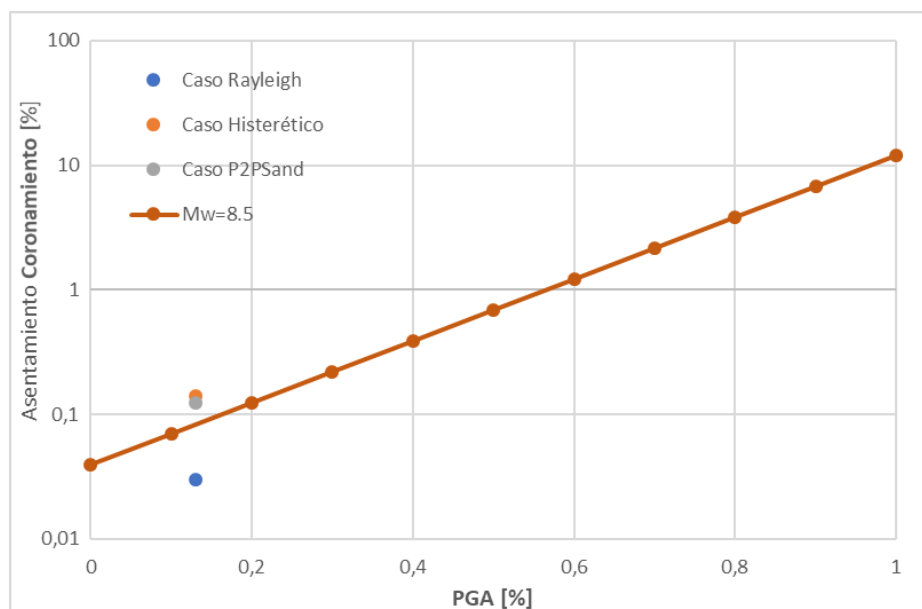


Figura 7.14: Comparación de resultados según relación numérica del método de Swaisgood (2013)

Se observa que, en relación a la curva establecida por la ecuación (2) del método de Swaisgood para una magnitud M_w de 8.5, el asentamiento en el coronamiento en el caso de Rayleigh es menor, mientras que para el caso histerético y P2PSand es mayor. Numéricamente, de la ecuación (2) se tiene que para una magnitud de momento igual a 8.5 y un PGA de 0.13g, el asentamiento en el coronamiento predicho por el método es de 8 [cm] teniendo diferencias de 4, 5 y 6 centímetros para el caso P2PSand, Rayleigh e histerético respectivamente lo que representa diferencias porcentuales del 50%, 63% y 75% para cada caso.

Finalmente, si bien ambos métodos predicen un daño menor en el tranque de relaves a partir del asentamiento que se obtuvo en el coronamiento, los desplazamientos totales que se obtienen en cada caso son diferentes en donde para el caso simulado con amortiguamiento histerético son mayores a lo que se observó en terreno después del sismo lo que conlleva a determinar que los métodos de evaluación de daño pueden ser utilizados como primera estimación de la predicción de daño en una presa pero que se debe complementar con otras soluciones como el monitoreo en terreno con el fin de asegurar la estabilidad de la estructura.

8. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De los resultados obtenidos en el Capítulo 3, del análisis de la respuesta sísmica empírica de presas en Chile se tiene que:

El método de Swaisgood predice una mejor estimación del nivel de daño de presas en Chile de acuerdo a lo observado en terreno. Se analizó la base de datos con la cual ambos métodos fueron elaborados en donde se obtuvo que la distribución de alturas de las presas es similar para ambos casos por lo que se desestima que esta sea la razón que explique la sobreestimación del método de Pells & Fell. La mejor estimación del método de Swaisgood puede deberse principalmente a los siguientes dos factores:

- Swaisgood establece un nivel relativo de daño en la presa según la recopilación de daños observados lo que genera que, a diferencia del método de Pells & Fell, no haya sobreestimación del método para las presas de la base de datos. Esta consideración es más realista debido a que la sismicidad de los distintos países es diferente lo que provoca que para una determinada magnitud del sismo una presa ubicada en cierto país tenga un comportamiento diferente a una presa ubicada en otro.
- El método de Swaisgood considera el espesor del suelo fundación lo cual disminuye el porcentaje de asentamiento relativo en el coronamiento. Si se utiliza el asentamiento relativo máximo en el coronamiento teniendo en cuenta el espesor del suelo de fundación y se clasifica según el daño de Pells & Fell se tiene que el daño estimado disminuye obteniendo un mejor ajuste para los casos analizados.

A pesar de considerar la altura del estrato de fundación, el método de Pells & Fell sigue sobreestimando el nivel de daño en las presas analizadas en Chile. De la base de datos se observó que existe un 40% de nivel de daño sobreestimado en las presas analizadas por los autores. Una posible solución para mejorar la estimación podría ser generar una clasificación del nivel de daño según rango de altura del muro con el fin de correlacionar los daños observados en presas con la envergadura de ésta lo cual podría ser útil tanto para el método de Swaisgood como el de Pells & Fell debido a que, como se mencionó anteriormente, la distribución de altura de las presas analizadas es similar.

Por otro lado, se observó que, si bien el método de Swaisgood predice de mejor manera el nivel de daño relativo según el porcentaje de asentamiento en el coronamiento, el PGA no es un parámetro que correlaciona de buena manera la estimación de daño en donde en la mayoría de los casos de presas analizadas en Chile, para un determinado nivel de PGA el porcentaje de asentamiento está fuera del rango determinado por Swaisgood (2013). Esto no solo sucede en presas en Chile puesto que en un estudio elaborado por Seed et al. (1978), en donde analiza daños observados por seis grandes sismos en presas ubicadas en Estados Unidos y Japón, se observa que el nivel de PGA no permite predecir el nivel de daño observado. En efecto, durante el sismo de San Francisco en 1906 de magnitud 8.2 hubo presas sometidas a niveles de PGA de 0.8g sin daños o bien daños menores mientras que durante el sismo de Ojika en 1939 de magnitud 6.6 se observó que PGA entre 0.3 y 0.4g causaron daños severos en 74 presas de las cuales 12 fallaron.

Esto concuerda con lo propuesto por Saragoni (2017) en donde destaca que el parámetro potencial destructivo es el que mejor correlaciona la destructividad de un sismo por sobre parámetros como PGA o Intensidad de Arias. Por lo que, resulta necesario generar un método que correlacione el porcentaje de asentamiento en el coronamiento observado con el potencial destructivo del sismo.

Finalmente, la cantidad de datos utilizados en este análisis podrían no ser suficientes para generar una conclusión a nivel general pero si una primera aproximación del comportamiento de presas en Chile respecto a estos dos métodos de estimación de nivel de daño. Con el fin de tener una mayor confiabilidad en los resultados, se recomienda generar una base de datos mayor en cuanto a respuesta sísmica observada en presas en Chile.

De la calibración del modelo constitutivo P2PSand, presentada en el Capítulo 4 es posible analizar lo siguiente:

Para la calibración del módulo de corte, en la Sección 4.2, Cheng (2018) utiliza las ecuaciones de Andrus & Stokoe (2000) e Idriss & Boulanger (2008) que relacionan la velocidad de onda de corte corregida por sobrecarga (V_{s1}) y la densidad relativa (Dr) respectivamente en función del número de golpes $(N_1)_{60}$ del ensayo SPT las cuales, en general, son para arenas limpias o con un contenido determinado de finos. Para el caso particular de arenas de relaves, Troncoso (1995) expone que los ensayos *in-situ* son herramientas útiles para obtener las propiedades de un suelo en condiciones reales de tensiones. Además, recalca que el ensayo SPT mantiene la ventaja de tener un uso universal con estudios que relacionan los resultados de este tipo de ensayo con la densidad relativa o el potencial de licuación. Espinace et al. (2013) presenta datos que permiten estimar el potencial de licuación de depósitos de relaves en donde se observa una correlación entre el parámetro $(N_1)_{60}$ y la densidad relativa. Si se genera una relación lineal entre la densidad relativa y la raíz cuadrada de $(N_1)_{60}$ se obtiene $DR=0.14*(N_1)_{60}^{0.5}$ mientras que la expresión de Idriss & Boulanger genera una relación lineal dada por $DR=0.11*(N_1)_{60}^{0.5}$ por lo que esta relación se puede considerar aceptable para arenas de relaves de manera aproximada para el cálculo numérico.

Por otro lado, Fear & Robertson (1995) mediante un estudio para dos arenas, una limpia y otra de relaves con alto contenido de finos (35%), determina relación V_{s1} y $(N_1)_{60}$ para cada una de estas. Para la arena limpia determina que la relación está dada por $V_{s1}=89.8*(N_1)_{60}^{0.25}$ mientras que para la arena de relaves esta relación está determinada por $V_{s1}=113*(N_1)_{60}^{0.25}$. La ecuación de Andrus & Stokoe (2000) está en un rango cercano a estas por lo que, al no tener una ecuación generalizada para arenas de relaves, esta se considera aceptable para arenas de relaves de manera aproximada para el cálculo numérico.

No fue posible calibrar el estado crítico de la arena en estudio debido a que no se tenían ensayos de laboratorio a bajas presiones (menores a 1 MPa) con resultados en el espacio $e-p'$ que permitieran la calibración, por lo que las simulaciones *FLAC3D* utilizando el modelo constitutivo avanzado P2PSand fueron con el estado crítico de dos parámetros con valores por defecto $Q=10$ y $R=1$ basados en el índice de dilatancia relativa de Bolton (1986).

Sobre esto, Cheng (2017) destaca que se piensa que algunos parámetros de los materiales son independientes de la preparación de la muestra como por ejemplo el estado crítico. Para el caso particular de las arenas esto puede ser considerado válido debido a que la línea de estado crítico de este material granular, en el espacio $e-p'$, está acotado en un rango limitado. En efecto, Castro (1975) mediante evidencia experimental muestra que el estado crítico es independiente del método de preparación de la muestra y por lo tanto independiente de la estructura inicial del esqueleto del material granular. Esta hipótesis es reafirmada por Been et al. (1991) donde determina que el estado crítico es independiente de la trayectoria de tensiones, del método de preparación de la muestra y de la densidad inicial encontrando una dispersión total de la línea de estado crítico para las arenas estudiadas de $\pm 0,01$ en cuanto a índice de vacíos para presiones de confinamiento media efectiva menores a 1 MPa.

Sin embargo, Been et al. (1991) recalca que la dispersión encontrada puede aumentar por lo que con el fin de tener mayor confiabilidad en los resultados obtenidos se recomienda que al calibrar el modelo constitutivo avanzado P2PSand en base a ensayos de laboratorio se posean datos que permitan determinar los parámetros de estado crítico en el modelo constitutivo avanzado. En efecto, Cheng (2017) sugiere que los parámetros de los modelos constitutivos sean calibrados consistentemente con los tipos de ensayos.

Respecto a la calibración del potencial de licuación se observa que modificar el parámetro factor cíclico (K_{cyc}) solo genera un traslado en el eje horizontal de la curva CSR en función del número de ciclos. Esto resulta lógico de esperar debido a que el modelo posee un ajuste semi-empírico a una curva de resistencia cíclica. Al obtener ajustes potenciales de la curva CSR vs número de ciclos que entregan valores de potencia "b" en el rango de arenas *in-situ* (0.35-0.39) entonces con el fin de cumplir con los datos de laboratorio resulta válido modificar el factor cíclico hasta lograr un ajuste de curva con valores para arena *in-situ* que cumpla con los datos de laboratorio .

La diferencia entre el valor del factor cíclico utilizado (0.144) y el por defecto del modelo (0.560) se puede explicar debido a que, además del uso de datos de laboratorio, Cheng (2018) calibró el factor cíclico en base a ensayos de corte simple cíclicos y en este trabajo se utilizaron ensayos triaxiales cíclicos en donde Cheng (2017) establece que la curva CSR vs número de ciclos es sensible al tipo de ensayo utilizado y por ende la calibración debe ser consistente con el tipo de ensayo utilizado.

De este análisis, se tiene que en caso de tener una arena de laboratorio se recomienda realizar un set de ensayos que permita caracterizar de manera rigurosa el material granular para así tener mayor confiabilidad en los resultados obtenidos en simulaciones *FLAC3D*.

El Capítulo 5, del estudio comparativo de esquemas de amortiguamiento en problemas dinámicos en *FLAC3D*, se tiene que:

Los mejores resultados al simular la respuesta libre del suelo se obtienen al utilizar el modelo constitutivo avanzado P2PSand con diferencias de 2% y 15% respecto al registro original horizontal y vertical respectivamente. Este resultado es concordante con lo esperado puesto que los modelos constitutivos no lineales avanzados según Itasca

Consulting Group (2019) son capaces de simular el complejo comportamiento de los suelos.

Generalmente, como estos modelos tienden a tener complicados procedimientos de calibración se utilizan los modelos elasto-plásticos con adición de amortiguamiento en donde se observa no logran simular correctamente la respuesta libre del suelo con diferencias notorias en los *peaks* de aceleración respecto al registro original. La solución utilizada frecuentemente es adicionar un mayor porcentaje de Rayleigh lo cual se busca evitar debido a las falencias que tiene este tipo de amortiguamiento debido a que no permite degradación del material además de disminuir el escalón del tiempo en la solución numérica y por ende aumentar el tiempo de solución.

El Capítulo 6, de la aplicación en modelos bidimensionales de un tranque de relaves permitió determinar lo siguiente:

Comparando los resultados obtenidos entre el modelo constitutivo P2PSand y el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb con amortiguamientos complementarios se tiene que la respuesta, en cuanto a superficies de falla, del modelo constitutivo avanzado es similar a lo esperado en una estructura geotécnica como un muro de arena. Sin embargo, la opción a la reducción del factor de degradación del módulo del esquema de amortiguamiento histerético entrega de igual manera una respuesta adecuada en donde al utilizar el mismo límite que el modelo P2PSand se tienen desplazamientos similares.

El amortiguamiento de Rayleigh, como se mencionó anteriormente, no permite degradación de propiedades lo que provoca que la estructura sea más rígida lo que explica que los niveles de deformación sean tan bajos. Los resultados entregados por este tipo de amortiguamiento pueden estar lejanos a los esperados en una estructura geotécnica por lo que, en caso de no poder utilizar un modelo constitutivo avanzado, la mejor opción es el esquema histerético considerando el efecto de la degradación.

Finalmente, de la aplicación de P2PSand en un análisis dinámico 3D de un tranque de relaves real en Chile permite establecer que:

El modelo constitutivo avanzado P2PSand entrega resultados de desplazamientos acorde a lo observado en terreno durante un terremoto real sin la necesidad de adicionar amortiguamiento del tipo Rayleigh lo que evita la reducción en el paso del tiempo permitiendo una disminución, para este caso, de aproximadamente un 30% del tiempo de cómputo total en relación al modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb.

En el análisis dinámico, el modelo P2PSand se adopta una vez finalizada la corrida estática y por ende cuando la secuencia constructiva del muro está terminada por lo que considerar la densidad relativa inicial en todo el muro de arena en base a lo especificado en el resultado de densidad del ensayo Proctor Estándar puede ser considerada como conservadora puesto que, si bien es la densidad de compactación establecida en el proyecto del tranque, en la práctica se tiene que a medida que el muro se levanta la densidad de las zonas inferiores de éste se densifican y por ende aumentan su densidad relativa sobre todo en muros de gran altura como el caso analizado.

En este caso, el amortiguamiento histerético entregó una sobreestimación en cuanto a desplazamientos los cuales fueron obtenidos sin el complemento de la degradación puesto que no estaba dentro de las capacidades de la versión del software *FLAC3D*. Por otro lado, si bien la simulación con amortiguamiento de Rayleigh entrega niveles de desplazamientos menores a 30 centímetros, la respuesta podría estar subestimada y por ende los resultados obtenidos con el modelo constitutivo P2PSand son más confiables, con niveles de desplazamientos acorde a lo observado en terreno y permitiendo durante toda la simulación dinámica degradación de las propiedades lo cual es lo que se espera en un material granular.

9. CONCLUSIONES

Considerando los objetivos planteados al inicio de este estudio además del análisis y discusión de resultados se puede concluir que:

El método de Swaisgood predice de mejor manera el nivel de daño en presas en Chile. A partir de la base de datos de ambos métodos analizados se encontró que la distribución de altura de las presas estudiadas es similar por lo que considerar tanto el espesor del suelo de fundación como un nivel relativo de daño pueden ser factores influyentes en la predicción del nivel de daño.

Estimar un nivel relativo de daño permite al método de Swaisgood no generar sobreestimación en las presas analizadas con las cuales se elabora el método, a diferencia del método de Pells & Fell que al determinar una clasificación absoluta genera una sobreestimación en el 40% de las presas analizadas en la base de datos. Por otro lado, el PGA no se correlaciona de manera directa con el nivel de daño observado en presas por lo que, mientras no exista un método que estime el nivel de daño según potencial destructivo (P_D), se recomienda estimar el nivel de daño relativo a partir del porcentaje de asentamiento en el coronamiento del método de Swaisgood (2013).

Respecto a la calibración del modelo constitutivo avanzado P2PSand se tiene que a través de ajustes de los parámetros que constituyen el modelo, que tienen valores por defecto para arenas *in-situ*, se logra reproducir satisfactoriamente el comportamiento de una arena de relaves caracterizada por ensayos de laboratorio.

La aplicación del modelo constitutivo avanzado P2PSand tanto en simulaciones de respuesta libre del suelo como en tranques de relaves entrega, según lo esperado u observado, mejores resultados que un modelo elasto-plástico con adición de un esquema de amortiguamiento en *FLAC3D*. De la aplicación en un modelo bidimensional de un tranque de relaves se determinó no utilizar complemento de Rayleigh al utilizar el modelo P2PSand lo cual es de gran utilidad al realizar las simulaciones en *FLAC3D* puesto que se evita la penalización del paso de tiempo que genera este esquema de amortiguamiento. Esta determinación se confirmó en el análisis dinámico 3D de un tranque de relaves en Chile sometido a un sismo real debido a que los desplazamientos obtenidos están acordes a los observados en terreno. Se valida que en modelos constitutivos que representen una correcta histéresis del material granular no es necesario adicionar otro esquema de amortiguamiento.

Finalmente, en caso de no utilizar un modelo constitutivo avanzado se recomienda la utilización de un modelo elasto-plástico con adición de amortiguamiento histerético teniendo en cuenta el nuevo complemento a la degradación que permite el software *FLAC3D* v.7.0 debido a que entrega una respuesta adecuada capturando cualitativamente la respuesta del muro de arena en donde se observó que al imponer un límite inferior a la degradación de 0.1, mismo valor intrínseco del modelo P2PSand, los resultados en cuanto a desplazamientos son similares. Por otro lado, el amortiguamiento de Rayleigh al no permitir degradación de las propiedades del material rigidiza la estructura concentrando los desplazamientos a nivel superficial subestimando la respuesta en comparación al modelo constitutivo avanzado.

10. BIBLIOGRAFÍA

- Andrus, R. D., & Stokoe II, K. H. (2000). "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126(11), 1015-1025.
- Beaty, M. H., & Byrne, P. M. (2011). *UBCSAND constitutive model version 904aR*. Document report on Itasca UDM website: <https://www.itascacg.com/software/user-defined-constitutive-models-udm>.
- Been, K and Jefferies, G. (1985). "A state parameter for sands." *Geotechnique* 35, No. 2, 99-112.
- Been, K., Jefferies, G., & Hachey, J. (1991). "The critical state of sands." *Geotechnique* 41, No. 3, 365-381.
- Bolton, M. D. (1986): "The Strength and Dilatancy of Sands", *Geotechnique*, 36(1), pp. 65-78
- Bryne P.M. 1991. "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore Pressure Model for Sand". Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March 11-15, 1991, St. Louis, Missouri: 47-55.
- Cantallopts, J. (2016). "Importancia y oportunidades de la minería en Chile en el escenario global". Conferencia Internacional de Minería, CONFEMIN.
- Campaña, J., Valenzuela, L., Bard, E. (2011). "Convento Viejo Dam: Behavior after the February 27th 2010 Cauquenes earthquake in Chile.", 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering.
- Carvajal, M. (2018). "Desarrollo de una metodología para análisis de estabilidad física de depósitos de relaves." Memoria de Título, Universidad de Chile.
- Casagrande, A. (1936). "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills". *Journal Boston Society Civil Engineers*, Vol. 23, No. 1, pp. 13-32
- Casagrande, A. (1975) Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands, a Critical Review. Proceedings of 5th Pan American Conference Soil Mechanics, Foundation Engineering, Buenos Aires, 80-133.
- Castro, G. (1975). "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 101 (6), 551-569.
- Castro, G. and Poulos, S. J. (1977). "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 103 (6), 501-516.

- Cheng, Z. (2018) “A Practical 3D Bounding Surface Plastic Sand Model for Geotechnical Earthquake Engineering Application,” in Proceedings, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V: Numerical Modeling and Soil Structure Interaction (Austin, Texas, June 2018), pp. 34–47. S.J. Brandenberg and M.T. Manzari, Eds. ASC
- Cheng, Z. (2017). “Significance of calibration procedure consistency”, Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis: Itasca
- Dafalias, Y. F. & Manzari, M. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *ASCE J. EngngMech.* 130, No. 6, 622–634.
- EPRI (1993). “Guidelines for Determining Design Basis Ground Motion”, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, Vol1, PERI TR-102293.
- Espinace, R., Villavicencio, G., & Lemus, L. (2013). “The PANDA technology applied to design and operation of tailings dams”. In *Tailings2013. First International Seminar on Tailings Management*. Santiago.
- Fear, CE and Robertson, PK. (1995). “Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework,” *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 859-870.
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2017) “*DEEPSOIL 7.0*, User Manual”.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). “Soil liquefaction during earthquakes”. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- Idriss, I. M. and Boulanger R. W. (2010). SPT-based Liquefaction Triggering Procedures, Report No. UCD/CGM-10/02, University of California at Davis, Davis, CA.
- Itasca Consulting Group, Inc. (2019) *FLAC3D — Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-Dimensions*, Ver. 7. Minneapolis: Itasca.
- Ishihara, K. (1993). “Liquefaction and Flow Failure During Earthquake”. *Geotechnique*, Vol. 43 (3), 351-415.
- Ishihara, K. (1996). “Soil behavior in earthquake engineering”. Clarendon, Oxford, U.K., 350.
- Kramer, S. L. (1996). “Geotechnical Earthquake Engineering”. Publ. Prentice Hall.
- Manica, M., Ovando, E., Botero, B. (2014). “Assessment of damping model in FLAC”. *Computers and Geotechnics* 59 pp 12–20.

- Mejía, L.H. y Dawson, E.M. (2006), "Earthquake deconvolution for FLAC". 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics – 2006 – Hart & Varona (eds.).
- Mine Safety and Health Administration MSHA. (2010). Engineering and Design Manual - Coal Refuse Disposal Facilities
- Ministerio de Minería de Chile. (2007). Decreto Supremo No 248: Reglamento para la aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves, 159–182.
- Nieto Leal, A., Camacho Tauta, J., & Ruiz Blanco, E. (2009). "Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos mohr-coulomb y hardening soil en suelos arcillosos". Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 8(15), 75-91
- Pells S., Fell R. (2002). "Damage and cracking of embankment dams by earthquake and the implications for internal erosion and piping". UNICIV Report No. R-408, ISBN 85841 375 2, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, January 2002.
- Ramírez, N. (2007). "Guía Técnica de Operación y Control de Depósitos de Relaves", Servicio Nacional de Geología y Minería.
- Saragoni, G. (2017). "Resiliencia: El nuevo desafío de la ingeniería sísmica". 16th World Conference Earthquake Engineering in Chile. Santiago
- Schofield, A., Wroth, P. (1968) "Critical State Soil Mechanics". McGraw-Hill.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1970) "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses", Technical Report EERC-70-10, University of California, Berkeley.
- Seed, H.B., Makdisi, F.I., & De Alba, P. (1978), "The Performance of Earth Dams During Earthquakes," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp. 967-994.
- Swaisgood, J. (2003). "Embankment Dam Deformations caused by Earthquakes", In Proc. Pacific Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 14.
- Swaisgood, J. (2013). "Predicting dam deformation caused by Earthquakes- an Update". ASDSO 2013 Dam Safety Conference, Rhode Island, United States.
- Troncoso, J., (1995), "Design and behavior of tailings dams under seismic conditions", Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, April, pp 1517-1522.
- Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Nakazawa, H. Kamada, K & Huang, Y. (2002). "Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities". Soil and Foundations, 42(6), 93-104.

- Verdugo, R. (1992). "Characterization of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation". Ph.D. Thesis, Faculty of Engineering, University of Tokyo, Japan.
- Verdugo, R, & Ishihara, K. (1996). "The Steady State of Sandy Soils". *Soils and Foundations*, Vol. 36 (2), 81-91.
- Verdugo, R, & Valladares, G. (2016). "Análisis de registros chilenos y período predominante del sitio". IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (2001). "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(4), 297-313.

ANEXOS

A. GRÁFICOS SIMULACIONES TRIAXIALES CÍCLICOS *FLAC3D*

Se presentan los gráficos de simulaciones *FLAC3D* de triaxiales cíclicos para confinamientos efectivos iniciales de 100, 1000 y 2000 [kPa] con el factor cíclico determinado de 0.144.

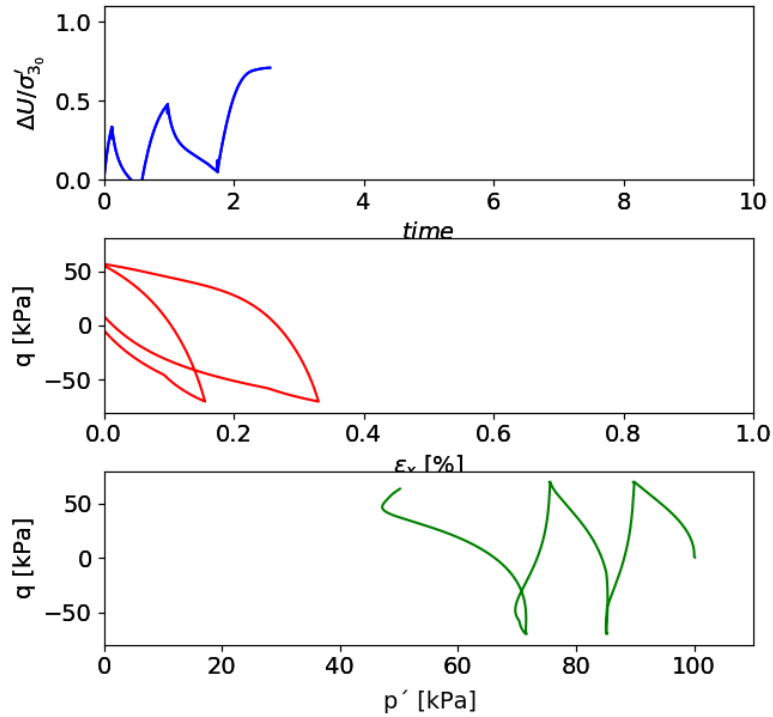


Figura A.1: σ'_0 : 100 [kPa] – CSR: 0.350

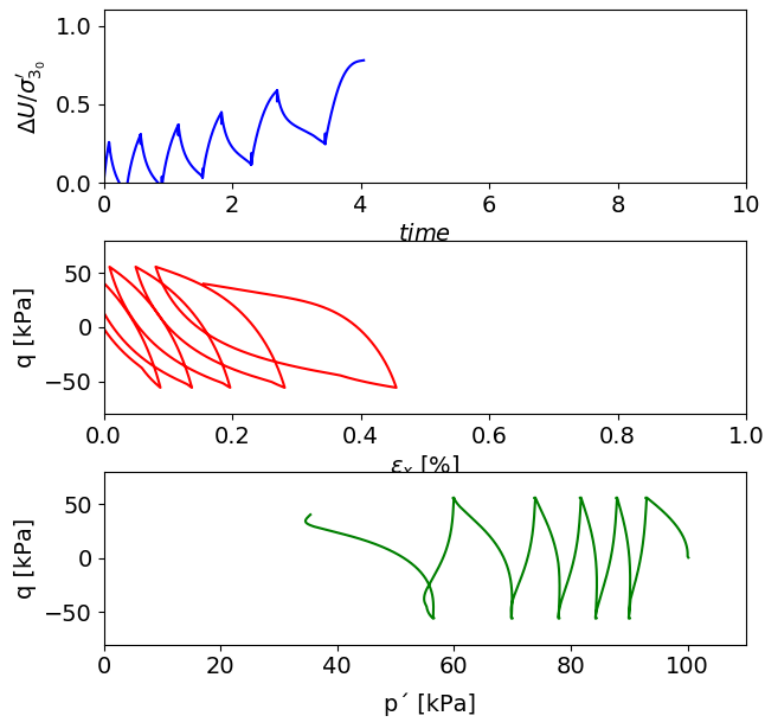


Figura A.2: σ'_0 : 100 [kPa] – CSR: 0.280

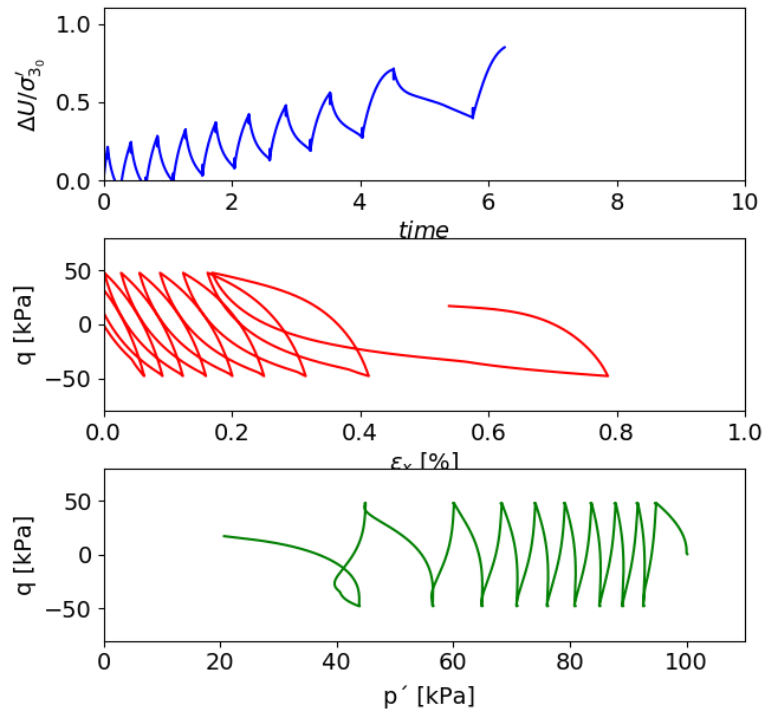


Figura A.3: σ'_0 : 100 [kPa] – CSR: 0.240

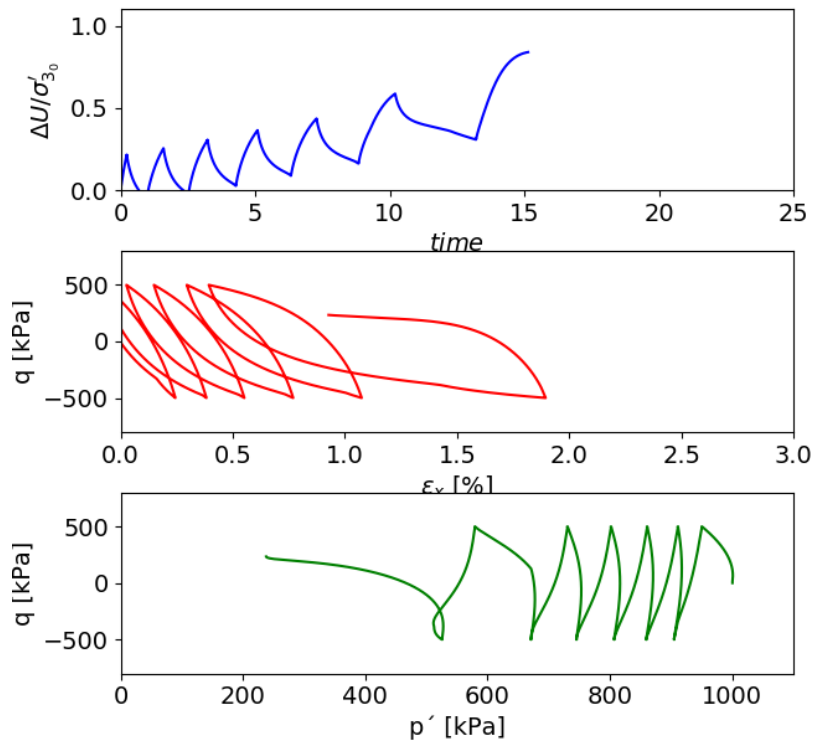


Figura A.4: σ'_0 : 1000 [kPa] – CSR: 0.250

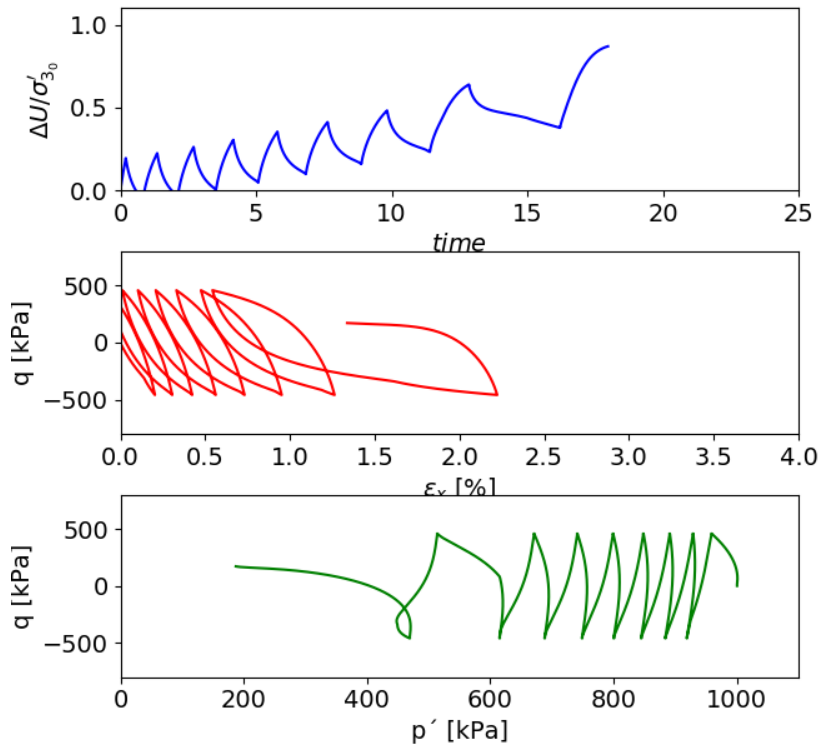


Figura A.5: σ'_0 : 1000 [kPa] – CSR: 0.230

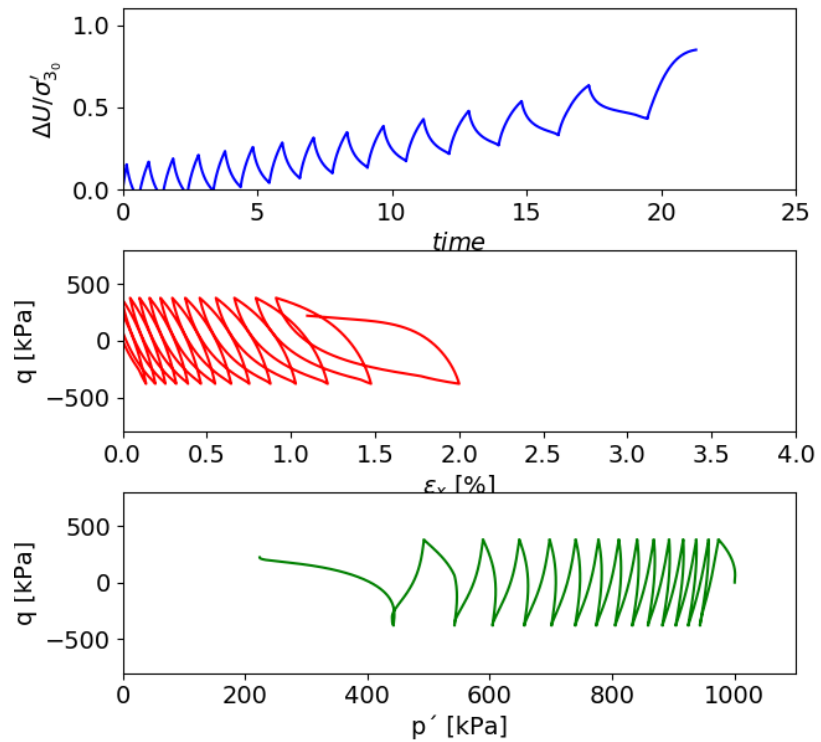


Figura A.6: σ'_0 : 1000 [kPa] – CSR: 0.190

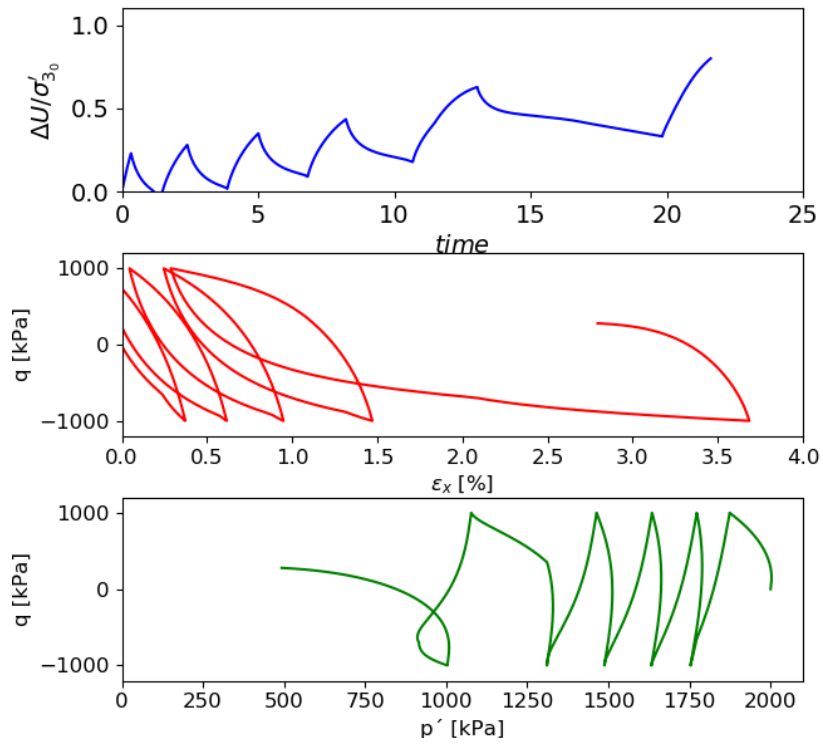


Figura A.7: σ'_0 : 2000 [kPa] – CSR: 0.250

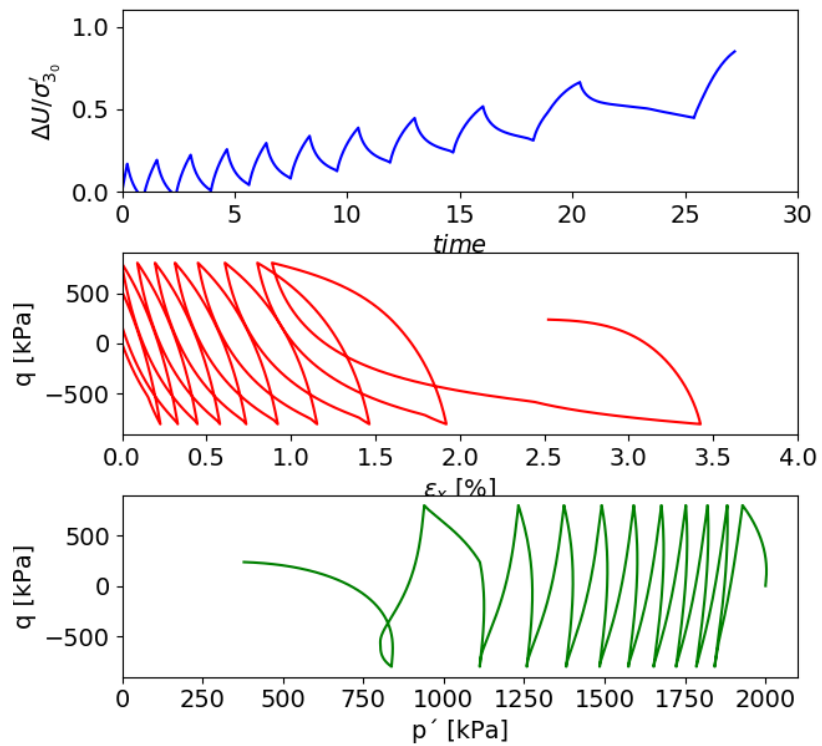


Figura A.8: σ'_0 : 2000 [kPa] – CSR: 0.200

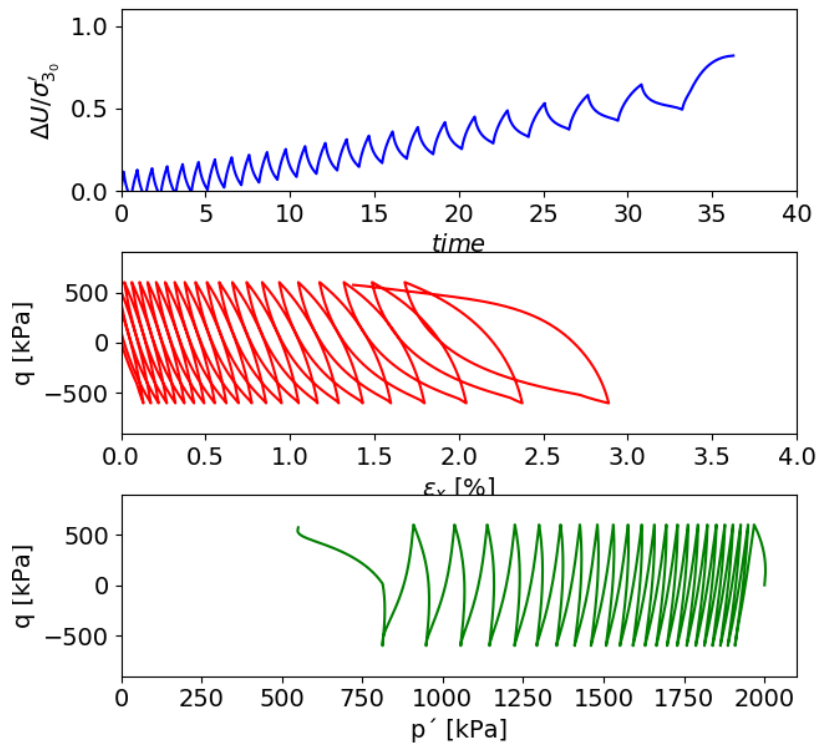


Figura A.9: σ'_{0} : 2000 [kPa] – CSR: 0.150

B. PROCESO DE DECONVOLUCIÓN EN *DEEPSOIL*

A continuación se presenta la secuencia de pasos realizados para las deconvoluciones de los registros sísmicos de análisis en *DeepSoil*. Dichos análisis fueron ejecutados considerando un comportamiento lineal de los materiales que componen la fundación.

1. Se genera un perfil estratigráfico de la fundación en *DeepSoil*.
 - Se utilizaron las siguientes relaciones para estimar las velocidades de onda de cuerpo:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} ; V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3} * G}{\rho}}$$

2. Se ingresan propiedades tales como densidad, velocidades de onda y amortiguamiento mínimo para cada uno de los materiales del suelo de fundación.
3. Al estrato “*Bedrock*” de *DeepSoil* se le asignan las mismas propiedades del basamento rocoso, de modo de simular el semi-espacio infinito señalado por Mejía y Dawson (2006) validando la opción de deconvolución.
4. Se ingresan las dos componentes del registro sísmico.
5. Se realiza el análisis de deconvolución en *DeepSoil* y se obtienen el registro de aceleraciones en la base del basamento rocoso.
6. En modelo unidimensional *FLAC3D* (definido geoméricamente de la misma forma que en *DeepSoil*), se ingresa el sismo en la base del modelo directamente como aceleraciones.
7. Se registra en el modelo unidimensional *FLAC3D* la aceleración en ambas componentes en la superficie.

C. EFECTO DEL AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH

A continuación, de la Figura C.1 a C.5 se presentan los resultados obtenidos del efecto del amortiguamiento de Rayleigh en el modelo constitutivo P2PSand.

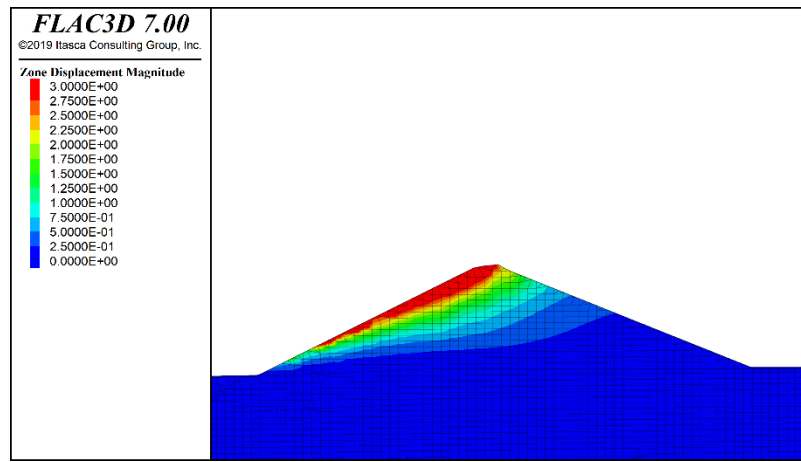


Figura C.1: Simulación Sin Amortiguamiento de Rayleigh

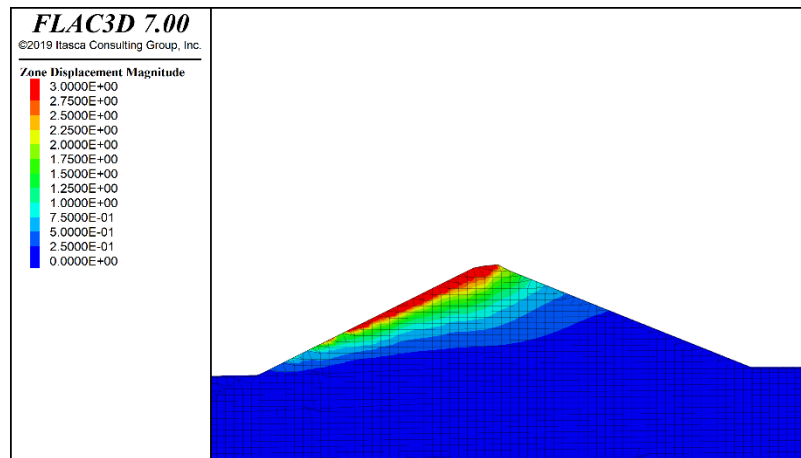


Figura C.2: Simulación con 0.2% Rayleigh

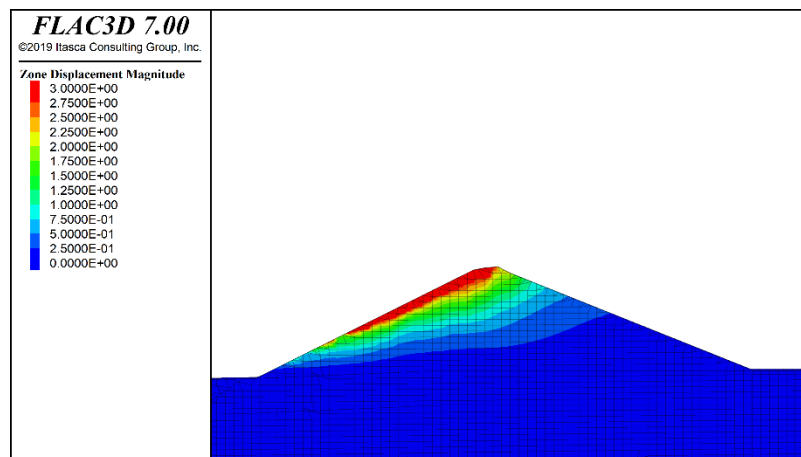


Figura C.3: Simulación con 0.2% Rayleigh proporcional a la rigidez

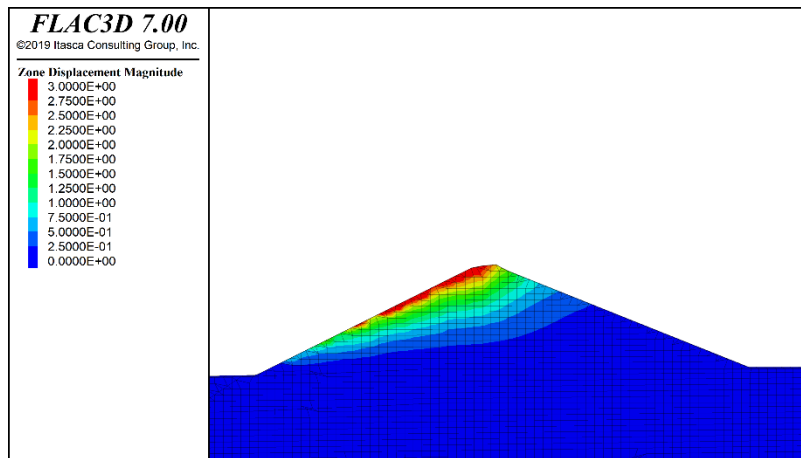


Figura C.4: Simulación con 2.0% Rayleigh

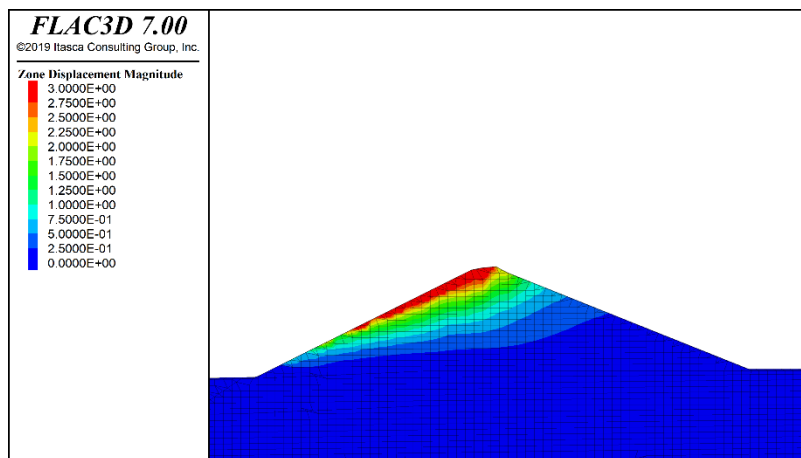


Figura C.5: Simulación con 2.0% Rayleigh proporcional a la rigidez

De la Figura C.6 a C.11 se presentan los resultados obtenidos para el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, sin tener en cuenta el efecto del límite inferior al factor de reducción.

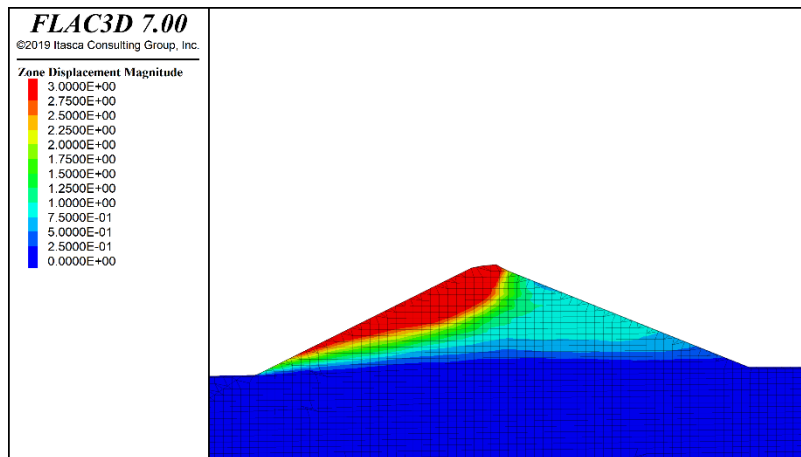


Figura C.6: Simulación con Histerético

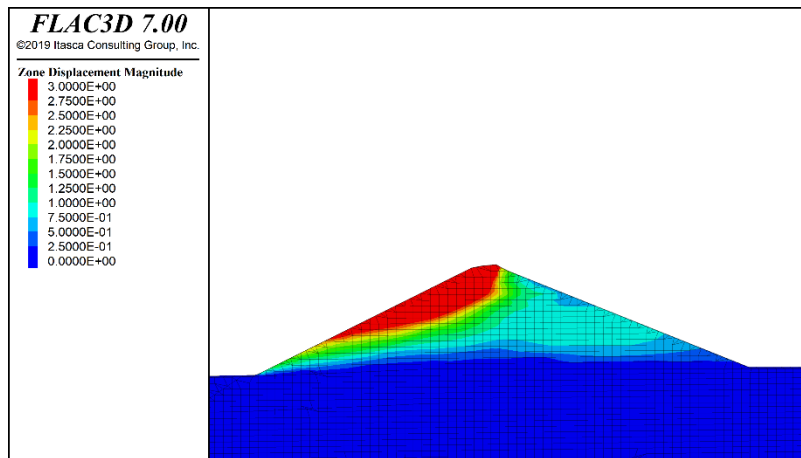


Figura C.7: Simulación con Histerético y 0.2% Rayleigh

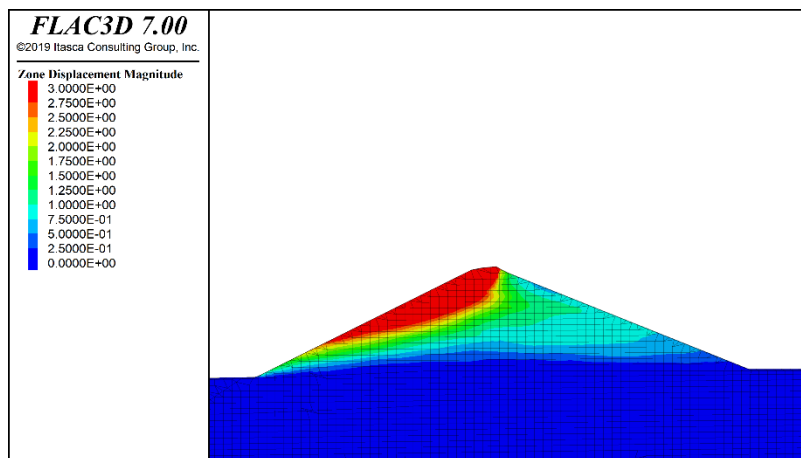


Figura C.8: Simulación con Histerético y 0.2% Rayleigh proporcional a la rigidez

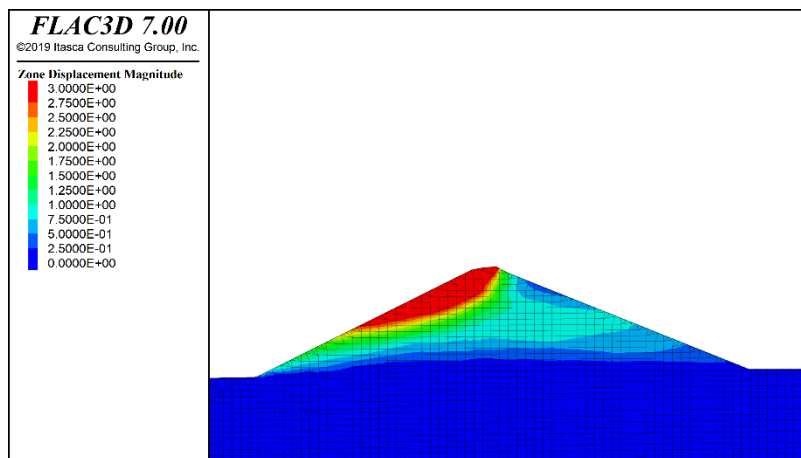


Figura C. 9: Simulación con Histerético y 2.0% Rayleigh

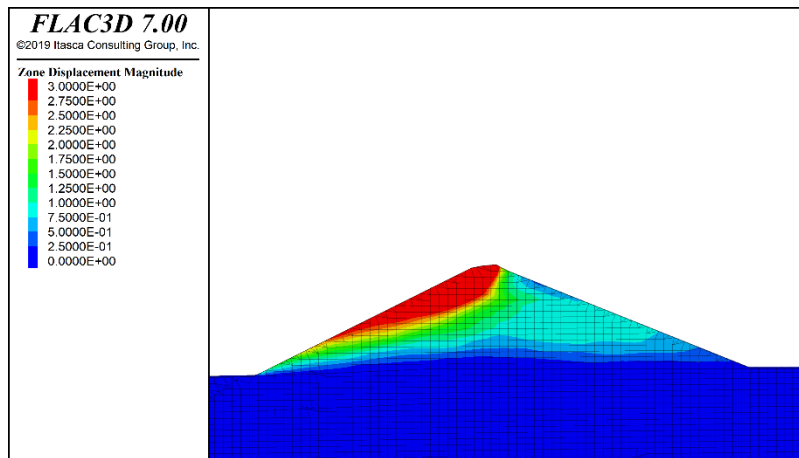


Figura C.10: Simulación con Histerético y 2.0% Rayleigh proporcional a la rigidez

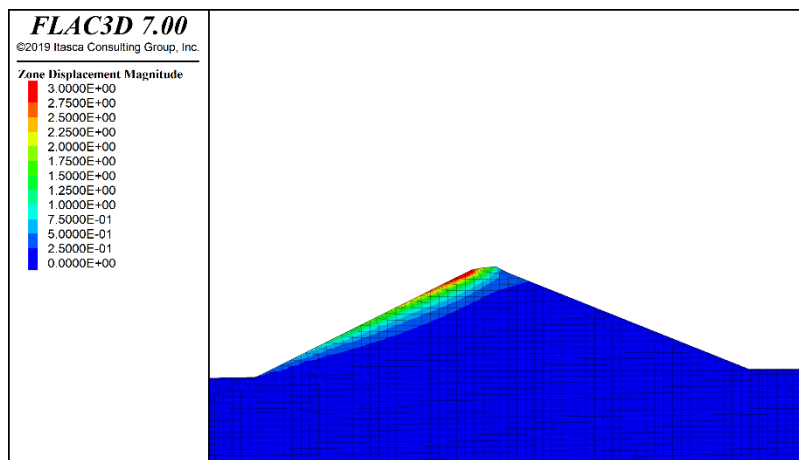


Figura C.11: Simulación con 2.0% Rayleigh