



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DEPÓSITOS DE RELAVES ABANDONADOS EN
LA ZONA CENTRO-NORTE DE CHILE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

GONZALO ESTEBAN BOADA CAMPOS

PROFESOR GUÍA:

CÉSAR PASTÉN PUCHI

PROFESOR CO-GUÍA:

PABLO HERESI VENEGAS

COMISIÓN:

YOLANDA ALBERTO HERNÁNDEZ

SANTIAGO DE CHILE

2021

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE:** Ingeniero Civil

POR: Gonzalo Esteban Boada Campos

FECHA: 2021

PROFESOR GUÍA: César Pastén Puchi

**CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DEPOSITOS DE RELAVES ABANDONADOS EN
LA ZONA CENTRO-NORTE DE CHILE**

La evaluación de la respuesta sísmica de los depósitos de relaves abandonados es un problema complejo dado el alto nivel de incertidumbre detrás de su diseño y construcción. Este trabajo propone una metodología probabilística basada en curvas de fragilidad para estimar el daño esperado en función de la aceleración espectral en un período de 0.3 segundos. Las curvas de fragilidad se construyen a partir de la respuesta sísmica de un modelo numérico 2D, desarrollado con el método de elementos finitos, con propiedades representativas de los taludes de los depósitos abandonados y una altura de 15 metros, determinada a partir del catastro de depósitos abandonados de la zona centro-norte de Chile.

El modelo numérico es sometido a un set de 30 registros sísmicos de terremotos interplaca en territorio chileno, seleccionados mediante la metodología de espectro condicionado, escalados en 5 niveles de intensidad según un análisis dinámico incremental de múltiples franjas. Las medidas de intensidad estudiadas más eficientes para predecir el comportamiento del modelo son la Intensidad de Arias y la velocidad máxima de suelo (PGV).

Los niveles de daño se determinan mediante el estudio de la relación entre el desplazamiento vertical del coronamiento y la cantidad de puntos de integración que alcanzaron el criterio de falla. Esta relación es normalizada para taludes con alturas y rigideces diferentes.

Las curvas de fragilidad determinan la probabilidad de daño para 3 niveles de estabilidad, dados por el coeficiente sísmico de fluencia del talud. En general, las funciones indican que los depósitos tienen probabilidades importantes de daño severo con sismos por sobre 1 g de aceleración espectral en 0.3 segundos de período en el sitio de emplazamiento. Aceleraciones superiores a este valor son factibles en territorio chileno y se han registrado en 20 estaciones sísmicas en los últimos 12 años.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a toda mi familia por el apoyo constante durante esta etapa, en especial a mis abuelos. A la Javi, por su apoyo, compañía y llegar a enriermarme por la senda del bien, no sabes cuánto aprendo de ti cada día. A mis papás por su tremendo amor, contención y preocupación por nosotros y nuestra educación, incluso en los momentos más difíciles. A mi papá por sus consejos y enseñanzas, y, sobre todo, por apoyarme y llenarme de seguridad en los momentos importantes. A mi mamá por su infinito amor, preocupación, complicidad y saber escucharme como nadie lo hace. Si hubiera tenido que elegirlos no podría haberlo hecho mejor, los amo.

Gracias a mis amigos por los incontables buenos momentos. Especialmente, quiero agradecer a los amigos y colegas que me ayudaron en el desarrollo de esta memoria: Javier Concha, Javiera Boada, Fernando Alfaro, Felipe Huala, Jorge Egger, Sergio Meneses, Matías Garrido, Rafael Castro, Rafael Iglesias, Bastián Garrido y Belén Pulgar.

Quiero agradecer a los profesores de la comisión. A mi profesor guía, Cesar Pastén, por sus consejos, disposición y apoyo durante este proceso, en especial cuando la pandemia nos obligó a cambiar de rumbo. A mi profesor co-guía, Pablo Heresi, por su excelente disposición desde el primer día, los consejos e instar siempre a buscar el umbral entre cumplir y destacar. A la profesora Yolanda Alberto por su buena recepción del trabajo y sus valiosos comentarios. Durante este trabajo me he dado cuenta de la importancia de la academia en nuestra actividad, y gran parte de esto se debe a ver con el cariño y motivación que desempeñan sus actividades, gracias por esto.

TABLA DE CONTENIDO

1.	Introducción.....	1
1.1.	Antecedentes generales.....	1
1.2.	Objetivos.....	2
1.2.1.	Objetivo Principal:.....	2
1.2.2.	Objetivos específicos:.....	2
1.3.	Metodología y estructura del documento.....	3
2.	Antecedentes bibliográficos	5
2.1.	Depósitos de relaves	5
2.2.	Comportamiento dinámico de depósitos de relaves.....	8
2.3.	Estabilidad de taludes bajo cargas sísmicas.....	9
2.3.1.	Análisis pseudoestático	9
2.3.2.	Análisis de estabilidad por métodos numéricos	11
2.3.3.	Métodos simplificados de desplazamientos cosísmicos.....	11
2.4.	Ingeniería sísmica basada en desempeño.....	16
2.5.	Curvas de fragilidad para estructuras geotécnicas.....	19
3.	Caracterización de depósitos de relaves abandonados en la zona centro-norte de Chile.....	21
3.1.	Caracterización general de depósitos de relaves abandonados en la zona centro norte de Chile	21
3.2.	Caracterización dinámica de los depósitos de relaves abandonados	26
4.	Sismología del territorio chileno y selección de registros sísmicos	33
4.1.	Determinación del espectro objetivo	37
5.	Modelación numérica	46
5.1.	Consideraciones generales.....	46
5.2.	Modelos constitutivos	51
5.2.1.	Estrato de fundación:.....	51

5.2.2.	Relaves:	51
5.2.3.	Calibración de parámetros modelo HSS.....	59
5.2.4.	Deconvolución y amortiguamiento de Rayleigh	65
6.	Comportamiento del modelo de elementos finitos	69
6.1.	Desplazamientos nodales.....	69
6.2.	Deformaciones de corte y puntos de falla.....	71
6.3.	Respuesta Dinámica.....	73
7.	Análisis de la respuesta sísmica.....	76
7.1.	Etapa preliminar	76
7.2.	Análisis principal	81
7.3.	Correlaciones y modelos de desplazamientos.....	86
8.	Estimación de daño.....	88
8.1.	Estados de daño	88
9.	Análisis de sensibilidad	97
10.1.	Sensibilidad del ángulo de inclinación del talud, β :	105
9.2.	Sensibilidad ante variaciones en ángulo de fricción, ϕ :.....	107
9.3.	Sensibilidad ante variaciones en módulos de deformación:	109
9.4.	Sensibilidad ante variaciones en altura:	112
10.	Generación de curvas de fragilidad	117
9.1.	Intervalos de confianza de las curvas de fragilidad.....	120
11.	Discusión y análisis de resultados	123
12.	Conclusiones y recomendaciones.....	133
12.1.	Conclusiones.....	133
12.2.	Recomendaciones.....	135
	BIBLIOGRAFÍA	136
	ANEXO A: Registros deconvolucionados	144

ANEXO B: Correlaciones entre desplazamientos verticales y medidas de intensidad.....	150
ANEXO C: Funciones densidad de probabilidad, <i>fUy</i>	154
ANEXO D: Simulacion ensayos triaxiales para etapa de sensibilidad.	155

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Relación entre estados de daño y dos parámetros de desempeño establecida por Pells y Fell (2003).	15
Tabla 2.2. Descripción de los 4 módulos de la ingeniería basada en desempeño, según el marco metodológico PEER PBEE.....	18
Tabla 3.1. Parámetros de resistencia para el material de relaves abandonados, junto a la cantidad de ensayos de corte simple a distintos niveles de confinamiento realizados (Adaptado de Pulgar, 2020).	24
Tabla 3.2. Resultados de campaña de prospección geofísica en algunos depósitos de relaves abandonados. La altura, velocidad de onda de corte media y frecuencia predominante de vibración mediante HVSR son obtenidos desde el trabajo de Pulgar (2020).....	31
Tabla 3.3. Parámetros adoptados en el modelo genérico de depósitos de relaves abandonados..	32
Tabla 4.1. Parámetros utilizados para comparar las GMPEs actualizadas generadas para el contexto sismotectónico chileno.	41
Tabla 4.2. Listado de sismos seleccionados mediante el Espectro Condicionado.	44
Tabla 5.1. Parámetros definidos para el material del estrato de fundación del modelo representativo.....	51
Tabla 5.2. Parámetros de entrada escogidos para el modelo constitutivo Hardening Soil with small strain (HSS) que describe el comportamiento del material de relaves.	65
Tabla 5.3. Error en el proceso de deconvolución de los registros seleccionados.....	68
Tabla 7.1. Registros sísmicos seleccionados para la ejecución de los modelos de la etapa preliminar.	78
Tabla 7.2. Estimadores para las funciones de densidad de probabilidad f_{EDPedp} $IM = im$). ...	85
Tabla 7.3. Resultado de las regresiones para 4 intensidades sísmicas.....	87
Tabla 8.1. Coeficientes de la curva de daño en función del desplazamiento vertical	90
Tabla 8.2. Coeficientes para las probabilidades de daño en función de los desplazamientos verticales del coronamiento.	96
Tabla 9.1. Esfuerzo principal menor medio para cada geometría modelada.	102
Tabla 9.2. Deformación axial de falla para los distintos modelos ejecutados.....	102
Tabla 9.3. Cambio de módulos de deformación para el análisis de sensibilidad.	109
Tabla 9.4. Resumen del análisis de sensibilidad.	116

Tabla 10.1. Parámetros de las curvas de fragilidad.	120
Tabla 11.1. Relación entre la respuesta de algunos depósitos de relaves con distintas intensidades sísmicas medidas en la estación más cercana.	130
Tabla 11.2. Propiedades de algunos registros sísmicos, sobre los cuales el modelo predice una probabilidad de daño considerable en los depósitos de relaves abandonados.....	131

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Depósitos de relaves abandonados en la ciudad de Andacollo, región de Coquimbo. En la parte central de la fotografía se observa el Templo Parroquial o Iglesia Chica. (Revista Técnicos Mineros, 2016).	6
Figura 2.2. Porcentaje de fallas gatilladas por eventos sísmicos en función del tipo de falla, para los depósitos AB (fuera de operación, color azul) y OP + OP/AB (en operación + en etapas finales de operación, color negro) (basado en Villavicencio et al., 2013).	7
Figura 2.3. Esquema método del bloque deslizante de Newmark para determinar los desplazamientos permanentes (Bardet y Liu, 2009, basados en Kramer, 1996).	13
Figura 2.4. (a) Carta No.1 y (a) carta No.2 del procedimiento de Makdisi y Seed (1978) para la estimación de desplazamientos cosísmicos (fuente: DamEngineer.com, 2020).	14
Figura 3.1. Localización de los 163 depósitos de relaves abandonados en la zona centro y norte del país. Se indica en azul la ubicación de los depósitos visitados por la campaña de exploración de Pulgar (2020).	22
Figura 3.2. Distancia a sitio de interés en función de la altura máxima del depósito abandonado. Las zonas rojas del gráfico representan el par distancia/altura donde los depósitos se consideran prioritarios (Pulgar, 2020).	23
Figura 3.3. Determinación de secciones críticas (líneas rojas) de los taludes de los depósitos de relaves abandonados Delirio 1 y Delirio 2 (Pulgar, 2020).	26
Figura 3.4. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado de nombre desconocido, emplazado en la ciudad de Andacollo, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado.	28
Figura 3.5. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado Tamaya II, emplazado al noroeste de Ovalle, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado Tamaya II.	28
Figura 3.6. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado Los Leones 1, emplazado al este de Andacollo, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado Los Leones 1.	29
Figura 3.7. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado Delirio 1, emplazado al sur de Punitaqui, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado Delirio 1.	29

Figura 3.8. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado Delirio 2, emplazado al sur de Punitaqui, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado Delirio 2.	30
Figura 3.9. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado California 2B, emplazado al sureste de Illapel, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado California 2B.....	30
Figura 4.1. Subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana y ubicación de los principales focos de sismicidad del territorio chileno.	34
Figura 4.2. Espectros de respuesta, para un amortiguamiento de 5%, de los 338 registros horizontales preseleccionados correspondientes a los 5 sismos sobre Mw 7.7 en el territorio chileno entre los años 1985 y 2015.	36
Figura 4.3. Modelo de correlación entre aceleraciones espectrales de Candia et al. (2020) para sismos interplaca en el ambiente subductivo chileno.....	38
Figura 4.4. Espectro medio condicionado (CMS) a partir de la GMPE de Idini et al (2017), un período condicionante de $T^* = 0.3$ s, el modelo de correlación entre aceleraciones espectrales de Candia et al. (2020) y un valor de $\varepsilon T^* = 1$	39
Figura 4.5. (a) Comparación de la tendencia media de los registros seleccionados por GMPE de Idini et al. (2017) y (b) Comparación de la tendencia media de los registros seleccionados por GMPE de Montalva et al. (2017).	41
Figura 4.6. Comparación entre los espectros de respuesta elásticos, con un amortiguamiento del 5%, de los registros seleccionados y el Espectro Condicionado construido.	43
Figura 4.7. Comparación entre las desviaciones estándar de los logaritmos de las aceleraciones espectrales del Espectro Condicional (CS) objetivo y el set de registros seleccionados.	43
Figura 4.8. Número de sismos seleccionados en función de: (a) evento sísmico, (b) clasificación de suelo en la estación sísmica, según Idini et al., 2017.....	45
Figura 4.9. Diagramas de cajas de las principales medidas de intensidad alternativas utilizadas (IA, PGV y PGA) para los registros escogidos. Estos parámetros corresponden a los registros escalados en $S_a 0.3 s = 0.752 g$	45
Figura 5.1. Ficha explicativa de la geometría y el mallado del modelo de elementos finitos realizado con el programa Plaxis2D. También se muestra la ubicación de los nodos de control para los diferentes parámetros que se evalúan.	50
Figura 5.2. (a) Esquema de la trayectoria esfuerzo-deformación para un ensayo triaxial en el modelo HSS (Adaptado de Obrzud, 2010). (b) Trayectoria esfuerzo-deformación de la simulación	

numérica de un ensayo triaxial, con un proceso de descarga y carga en las cercanías de $\epsilon_1 = 0.02$	55
Figura 5.3. (a) Vista esquemática de las superficies de fluencia del modelo HSS (Plaxis). (b) Diagrama p-q de las superficies de fluencia generadas para el modelo HSS. Se puede ver en líneas punteadas la evolución o “endurecimiento” de las superficies de fluencia. Para este modelo “Strength criteria” corresponde a la línea de falla de Morh Coulomb (Benz, 2008).	57
Figura 5.4. Función de transferencia de un estrato equivalente de material de relaves ante un registro de baja intensidad. Material con amortiguamiento de Rayleigh de 2% en 3.3 y 16.5 Hz.	62
Figura 5.5. Curva de degradación de rigidez propuesta, para un confinamiento de 100 kPa. Se comparan con las curvas desarrolladas por Darendeli (2001) para distintos índices de plasticidad.	63
Figura 5.6. Razón de amortiguamiento histerético propuesta, para un confinamiento de 100 kPa. Se comparan con las curvas desarrolladas por Darendeli (2001) para distintos índices de plasticidad.....	64
Figura 5.7. Amortiguamiento de Rayleigh en función de la frecuencia para los materiales constituyentes del modelo numérico.	66
Figura 6.1. Contornos de deformaciones horizontales y verticales permanentes para el sismo N° 7, PB06-1, escalado a 1.2 g de aceleración espectral en el período de interés.	69
Figura 6.2. Contornos de deformaciones horizontales y verticales permanentes para el sismo N° 7, PB06-1, escalado a 1.5 g de aceleración espectral en el período de interés.	70
Figura 6.3. (a) Ejemplo de los desplazamientos horizontales de los puntos de control del coronamiento y (b) desplazamientos verticales en el tiempo. El registro corresponde a N°7 – PB06 1, escalado a 1.5 g de aceleración espectral en 0.3 segundos, para el caso de $c = 7 \text{ kPa}$	70
Figura 6.4. Contornos de deformaciones angulares y puntos de falla para el registro N° 7 - PB06 1, escalado a las 5 intensidades sísmicas propuestas, 0.3, 0.6, 0.9, 1.2 y 1.5 g de aceleración espectral en 0.3 segundos.	72
Figura 6.5. Funciones de transferencia entre la superficie libre del estrato de fundación y el registro input en la base del modelo para el registro N°7 – PB06 1.....	73
Figura 6.6. Espectros de respuesta de los registros obtenidos en los puntos de control, para el registro N° 7 – PB06 1, escalado a las 5 intensidades sísmicas propuestas, 0.3, 0.6, 0.9, 1.2 y 1.5 g de aceleración espectral en 0.3 segundos.	74
Figura 7.1. Espectros de respuesta de los registros seleccionados escalados para la etapa preliminar.	77

Figura 7.2. Correlación entre el desplazamiento vertical del coronamiento y la aceleración espectral en (a) un período de 0.1 s, (b) un período de 0.3 s.	79
Figura 7.3. Correlación, en términos de R^2 y RMSE, para las aceleraciones espectrales de diferentes períodos. Se gráfica en línea punteada el período fundamental del depósito de relaves.	80
Figura 7.4. Desplazamientos verticales del coronamiento en función de las aceleraciones máximas de suelo, obtenidos a partir de la simulación de 450 modelos dinámicos.	81
Figura 7.5. Curvas IDA obtenidas mediante el análisis de múltiples franjas de la respuesta dinámica del modelo sometido a 30 registros sísmicos escalados a los 5 niveles de intensidad, para el caso $c = 4.76 \text{ kPa}$	83
Figura 7.6. Curvas IDA obtenidas mediante el análisis de múltiples franjas de la respuesta dinámica del modelo sometido a 30 registros sísmicos escalados a los 5 niveles de intensidad, para el caso $c = 7 \text{ kPa}$	83
Figura 7.7. Curvas IDA obtenidas mediante el análisis de múltiples franjas de la respuesta dinámica del modelo sometido a 30 registros sísmicos escalados a los 5 niveles de intensidad, para el caso $c = 10.29 \text{ kPa}$	84
Figura 7.8. (a) Mediana de los desplazamientos en función de la aceleración espectral para cada banda, y (b) desviación estándar de los logaritmos de U_y para cada banda.	85
Figura 8.1. Esquema explicativo del área de interés.	89
Figura 8.2. Razón de área en falla en función del desplazamiento vertical del coronamiento, para la estimación de los niveles de daño de la estructura.	90
Figura 8.3. Razón de área en falla en función del desplazamiento vertical del coronamiento y los niveles de daño, denotados con su mediana y su rango intercuartílico.	91
Figura 8.4. (a) Derivada de primer orden de la función de daño. (b) Derivada de segundo orden de la función de daño. Ambas Figuras muestran las medianas y los rangos intercuartílicos de los niveles de daño.	92
Figura 8.5. Contornos de deformaciones y puntos de falla para aproximadamente un (a) 25% y (b) 75% de presentar daño menor.	93
Figura 8.6. Contornos de deformaciones y puntos de falla para aproximadamente un (a) 25% y (b) 75% de presentar daño medio.	94
Figura 8.7. Contornos de deformaciones y puntos de falla para aproximadamente un (a) 25% y (b) 75% de presentar daño severo.	95

Figura 8.8. Probabilidad acumulada de un nivel de daño dado un desplazamiento vertical del coronamiento, U_y .	96
Figura 9.1. Comparación entre los espectros de los sismos elegidos para el análisis de sensibilidad y el espectro condicionado obtenido mediante los procesos descritos en el Capítulo 3.	98
Figura 9.2. Factores de seguridad para diferentes niveles de coeficientes horizontales para los 3 taludes del análisis principal. Se muestra con línea punteada la intersección con el $FoS=1$, cuya proyección en el eje de las abscisas corresponde al coeficiente de fluencia del talud.	99
Figura 9.3. Determinación de deformación axial de falla, ϵ_f , para materiales con distintos módulos de deformación.	101
Figura 9.4. Razón de área en falla en función del (a) desplazamiento vertical del coronamiento y (b) desplazamiento vertical de coronamiento normalizado, para los 450 modelos del análisis principal y los 120 modelos del análisis de sensibilidad.	104
Figura 9.5. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo con ángulo de inclinación del talud 33.34° ($ky = 0.156, c = 7 kPa$) y modelos del análisis principal.	106
Figura 9.6. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo con ángulo de inclinación del talud 25.61° ($ky = 0.260, c = 7 kPa$) y modelos del análisis principal.	106
Figura 9.7. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo con ángulo de fricción interna de 27.55° ($ky = 0.156, c = 7 kPa$) y modelos del análisis principal.	108
Figura 9.8. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo con ángulo de fricción interna de 33.15° ($ky = 0.260, c = 7 kPa$) y modelos del análisis principal.	108
Figura 9.9. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo flexible ($ky = 0.201, c = 7 kPa$) y modelos del análisis principal (modelo base).	110
Figura 9.10. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo rígido ($ky = 0.201, c = 7 kPa$) y modelos del análisis principal (modelo base).	110
Figura 9.11. Comparación de contornos de deformaciones angulares y puntos de falla de los modelos (a) flexible, (b) rígido y (c) original, sometidos al mismo sismo. El coeficiente sísmico de fluencia corresponde a $ky = 0.201$ para los tres modelos.	111

Figura 9.12. Factores de seguridad para diferentes niveles de coeficientes horizontales los modelos de sensibilidad de altura y el análisis principal de $c = 7 \text{ kPa}$. Se muestra con línea punteada la intersección con el $\text{FoS}=1$, cuya proyección en el eje de las abscisas corresponde al coeficiente de fluencia del talud.	112
Figura 9.13. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo de sensibilidad $h = 20 \text{ m}$ ($k_y = 0.165, c = 7 \text{ kPa}$) y el modelo del análisis principal con $c = 4.76 \text{ kPa}$ $k_y = 0.156, c = 7 \text{ kPa}$	113
Figura 9.14. Contornos de deformaciones angulares y puntos del (a) modelo de sensibilidad con $h = 20 \text{ m}$ ($k_y = 0.165, c = 7 \text{ kPa}$) y del (b) modelo del análisis principal con $c = 4.76 \text{ kPa}$ ($k_y = 0.156, h = 15 \text{ m}$).....	114
Figura 9.15. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo de sensibilidad $h = 10 \text{ m}$ ($k_y = 0.270, c = 7 \text{ kPa}$) y el modelo del análisis principal con $c = 10.29 \text{ kPa}$ $k_y = 0.260, c = 7 \text{ kPa}$	115
Figura 9.16. Contornos de deformaciones angulares y puntos del (a) modelo de sensibilidad con $h = 20 \text{ m}$ ($k_y = 0.165, c = 7 \text{ kPa}$) y del (b) modelo del análisis principal con $c = 4.76 \text{ kPa}$ ($k_y = 0.156, h = 15 \text{ m}$).....	115
Figura 10.1. Curvas de fragilidad generadas con los modelos de $c = 4.76 \text{ kPa}$, o equivalentemente según el análisis de sensibilidad, para $k_y = 0.156$	118
Figura 10.2 Curvas de fragilidad generadas con los modelos de $c = 7 \text{ kPa}$, o equivalentemente según el análisis de sensibilidad, para $k_y = 0.202$	119
Figura 10.3. Curvas de fragilidad generadas según los modelos de $c = 10.29 \text{ kPa}$, o equivalentemente según el análisis de sensibilidad, para $k_y = 0.260$	119
Figura 10.4. Esquema del procedimiento para determinar los intervalos de confianza para una intensidad. Los puntos rojos corresponden a los valores de los percentiles 2.5 y 97.5.....	121
Figura 10.5. Curvas de fragilidad para depósitos de relaves abandonados con taludes $k_y = 0.156$ (según el análisis de sensibilidad del capítulo 10).....	121
Figura 10.6. Curvas de fragilidad para depósitos de relaves abandonados con taludes $k_y = 0.201$. (según el análisis de sensibilidad del capítulo 10).....	122
Figura 10.7. Curvas de fragilidad para depósitos de relaves abandonados con taludes $k_y = 0.260$. (según el análisis de sensibilidad del capítulo 10).....	122
Figura A.1. Resultados deconvolución para sismos N° 1 al 5.	144
Figura A.2. Resultados deconvolución para sismos N° 6 al 10.	145

Figura A.3. Resultados deconvolución para sismos N° 11 al 15.	146
Figura A.4. Resultados deconvolución para sismos N° 16 al 20.	147
Figura A.5. Resultados deconvolución para sismos N° 21 al 25.	148
Figura A.6. Resultados deconvolución para sismos N° 21 al 25.	149
Figura B.1. Correlaciones obtenidas para Intensidad de Arias (m/s).	150
Figura B.2. Correlaciones obtenidas para PGA (g).....	151
Figura B.3. Correlaciones obtenidas para PGV (m/s).	152
Figura B.4. Correlaciones obtenidas para aceleraciones espectral, 5% de amortiguamiento (g).	153
Figura C.1. Funciones densidad de probabilidad para las distintas IMs.	154
Figura D.1. Diagramas q - ε_1 ensayos triaxiales para etapa de sensibilidad	155

1. Introducción

1.1. Antecedentes generales

La minería es una de las actividades productivas más importantes para la economía chilena, dado que representa alrededor del 10% del PIB anual del país. En el año 2019, el sector minero aportó el 52.3% de las exportaciones nacionales (Consejo Minero, 2018), posicionándose como el más importante en la entrada de capitales extranjeros. Además de estos aspectos positivos, la actividad minera acarrea inherentemente algunas problemáticas como la gestión de los residuos generados.

Los depósitos de relaves son definidos como toda obra estructurada en forma segura para contener los relaves provenientes de una planta de concentración húmeda de especies de minerales (Ministerio de Minería, 2007). Chile es el tercer país en el mundo con más depósitos de relaves por detrás de China y Estados Unidos, con un total de 757, de los cuales el 15% (104) corresponde a depósitos activos, un 62% (463) están inactivos y el 23% (173) se declara abandonado (Sernageomin, 2020). Los 5 depósitos restantes se encuentran en construcción.

Asegurar la estabilidad física de los depósitos de relaves es un importante desafío para los ingenieros geotécnicos, ya que un colapso puede comprometer gravemente el medio ambiente y la seguridad de la población aledaña. La mayoría de las fallas en territorio chileno han sido gatilladas por eventos sísmicos (Villavicencio et al., 2013). La falla del tranque El Cobre en 1965 y el tranque Las Palmas en 2010 corresponden a dos casos emblemáticos con 200 (aproximado) y 4 víctimas fatales, respectivamente.

Aunque la planificación y gestión de estos reservorios se ha visto potenciada en los últimos años mediante varias iniciativas como el Decreto Supremo N° 248 de 2007, el Plan Nacional de Relaves y el Programa Tranque, el avance en el estudio y manejo de los depósitos abandonados se encuentra rezagado respecto a los activos e inactivos (Fundación Chile, 2018).

Además de las dificultades referentes a lo normativo, administrativo y financiero para ocuparse de la problemática de los depósitos abandonados, se desconoce el nivel de ingeniería detrás del diseño y construcción de estas estructuras, lo que repercute en grandes incertidumbres acerca del comportamiento sísmico esperado.

En este contexto, se propone un enfoque probabilístico para la evaluación de la estabilidad física de los depósitos de relaves abandonados ante cargas sísmicas, mediante una herramienta de la ingeniería sísmica basada en desempeño (Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE)

denominada curvas de fragilidad, las que permiten estimar la probabilidad de daño en función de alguna intensidad sísmica. Cabe resaltar que no existen curvas de fragilidad para este tipo de estructuras, por lo que representan una nueva herramienta para la evaluación del riesgo sísmico en depósitos de relaves.

Además de los objetivos técnicos detallados posteriormente, este trabajo tiene el propósito principal de encauzar el desarrollo de procedimientos que permitan definir el nivel de riesgo sísmico que representan estos depósitos para la población, el medio ambiente o las actividades productivas, incentivando medidas de mitigación del riesgo.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Principal:

- Generar curvas de fragilidad para los depósitos de relaves abandonados de la zona centro-norte de Chile, ante inestabilidad de taludes y deformaciones inducidas por sismo, en base a modelos dinámicos 2D de elementos finitos.

1.2.2. Objetivos específicos:

- Caracterizar los depósitos de relaves críticos, es decir, los que representan una amenaza para actividades productivas, medio ambiente y/o población.
- Caracterizar la amenaza sísmica y seleccionar un conjunto de 30 registros sísmicos coherentes con los modelos de predictivos (Ground Motion Prediction Equations, GMPEs) propuestos para el territorio chileno.
- Obtener las respuestas dinámicas de modelos 2D con elementos finitos, en términos de desplazamientos, para el conjunto de registros escogidos y escalados a distintas intensidades según un análisis dinámico incremental (IDA) de múltiples franjas.
- Establecer y definir distintos niveles de daño relevantes para la toma de decisiones de riesgo sísmico en función de los desplazamientos obtenidos.
- Determinar el rango de aplicación de las respuestas obtenidas, mediante un análisis de sensibilidad de distintos parámetros relevantes para la respuesta sísmica de los depósitos abandonados.
- Generar curvas de fragilidad a partir de la combinación de los resultados de las etapas anteriores.

1.3. Metodología y estructura del documento

- En el capítulo 2 se muestran los principales antecedentes bibliográficos sobre depósitos de relaves y las herramientas que se utilizan en este trabajo para evaluar su estabilidad.
- El capítulo 3 está dedicado a la caracterización de los depósitos de relaves abandonados, realizada mediante una revisión del reciente trabajo de título de Pulgar (2020), en el cual se analizan las características distintivas de estas estructuras y se calculan los parámetros relevantes para su estabilidad física, la base de datos de depósitos de relaves del Sernageomin y mediciones geofísicas pasivas.
- El capítulo 4 trata sobre la determinación de la demanda sísmica, la cual se basa en la selección de 30 registros de aceleraciones instrumentales correspondientes a terremotos interplaca en territorio chileno congruentes con las características esperadas en el lugar de emplazamiento de los depósitos abandonados, mediante la metodología de espectro condicionado (Baker, 2011).
- En el capítulo 5 se muestran las principales consideraciones utilizadas en la generación de un modelo numérico representativo de los depósitos de relaves abandonados. Este modelo es desarrollado en el software de elementos finitos Plaxis2D (Plaxis, 2017) y busca representar el comportamiento dinámico de los depósitos ante las sollicitaciones sísmicas seleccionadas.
- El capítulo 6 ejemplifica el comportamiento dinámico del modelo, en términos de desplazamientos nodales, deformaciones angulares y espectros de aceleración.
- El capítulo 7 muestra las respuestas dinámicas del modelo sometido a al set de 30 registros seleccionados, escalados mediante un análisis dinámico incremental (Vamvatsikos & Cornell, 2002) en 5 niveles de intensidad, obteniendo las respuestas en términos de desplazamientos nodales. El capítulo también incluye las correlaciones entre algunas medidas de intensidad (IM) y los desplazamientos obtenidos.
- En el capítulo 8 se realiza una estimación de los estados de daño en base a la observación del área de material en falla en función del desplazamiento vertical del coronamiento.
- En el capítulo 9 se determina el rango de aplicación de la respuesta del modelo, mediante un análisis de sensibilidad de 4 parámetros relevantes en la respuesta sísmica del modelo: el ángulo de inclinación del talud, el ángulo de fricción interna del material, los módulos de deformación del material y la altura del depósito.

- A partir de los resultados anteriores, en el capítulo 10 se obtienen las funciones de fragilidad paramétricas para depósitos de relaves abandonados, junto con la determinación de los intervalos de confianza de estas curvas mediante la técnica de remuestreo *Bootstrap* (Efron, 1979).
- El análisis de los resultados obtenidos y las discusiones se muestran en el capítulo 11.
- Finalmente, se entregan las principales conclusiones y recomendaciones en el capítulo 12.

2. Antecedentes bibliográficos

2.1. Depósitos de relaves

En el proceso extractivo de minerales, solo un pequeño porcentaje (del orden de 1%) corresponde al elemento de interés económico. El porcentaje restante se considera material residual, el cual se dispone principalmente en botaderos de rípios y depósitos de relaves. El relave corresponde a una mezcla de agua con un sólido finamente molido compuesto del material residual proveniente de procesos como concentración y flotación.

En los depósitos de relaves activos se pueden distinguir dos elementos principales: el muro, correspondiente a una obra que permite contener los residuos descargados, y la cubeta, volumen físico disponible delimitado por el muro y topografía, generalmente. En algunos depósitos abandonados estos dos elementos no son distinguibles y el perímetro se encarga de contener el material del interior. Esta característica se puede apreciar en la Figura 2.1, donde se muestra un depósito de relaves abandonado en la zona urbana de la ciudad de Andacollo.

En los últimos años se han producido avances en la planificación y gestión de los depósitos activos e inactivos, tanto en aspectos normativos (DS.248, Ministerio de Minería, 2007) como en el seguimiento y monitoreo de estas estructuras (Programa Tranque, 2019). A pesar de esto, se ha dificultado abordar el tema de los depósitos abandonados y los avances en esta materia han sido escasos (Fundación Chile, 2018).

A pesar de que en general los depósitos abandonados almacenan menores volúmenes (entre 100 y 600.000 m³) (Sernageomin, 2020) de material en comparación a los depósitos activos e inactivos, muchos representan una amenaza en caso de colapsar. Pulgar (2020) estudió 86 depósitos de relaves abandonados, identificando 50 depósitos como críticos, es decir, con la capacidad de generar un impacto en la población, medio ambiente, sistema vial y/o actividad económica en caso de pérdida de la estabilidad física. Dentro de los 87 depósitos restantes (ya que los catastros de Sernageomin indican que existen 173 depósitos abandonados), 27 fueron descartados por considerarse de impacto nulo y 60 por información limitada.

Se reconocen 3 mecanismos principales de falla de estas estructuras (Fundación Chile, 2019): rebalse (overtopping), erosión interna (piping) e inestabilidad de taludes. El rebalse ocurre cuando el material almacenado sobrepasa el nivel del coronamiento y fluye hacia el exterior del depósito, muchas veces ocasionando una falla progresiva por erosión del talud. La gran mayoría de depósitos

de relaves abandonados de la zona centro-norte de Chile se encuentran secos y no presentan material fluido en su cubeta, por lo que este tipo de falla es muy improbable. Aun así, eventos climáticos extremos podrían cambiar el estado del material.

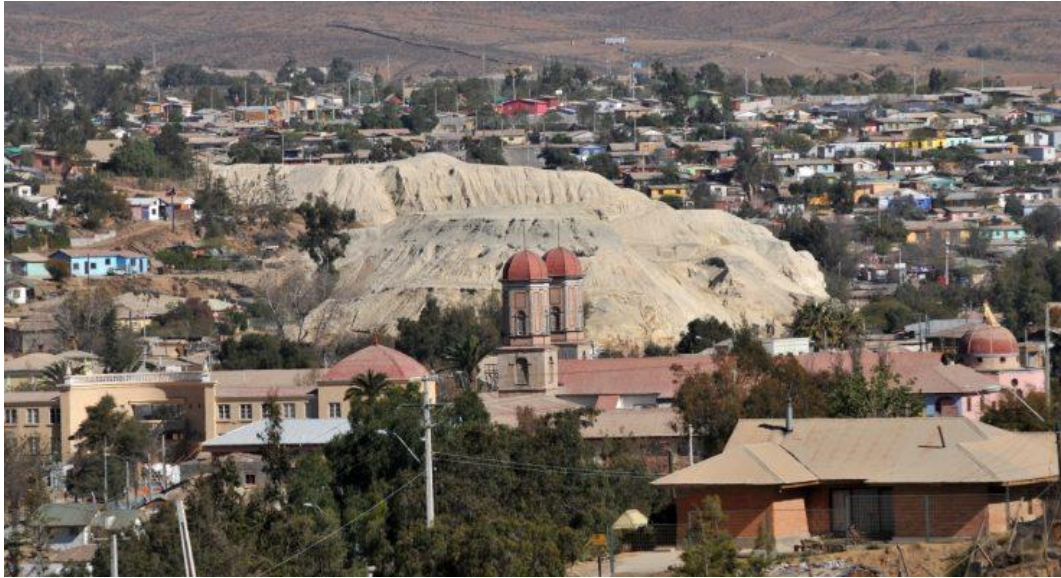


Figura 2.1. Depósitos de relaves abandonados en la ciudad de Andacollo, región de Coquimbo. En la parte central de la fotografía se observa el Templo Parroquial o Iglesia Chica. (Revista Técnicos Mineros, 2016).

La erosión interna, tubificación o piping es la migración de material a través de canales preferenciales de flujo en el interior del muro del depósito. Al igual que el rebalse, esta falla se puede desencadenar solo en presencia de grandes cantidades de agua, por lo que es improbable en depósitos abandonados.

Por último, la inestabilidad de taludes corresponde al deslizamiento de una sección del depósito, debido a que las fuerzas solicitantes superan a las fuerzas resistentes.

Debido a que los depósitos abandonados han perdido el agua a través de los años, se estima que el modo de falla más relevante para estos es la inestabilidad de taludes. Además, este fenómeno gatillado por eventos sísmicos corresponde a la principal causante de las fallas en depósitos de relaves en Chile (Villavicencio et al., 2013).

Villavicencio et al. (2013) realizaron un estudio de 38 fallas en depósitos de relaves en Chile desde 1900, encontrando que el 82% están asociadas a eventos sísmicos y 18% a fuertes lluvias que desencadenaron rebalse. Dentro de las fallas asociadas a eventos sísmicos se realizan dos

distinciones: fallas por licuación con falla de flujo (LQ+FF) y fallas por inestabilidad de taludes con deformaciones inducidas por sismos (SI+SID), donde corresponden al 50% y 32% de las fallas totales, respectivamente.

A pesar de que este estudio posiciona a la licuación como la principal causante de fallas en estas estructuras, la pérdida de agua del material de relaves con el tiempo provoca que esta tendencia cambie para depósitos abandonados. Villavicencio et al. (2013) distinguieron las fallas en depósitos que se encontraban en operación (OP) y en etapa final de operación (OP/AB) de aquellos que estaban fuera de operación (AB). La Figura 2.2 muestra la distribución de las fallas provocadas por sismos, donde se observa que el principal modo de falla de los depósitos fuera de operación (barras azules) corresponde a inestabilidad de taludes con deformaciones inducidas por sismos (SI+SID).

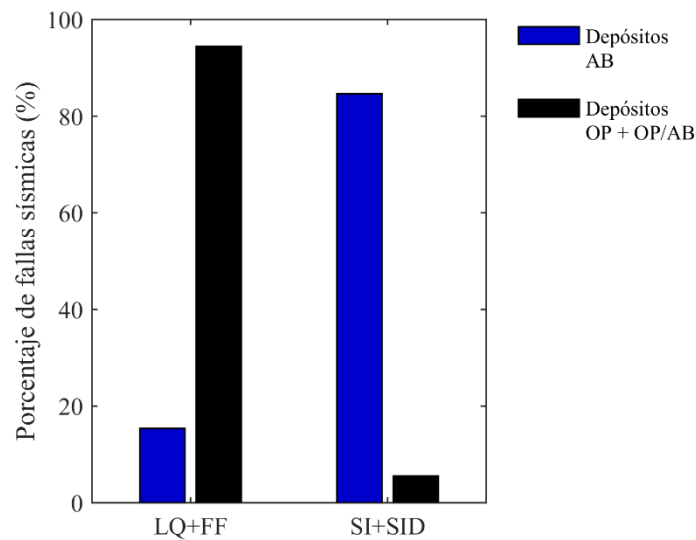


Figura 2.2. Porcentaje de fallas gatilladas por eventos sísmicos en función del tipo de falla, para los depósitos AB (fuera de operación, color azul) y OP + OP/AB (en operación + en etapas finales de operación, color negro) (basado en Villavicencio et al., 2013).

En el Terremoto del Maule de 2010 se produjo la falla de 5 depósitos de relaves, donde 2 casos se atribuyen a licuación, entre ellos la falla del tranque Las Palmas en la Región del Maule, que dejó 4 personas fallecidas, y 3 casos a inestabilidad de taludes con deformaciones inducidas por sismo. La investigación (Villavicencio et al., 2013) atribuye estas fallas a deficiencias en las etapas de diseño y construcción: ángulos de inclinación muy pronunciados (30° a 40°) y compactación insuficiente del muro de contención, principalmente.

Estas deficiencias pueden presentarse en varios depósitos de relaves abandonados, reflejo de la poca regulación y estandarización del diseño de estas estructuras en el pasado, que, si bien se ha solucionado con las nuevas normativas, dejó un conjunto de pasivos ambientales de los cuales se desconoce el nivel de diseño y las consideraciones en su construcción.

2.2. Comportamiento dinámico de depósitos de relaves

Verdugo et al. (2017) estudiaron la relación entre los registros de aceleraciones obtenidos en el coronamiento del muro de dos grandes depósitos de relaves y sitios cercanos de referencia en roca (rock-outcrop). Estos depósitos son El Torito y Las Tórtolas, ambos pertenecientes a la empresa Anglo American y principales depósitos de relaves de la Minera El Soldado y la Minera Los Bronces, respectivamente. La respuesta en el coronamiento se ve amplificada en relación al sitio en roca y puede ser caracterizada por un factor de amplificación de aceleraciones de 3.7 y 1.7, respectivamente. Además, se buscó estimar el período fundamental de los muros de ambos depósitos.

Cabe resaltar que este movimiento sísmico no generó ningún indicio de daños, por lo que presumiblemente el material se comportó mayormente de forma elástica. No hay investigaciones que contengan registros sísmicos de presas de relaves que presentaron daño en Chile.

La determinación de la frecuencia fundamental de vibración de la estructura permite estimar que frecuencias serán amplificadas durante el embate de un tren de ondas. Pastén et al. (2019) utilizaron un arreglo de sensores sísmicos para comparar los registros obtenidos en el pie y coronamiento del muro del depósito El Torito, mediante el procesamiento de mediciones de ruido ambiental y eventos sísmicos, con magnitudes entre M_w 3.9 y M_w 5.8. En esta investigación se observó que las mediciones ambientales son consistentes con las mediciones observadas en los eventos sísmicos, tanto en frecuencias predominantes de vibración como en factores de amplificación.

El procesamiento de los registros de aceleración se realizó mediante dos métodos: razón HVSR (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio), también conocido como método de Nakamura (Nakamura, 1989), y relaciones espectrales estándar (SSR, Standard Spectral Ratio). El primero consiste en la división entre el espectro de Fourier de la componente horizontal y la componente vertical en un mismo instrumento y el segundo en la división entre el espectro de Fourier de una componente horizontal de un instrumento en el coronamiento y una componente horizontal en el pie del talud. Ambos métodos son consistentes y muestran una frecuencia fundamental de vibración cercana a 1

Hz, en la zona superior del muro de 80 metros de altura, aproximadamente. Con estas metodologías, es posible caracterizar el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras ante sollicitaciones sísmicas, por lo menos para registros de media a baja intensidad, mediante métodos de vibraciones ambientales.

Utilizando los mismos procedimientos anteriores, HSVR y SSR, Correia y Pastén (2019) estudiaron la respuesta dinámica del muro, de 45 metros de altura, de un embalse de relaves ubicado en el norte de Chile. Ambos métodos entregan frecuencias fundamentales de vibración similares, cercanas a 4 Hz. Además, reprodujeron esta frecuencia fundamental mediante un modelo de propagación unidimensional linear equivalente. Las amplitudes de la amplificación dinámica obtenidas en el modelo 1D fueron superiores a las medidas instrumentalmente.

Si bien no se tienen mediciones para depósitos de relaves bajo movimientos de altas intensidades, se espera que reflejen el fenómeno de degradación de rigidez que presentan los suelos bajo cargas cíclicas. Este se traduce en una flexibilización del talud, es decir, una disminución de la frecuencia natural de vibración.

2.3. Estabilidad de taludes bajo cargas sísmicas

Como se enunció anteriormente, el mayor gatillante de fallas en depósitos de relaves fuera de operación corresponde a inestabilidad de taludes, según la definición de Pastén et al. (2019). Los principales métodos para estimar la estabilidad sísmica de un talud son: análisis pseudoestático, análisis de esfuerzo deformación mediante métodos numéricos y métodos simplificados de deformaciones cosísmica.

2.3.1. Análisis pseudoestático

Corresponde a una extensión del método de equilibrio limite, en el que la acción sísmica se reduce en una fuerza inercial horizontal y una fuerza inercial vertical, F_h y F_v , respectivamente:

$$F_h = k_h \cdot W \quad (2.1)$$

$$F_v = k_v \cdot W \quad (2.2)$$

Donde k_h corresponde al coeficiente sísmico horizontal, k_v al coeficiente sísmico vertical y W al peso del elemento de suelo. Comúnmente este análisis se formula mediante el método de las dovelas, donde se propone una superficie potencial de falla y es discretizada en múltiples elementos denominados dovelas, sobre las cuales se realiza un equilibrio de fuerzas y momentos. Como se

supone una superficie de falla, se requiere un procedimiento de búsqueda de la superficie de falla más desfavorable, crítica o de menor factor de seguridad (FoS).

Algunos ejemplos de formulaciones del análisis de equilibrio límite son Morgenstern y Price (1965), Spencer (1967) y Jambu (1973). Estos métodos están implementados en diversos softwares que permiten repetir el procedimiento para muchas superficies potenciales de deslizamiento y obtener un FoS crítico.

La principal limitación de los análisis de equilibrio límite radica en que solo satisfacen las ecuaciones estáticas, no considerando la compatibilidad de deformaciones y desplazamientos, lo que lleva a no poder obtener las distribuciones de esfuerzos y deformaciones (Krahn, 2003).

Por su parte, la principal limitación de los análisis pseudoestáticos es que las fuerzas sísmicas constantes y unidireccionales no permiten representar la complejidad de la acción sísmica sobre el talud (Kramer, 1996). Algunos autores plantean que estos análisis pueden llegar a ser inseguros, principalmente cuando se observa la generación de altas presiones de poros y/o alta degradación de la rigidez bajo cargas dinámicas (Kramer, 1996; Wieland, 2007). Otro complejo desafío es determinar y generalizar el valor de los coeficientes sísmicos, especialmente después de que se ha mostrado cómo la respuesta dinámica de la masa deslizante tiene un efecto considerable en los desplazamientos (Seed y Martin, 1966), por lo que la fuerza sísmica equivalente también depende de las características de la estructura.

En la mayoría de las expresiones de predicción de coeficiente sísmico horizontal, éste termina por ser calibrado a partir de la aceleración máxima de suelo (PGA), características del sismo, dimensiones de la obra, existencia de población aguas abajo y nivel de desempeño (Barrera y Campaña, 2004), por lo que k_h se convierte en un valor empírico que no obedece solo a comportamientos físicos. Debido a que las características del sismo importan al momento de definir el coeficiente k_h , en la práctica chilena se utiliza comúnmente la expresión propuesta por Saragoni, 1993, para obras de contención portuarias. Esta fórmula fue calibrada para sismos en territorio chileno a partir de la ecuación propuesta por Noda y Uwave (1976) y se muestra a continuación:

$$k_h = \begin{cases} 0.3 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) & \text{Si } a_{max} \leq 6.6 \text{ m/s}^2 \\ 0.22 \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{0.33} & \text{Si } a_{max} > 6.6 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (2.3)$$

Donde a_{max} corresponde a la aceleración máxima del suelo y g a la aceleración de gravedad.

A pesar de todas las limitaciones expuestas, el método pseudoestático sigue siendo comúnmente utilizado y es de carácter obligatorio en el diseño de cualquier depósito de relaves (DS. 248), exigiéndose un factor de seguridad mínimo de 1.2. La normativa considera este factor de seguridad pseudoestático como criterio suficiente de estabilidad sísmica de depósitos con muros de alturas menores a 15 metros.

2.3.2. Análisis de estabilidad por métodos numéricos

Los métodos numéricos son algoritmos matemáticos que permiten aproximar la solución de un conjunto de ecuaciones. En los problemas geotécnicos, y en general de problemas mecánicos, estas ecuaciones responden a 4 condiciones que deben ser satisfechas: equilibrio, compatibilidad, leyes constitutivas y condiciones de borde. En algunos casos, los métodos numéricos son la única forma de captar comportamientos complejos, como elastoplasticidad, debido a la dificultad de encontrar soluciones matemáticas cerradas (Carter, 1995).

Los métodos numéricos más utilizados en el análisis de problemas geotécnicos son los elementos finitos (FEM, Finite Elements Method) y las diferencias finitas (FDM, Finite Difference Method). Ambos métodos asumen que el suelo se comporta como un medio continuo. Estas metodologías presentan ventajas con respecto al análisis pseudoestático: incorporación de modelos constitutivos realistas, consideración de compatibilidad de deformaciones, información del comportamiento antes del colapso e incorporación del registro sísmico, entre otras.

2.3.3. Métodos simplificados de desplazamientos cosísmicos

Los desplazamientos cosísmicos son utilizados como un parámetro que permite estimar la estabilidad sísmica de un talud. Existen algunos procedimientos simplificados para determinar estos desplazamientos, algunos con relaciones empíricas (p ej. Swaisgood, 2003) y otros basados en la hipótesis de bloque deslizante de Newmark (1965).

Swaisgood (2003) estudió la respuesta de 69 presas de diferentes materialidades (rellenos hidráulicos, muros de tierra, presas de tierra/enrocado con núcleo y presas de enrocado con caras de concreto) en eventos sísmicos de varios países, llegando a la siguiente relación:

$$\%Asentamiento = \exp(6.07 \cdot PGA + 0.57 \cdot Ms - 8) \quad (2.4)$$

Donde PGA corresponde a la aceleración máxima del suelo (en g) y M_s a la magnitud de ondas de cuerpo. El porcentaje de asentamiento, $\%Asentamiento$, corresponde al valor de la siguiente expresión:

$$\%Asentamiento = \frac{\Delta}{DH + AT} \cdot 100\% \quad (2.5)$$

Donde Δ es el asentamiento del coronamiento, DH la altura de la presa y AT la profundidad del suelo de fundación. Además, se encontró una relación entre estos parámetros y el nivel de daño de la presa.

Muchos métodos analíticos de estimación de desplazamientos nacen del trabajo de N.M. Newmark (1965), el que se basa en una analogía entre una superficie de falla y un bloque deslizando en un plano inclinado. El método considera que la aceleración basal provoca que la fuerza de fricción entre el bloque y la superficie deba aumentar. Si en algún momento la fuerza de fricción es superada por las fuerzas inerciales generadas por la aceleración, el bloque se desplazará.

Esta fuerza de fricción es equivalente a las fuerzas resistentes y queda representada por una aceleración de fluencia, a_y , la que se define como la aceleración necesaria para que el factor de seguridad pseudoestático sea igual a la unidad.

Luego, el desplazamiento permanente queda definido por la doble integración de la aceleración relativa al plano del bloque, $a_{rel}(t)$, la cual calcula con la siguiente expresión:

$$a_{rel}(t) = \begin{cases} 0 & \text{Si } a_{eq}(t) \leq a_y \\ a_{eq}(t) - a_y & \text{Si } a_{eq}(t) > a_y \end{cases} \quad (2.6)$$

Donde $a_{eq}(t)$ corresponde al registro de aceleraciones equivalente en el plano de deslizamiento. La Figura 2.3 muestra gráficamente el procedimiento propuesto por Newmark (1965).

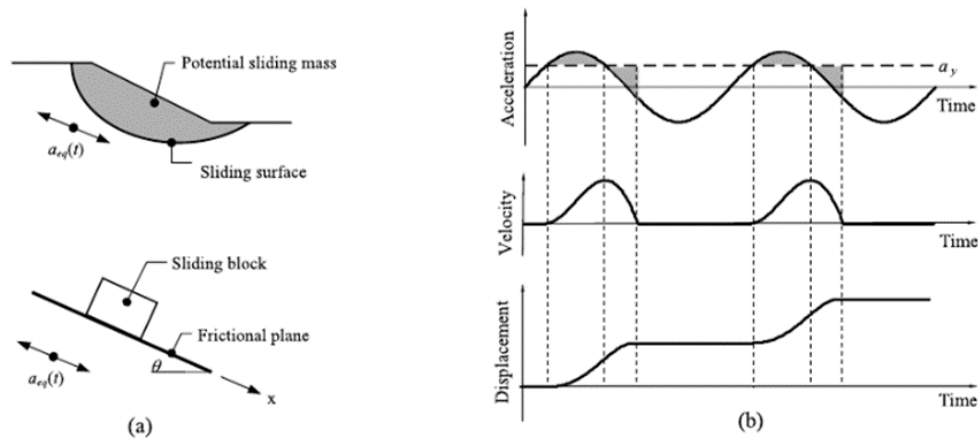


Figura 2.3. Esquema método del bloque deslizando de Newmark para determinar los desplazamientos permanentes (Bardet y Liu, 2009, basados en Kramer, 1996).

Las principales limitaciones del método de Newmark son: (1) la masa deslizando se considera rígida, por lo tanto, la aceleración es igual a la aceleración en campo libre, (2) la existencia de una superficie de deslizamiento única y recta, (3) se asume un comportamiento elástico perfectamente plástico del suelo y (4) la resistencia “hacia arriba” del talud es infinita, es decir, los desplazamientos solo son permanentes en la dirección descendente.

Seed y Martin (1966) investigaron sobre las aceleraciones inducidas en el muro de una presa de tierra, utilizando un modelo simplificado denominado “Shear Slice Method”. Con éste se obtienen los modos de vibración y el perfil de aceleraciones inducidas en una presa triangular, mostrando que la respuesta de la masa deslizando no es rígida y constituyendo la base para el desarrollo del método de Makdisi y Seed (1978).

El método de Makdisi y Seed (1978) permite incluir de manera desacoplada el efecto de la respuesta dinámica y el deslizamiento de la masa de tierra, mediante la siguiente metodología: (1) determinar de un coeficiente de fluencia (k_y) con equilibrio limite, (2) determinar la aceleración máxima en el coronamiento (u_{max}), (3) estimar un coeficiente de aceleración máxima, k_{max} , según la profundidad de la falla crítica (y), mediante la carta (a) de la Figura 2.4 y (3) con la razón k_y/k_{max} y la magnitud, estimar el desplazamiento mediante la carta (b) de la Figura 2.4. Estas cartas fueron calibradas con 8 registros sísmicos, 1 análisis de elementos finitos y el Shear Slice Method. Los propios autores advierten que estas cartas fueron realizadas con un número muy limitado de casos y deben ser actualizadas.

La estimación de la aceleración máxima en el coronamiento es uno de los principales problemas del método de Makdisi y Seed. Bray y Rathje (1998) muestran que la dispersión en esta estimación de este valor resulta muy alta.

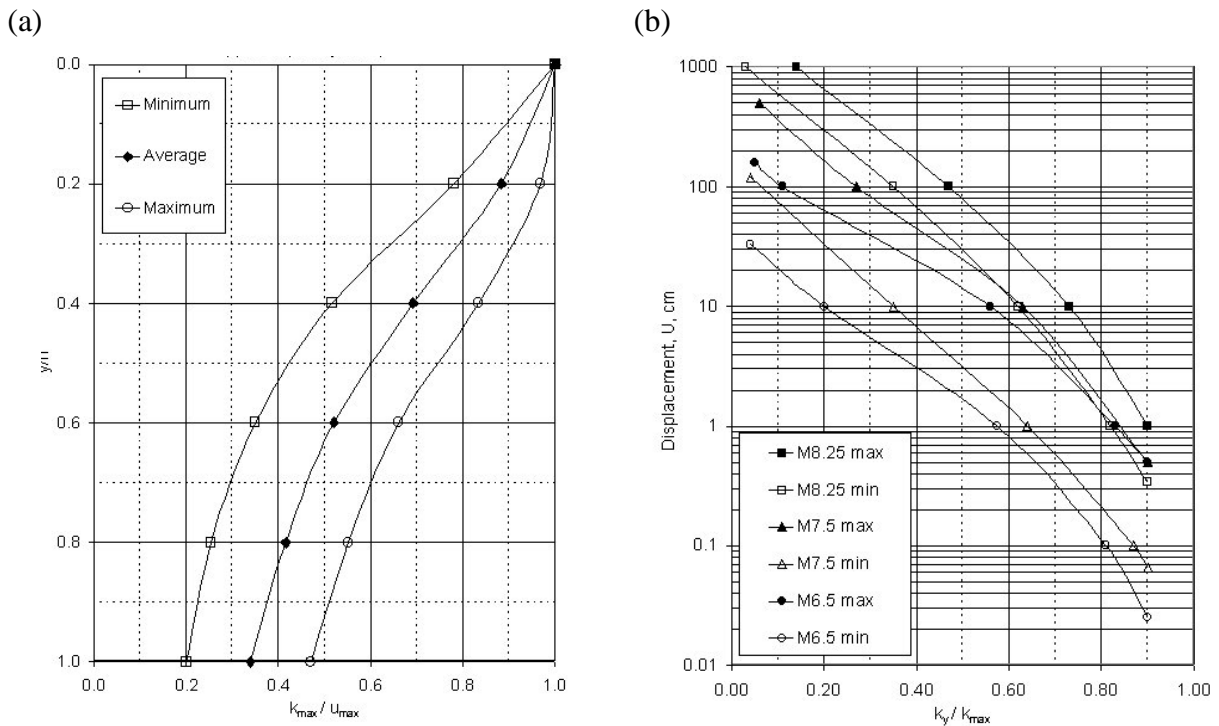


Figura 2.4. (a) Carta No.1 y (a) carta No.2 del procedimiento de Makdisi y Seed (1978) para la estimación de desplazamientos cosísmicos (fuente: DamEngineer.com, 2020).

Utilizando un modelo de bloque deslizando que considera el efecto acoplado entre la deformación permanente y la respuesta dinámica, Bray y Travararou (2007) propusieron un modelo de desplazamientos simplificados basados en la simulación de 688 registros sísmicos corticales. Los resultados indican que la mejor medida de intensidad con mejor correlación para todo el rango de períodos fundamentales de vibración del talud es la aceleración espectral en 1.5 veces el período fundamental. Para taludes rígidos (0.3 s), la mejor intensidad es la Intensidad de Arias (Arias, 1970).

Basados en el mismo procedimiento, Bray et al. (2017) generaron un modelo de desplazamientos cosísmicos para sismos en ambientes subductivos. Tanto este modelo como Bray y Travararou (2007) utilizan la aceleración espectral en 1.5 veces el período fundamental de la estructura, la magnitud del sismo (como acercamiento a la duración) y coeficiente de fluencia.

Los métodos que calculan desplazamientos permanentes carecen de una estimación del daño producido en función de los desplazamientos calculados. En general, tanto estos métodos como los análisis numéricos son complementados con estudios empíricos como Pells y Fell (2003). Esta investigación entrega una relación entre un estado de daño y dos parámetros de desempeño de presas de enrocado y suelo: ancho de grietas longitudinales al coronamiento y porcentaje de asentamiento relativo a la altura. La relación entre estos dos valores y el daño se muestra en la Tabla 2.1. Los estados de daño están referidos mayormente al modo de falla de erosión interna y su relación con las deformaciones están calibradas con estructuras diferentes a los depósitos de relaves abandonados, por lo que son de carácter referencial en el análisis de estos.

Tabla 2.1. Relación entre estados de daño y dos parámetros de desempeño establecida por Pells y Fell (2003).

Clase de daño	Máximo ancho de grieta longitudinal (mm)	Máximo asentamiento relativo* del coronamiento (%)
Nulo o leve	< 10	< 0.03
Menor	Entre 10 y 30	Entre 0.03 y 0.2
Moderado	Entre 30 y 80	Entre 0.2 y 0.5
Mayor	Entre 80 y 150	Entre 0.5 y 1.5
Severo	Entre 150 y 500	Entre 1.5 y 5
Colapso	> 500	> 5

* Asentamiento relativo a la altura del muro

2.4. Ingeniería sísmica basada en desempeño

Las curvas de fragilidad son parte de un conjunto de herramientas dentro del marco metodológico denominado “Ingeniería sísmica basada en el desempeño” (PBEE, Performed Based Earthquake Engineering”), la cual busca “mejorar la toma de decisiones sobre riesgo sísmico a través de métodos de evaluación y diseño más transparentes, científicos e informativos para la comunidad¹ que los actuales métodos prescriptivos” (Deierlein et al, 2003).

A pesar de los casi 20 años que separan estas palabras con la actualidad, los “actuales métodos prescriptivos” a los que se hace alusión siguen siendo parte de la ingeniería civil. Como ejemplos se encuentran el análisis modal espectral en el mundo de las estructuras y análisis pseudoestático para la estabilidad de taludes. Ambos métodos tienen dos grandes desventajas en términos de estimar las consecuencias de la acción sísmica sobre la integridad del sistema estructural:

- Son métodos basados en la comparación de fuerzas, las cuales, en general, no tienen relación directa con los daños que sufrirá un sistema estructural.
- La forma de integrar las sollicitaciones sísmicas no responde a la naturaleza del fenómeno ya que se simplifica un registro de respuestas cinemáticas del suelo en fuerzas equivalentes.

La ingeniería sísmica basada en el desempeño comenzó a desarrollarse fuertemente por el interés suscitado a raíz de las consecuencias de los terremotos de Loma Prieta, Northridge y Kobe, en 1989, 1994 y 1995, respectivamente. Este desarrollo se plasmó en la década de los 90s con diversas metodologías y guías (que comúnmente se conocen como la primera generación de PBEE) hasta que a comienzos de la década de los 2000s el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) formalizó el marco conceptual probabilístico para el desarrollo de la PBEE.

El objetivo final del PEER Center es explicitado en la siguiente cita de los profesores Krawinkler y Cornell (2000), la cual explica la filosofía detrás de la ingeniería sísmica basada en desempeño y su rol en la búsqueda de la reducción de consecuencias asociadas a la amenaza sísmica:

“El desafío final para los investigadores de PEER no es predecir el rendimiento o estimar las pérdidas, sino que contribuir eficazmente a la reducción de pérdidas y la mejora de la seguridad. Nunca debemos olvidar esto. Es fácil enamorarse de los números y los

¹ Se traduce *stakeholders* como comunidad haciendo referencia a la comunidad afectada y/o interesada: organismos gubernamentales, profesionales, académicos y población bajo la amenaza.

procedimientos analíticos, pero ninguno de los dos es útil a menos que contribuya a este desafío final.”

El marco conceptual que propone la metodología PBEE de PEER se basa en el análisis de cuatro módulos o etapas, en la que se estudian los valores e incertidumbres de cuatro variables:

1. Estudio de la amenaza sísmica: En el primer módulo se estudia una medida de intensidad (IM, *Intensity Measure*). Una IM es un índice que permite cuantificar características de un movimiento sísmico. Algunas de medidas de intensidad son Aceleración máxima del suelo (PGA), Velocidad máxima del suelo (PGV), Aceleraciones espectrales (Sa) e Intensidad de Arias (AI). El producto principal de este módulo de análisis corresponde a un estudio de amenaza sísmica, en el que se suele indicar la probabilidad de excedencia temporal (generalmente anual) de un nivel de intensidad, $\lambda(IM)$.
2. Estudio de la respuesta estructural: Corresponde al estudio de un parámetro de demanda de ingeniería (EDP, *Engineering Demand Parameter*) indicador que busca describir la respuesta del sistema estructural sometido a un movimiento sísmico. Como ejemplos comunes de EDP se tienen los distintos tipos de deformaciones y aceleraciones, dependiendo del tipo de sistema estudiado. Este EDP debe tener una cierta correlación con el daño que experimenta el sistema.
3. Análisis de daño: En esta etapa se busca describir la relación entre la cantidad de daño, en términos de medidas de daño (DM, *Damage Measure*), con algún EDP. Ejemplos de DM son “Colapso”, “Daño leve” y “Daño severo”.
4. Análisis de pérdidas: En este módulo se estiman las consecuencias de los daños mediante una variable de decisión (DV, *Decision Variable*), la que comúnmente es una variable más legible para los distintos actores de la comunidad, como víctimas fatales, pérdidas económicas y tiempo de inactividad.

La Tabla 2.2 resume el contenido y los resultados buscados en las 4 etapas de la metodología de la ingeniería sísmica basada en desempeño propuesto por PEER.

Tabla 2.2. Descripción de los 4 módulos de la ingeniería basada en desempeño, según el marco metodológico PEER PBEE.

Módulo	1	2	3	4
Descripción	Análisis de amenaza sísmica	Análisis de la respuesta estructural	Análisis de daño	Análisis de pérdidas
Variable estudiada	Medida de intensidad (IM)	Parámetro de demanda de ingeniería (EDP)	Medida de daño (DM)	Variable de decisión (DV)
Ejemplos de variable	PGA, PGV, IA, Sa	Deformaciones máximas, aceleraciones máximas, etc.	Leve, moderado, severo, colapso	Víctimas fatales, pérdidas económicas, tiempo de inactividad
Variable de salida	$\lambda(IM)$	$G(EDP IM)$	$G(DM EDP)$	$G(DV DM)$

Con las 4 variables de salida del marco conceptual descrito anteriormente y asumiendo que las cuatro etapas solo están condicionadas por su etapa predecesora (i.e. tratando el problema como un proceso de Markov), se puede construir la ecuación fundamental de la PBEE, la cual no es más que una aplicación del teorema de probabilidades totales:

$$\lambda(DV) = \int_{DM} \int_{EDP} \int_{IM} G(DV|DM) \cdot |dG(DM|EDP)| \cdot |dG(EDP|IM)| \cdot |d\lambda(IM)| \quad (2.7)$$

Donde $\lambda(DV)$ es la media de excedencia de un nivel de variable de decisión y $G(\cdot)$ corresponde a la función de distribución acumulativa complementaria (ccdf).

Como estas etapas son independientes entre ellas, es que se pueden trabajar de forma separada. Esta investigación se focaliza en los módulos 2 y 3 para construir las curvas de fragilidad, aunque también se busca definir una demanda sísmica realista, utilizando registros compatibles con los resultados estimados de un análisis probabilístico de amenaza sísmica, según lo explicado en el capítulo 4.

2.5. Curvas de fragilidad para estructuras geotécnicas

Las curvas de fragilidad han sido ampliamente utilizadas en estructuras, pero la cantidad de análisis para estructuras geotécnicas es más reducida. A pesar de que no existen curvas de fragilidad para depósitos de relaves, hay algunas investigaciones que proponen curvas para estructuras geotécnicas como taludes, túneles, muros de contención y estructuras de gaviones.

Tsompanakis et al. (2008) generaron funciones de fragilidad para evaluar la vulnerabilidad de terraplenes de suelo con una altura media de 20 metros, mediante análisis pseudoestáticos. Los autores determinaron funciones de distribución para las variables que participan en el análisis pseudoestático y se establecieron diferentes estados de vulnerabilidad en función del Factor de seguridad, FoS. Como resultado entregan un set general de curvas de fragilidad y la influencia de los parámetros resistentes, peso unitario y geometría en las mismas. Para la combinación de parámetros más cercana al problema de los depósitos de relaves abandonados, este estudio indica que sobre un coeficiente pseudoestático horizontal de 0.2 se tienen probabilidades cercanas al 20% de presentar un estado inaceptable (i.e. $FoS < 1$). Otro ejemplo de un enfoque pseudoestático para generar curvas de fragilidad para taludes es la investigación de Wu (2015), formulado a través de análisis de talud infinito.

Argyroudis y Kaynia (2015) utilizaron el software Plaxis2D para generar curvas de fragilidad de taludes de relleno y corte de estructuras viales. Los niveles de daño están definidos con rango de deformaciones verticales del coronamiento y relacionados con un nivel de serviciabilidad del camino. Se evaluaron rellenos de 2,4 y 6 m de altura, encontrando que, para un set de solo 5 registros instrumentales simulados, la probabilidad de daño es mayor en los rellenos de mayor altura.

Calabrese et al. (2013) estudiaron estructuras de gaviones en muelles europeos, donde se utilizaron diferentes modelos de geometrías determinísticas para el análisis dinámico tiempo historia del comportamiento sísmico mediante el método de diferencias finitas. Después de 1620 análisis para dos casos, con licuación y sin licuación, se propusieron curvas de fragilidad para 4 estados de daño, determinados por ángulos de inclinación de la estructura de gaviones.

Si bien la mayoría de los estudios geotécnicos de fragilidad consultados definen los niveles de daño a través la interpretación del efecto de un parámetro de deformación en la estructura, en algunas investigaciones introducen la relación entre el estado tensional y la capacidad de los elementos como índice de daño. Por ejemplo, Hurtado-Lopez y Mayoral-Villa (2020) utilizan este índice de

daño para generar curvas de fragilidad para presas de *hardfill* sin necesidad de determinar los desplazamientos. Un concepto similar se utiliza en este trabajo para determinar la relación entre los desplazamientos y los estados de daño.

3. Caracterización de depósitos de relaves abandonados en la zona centro-norte de Chile

En este capítulo se caracterizan los depósitos de relaves abandonados y se establecen los parámetros que resultan relevantes para la evaluación de estabilidad posterior, a través de revisión bibliográfica y el análisis de mediciones geofísicas.

3.1. Caracterización general de depósitos de relaves abandonados en la zona centro norte de Chile

Para proponer un modelo numérico representativo de los depósitos de relaves abandonados se deben identificar las características distintivas de estas estructuras. Con este objetivo, la presente investigación se basa en el trabajo de Pulgar (2020), en el cual, a partir de antecedentes bibliográficos, análisis de imágenes satelitales y una campaña de exploración en algunos depósitos abandonados, se estudiaron algunas características importantes para el comportamiento de este tipo de geoestructuras.

La Figura 3.1 muestra la ubicación de los 163 depósitos de relaves abandonados en las regiones de Antofagasta, Atacama, Coquimbo, Metropolitana, Valparaíso y O'Higgins.

Pulgar (2020) establece que dentro de los 173 depósitos que Figuran en los catastros del Sernageomin (2020) como abandonados, 50 deben considerarse como prioritarios, ya que la pérdida de estabilidad de estos compromete algún sistema de interés: población, redes viales, agricultura, cursos de agua o actividades productivas. Estos 50 depósitos quedan delimitados por una relación entre la altura del depósito y la distancia al sitio de interés, según las zonas rojas de la Figura 3.2.

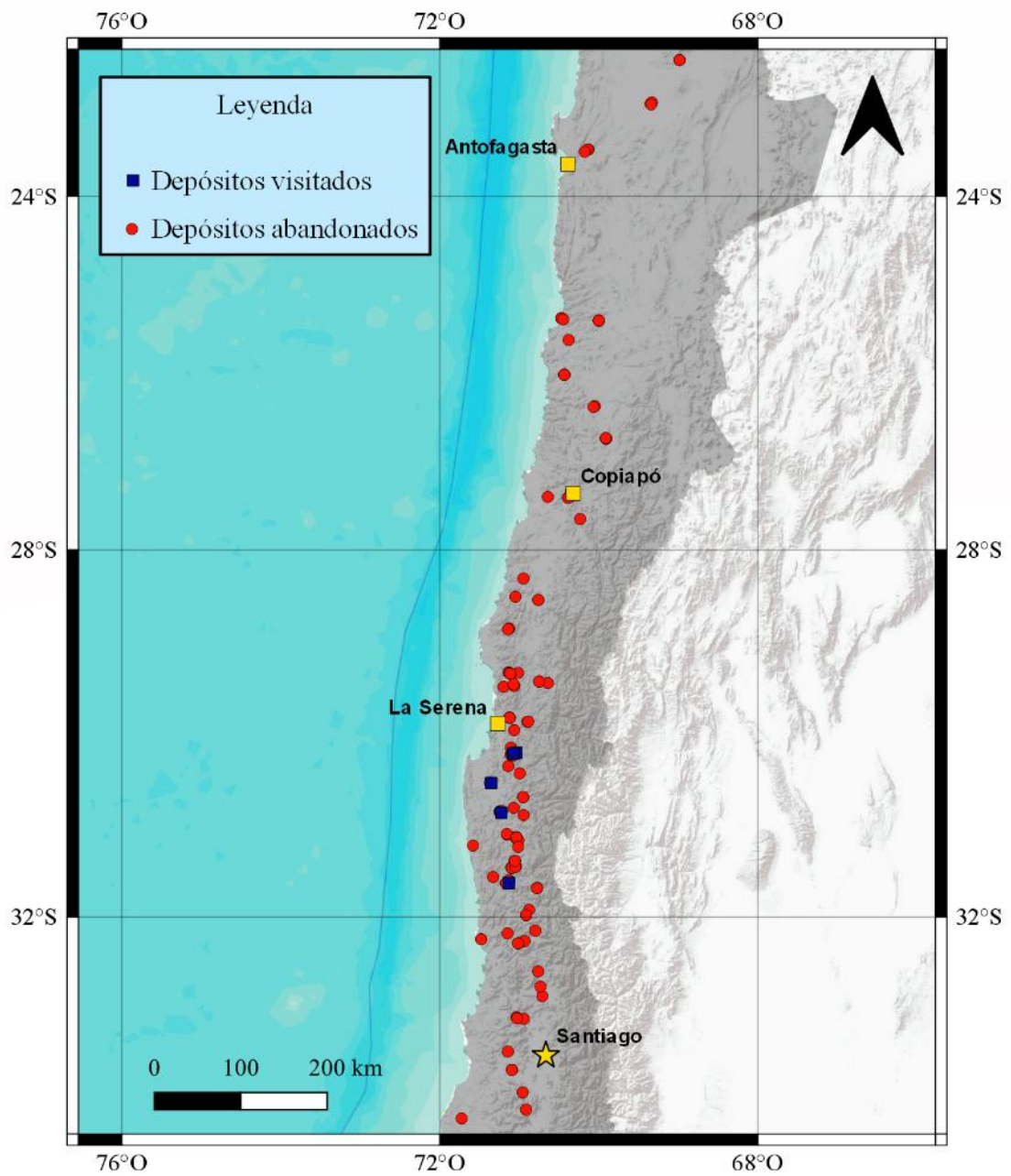


Figura 3.1. Localización de los 163 depósitos de relaves abandonados en la zona centro y norte del país. Se indica en azul la ubicación de los depósitos visitados por la campaña de exploración de Pulgar (2020).

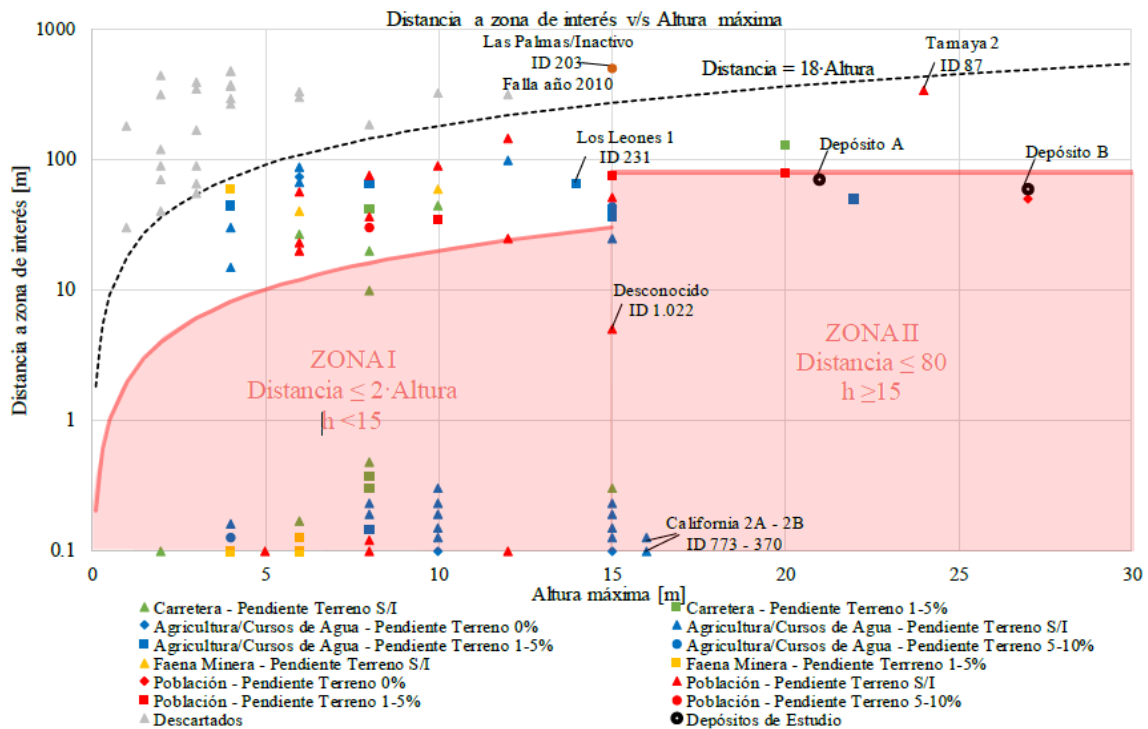


Figura 3.2. Distancia a sitio de interés en función de la altura máxima del depósito abandonado. Las zonas rojas del gráfico representan el par distancia/altura donde los depósitos se consideran prioritarios (Pulgar, 2020).

A pesar de que existe una mayor concentración de depósitos de alturas menores a 10 metros, se escoge como altura del modelo numérico representativo de los depósitos de relaves de la zona centro-norte de Chile el valor de 15 metros. Esta decisión se sustenta en:

- Los 15 metros de altura corresponden a la moda de las alturas de depósitos de relaves abandonados.
- La información para caracterizar los depósitos proviene del estudio de 6 depósitos de relaves con alturas máximas entre 14 y 27 metros.
- Se ha optado por focalizar el estudio en los depósitos de mayor tamaño porque en primera instancia, en el caso de la pérdida de su estabilidad física, la zona afectada es más extensa.

Se debe aclarar que la distancia hasta donde afecta el colapso de estas estructuras, comúnmente denominada “distancia peligrosa”, depende fuertemente de otros factores, además de la altura. Como ejemplos están el contenido de agua, la reología del material, la pendiente del terreno natural y el volumen liberado, entre otros.

En la investigación realizada por Pulgar (2020) también se realizaron ensayos de laboratorio a partir de muestras extraídas en terreno, para determinar los parámetros resistentes del material de relaves. Se identificó un patrón entre los colores y el tipo de materialidad de estos depósitos: los materiales de tonos grises corresponden a depósitos mayormente arenosos y los de tonos cafés y amarillos corresponden a relaves con alto contenido de finos. Esto se constató posteriormente en laboratorio con ensayos de corte simple a muestras de ambos colores, donde los parámetros resistentes obtenidos son consistentes con los valores esperados para los tipos de suelos descritos. Los parámetros resultantes de los ensayos de Pulgar (2020) se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Parámetros de resistencia para el material de relaves abandonados, junto a la cantidad de ensayos de corte simple a distintos niveles de confinamiento realizados (Adaptado de Pulgar, 2020).

Color Relaves	ϕ ($^{\circ}$)	c (kPa)	Niveles de confinamiento diferentes
Gris	35	0	1
Café / Amarillo	25	17	3

Buscando considerar ambos tipos de materiales, se estableció el valor representativo del ángulo de fricción interna en $\phi = 30^{\circ}$ y una cohesión representativa base de $c = 7 \text{ kPa}$.

Se decidió considerar adicionalmente dos valores de cohesión para el material de relaves, ya que es un parámetro de gran variabilidad comparado con el ángulo de fricción interna (Duncan, 2000). Estos dos valores fueron seleccionados considerando un coeficiente de variación del 40% y una distribución lognormal (Duncan, 2000). Para esta distribución, el coeficiente de variación queda definido por la siguiente expresión:

$$CV_c = \frac{\sigma_c}{\mu_c} = \sqrt{\exp \beta_c^2 - 1} \quad (3.1)$$

Donde CV_c es el coeficiente de variación de la cohesión, σ_c es la desviación estándar de la cohesión, μ_c es la cohesión media y β_c es la desviación estándar de los logaritmos de la cohesión. Con este último parámetro se pueden definir los valores de cohesión correspondientes a los percentiles 16 y 84 de la distribución adoptada, $c_{16,84}$, según la siguiente expresión:

$$c_{16,84} = \exp(\mu_{\ln c} \pm \beta_c) \quad (3.2)$$

Donde $\mu_{\ln c}$ corresponde a la media de los logaritmos de los valores de cohesión. En la distribución lognormal se cumple que:

$$\mu_{\ln c} = \hat{c} \quad (3.3)$$

Donde \hat{c} es la cohesión mediana, la cual se asume igual a la cohesión representativa del material de los depósitos de relaves abandonados, es decir, 7 kPa. Con esto, la ecuación 3.2 se puede reescribir como:

$$c_{16,84} = \hat{c} \cdot \exp(\pm \beta_c) \quad (3.4)$$

Esta fórmula permite obtener el valor de la cohesión en los percentiles buscados, 16 y 84, dando como resultado 4.76 y 10.29 kPa, respectivamente. Estos dos valores definen dos sets de modelos adicionales al caso base. Estos modelos, junto al modelo base conforman el análisis principal de este trabajo, cuyos resultados se muestran en la sección 7.2 de este documento.

El ángulo de inclinación del talud corresponde al último parámetro general necesario para construir el modelo simplificado y representativo de los depósitos de relaves abandonados. Este ángulo es complejo de generalizar, ya que en su mayoría los taludes corresponden a secciones irregulares, con diversas inclinaciones. Además, este ángulo no es homogéneo a lo largo del perímetro del depósito.

Sin embargo, la inclinación de los taludes tiene relación con el ángulo de fricción interna del material del talud, ya que la deposición de los relaves se realizó en su mayoría de manera gravitacional, con el bombeo de los relaves mediante ductos con flujos de baja energía. Con esto, se puede asumir que el ángulo de inclinación de los taludes es similar al ángulo de fricción interna del material, es decir, de 30°.

Generalizar las geometrías de estas estructuras es complejo, ya que la forma de estas estructuras varía entre uno y otro depósito. Para generar modelos detallados geoméricamente se pueden utilizar levantamientos topográficos con drones, tal como los realizados por Pulgar (2020) y sumando mediciones geofísicas *in situ* que permitan estimar la forma del suelo natural bajo el

depósito. La Figura 3.3 muestra la determinación de secciones críticas del depósito Delirio mediante un levantamiento topográfico con dron realizado por Pulgar (2020).



Figura 3.3. Determinación de secciones críticas (líneas rojas) de los taludes de los depósitos de relaves abandonados Delirio 1 y Delirio 2 (Pulgar, 2020).

Se debe comentar que tanto el ángulo de inclinación del talud como el ángulo de fricción interna del material se someten a un análisis de sensibilidad, el cual permite determinar el rango de aplicación de los resultados obtenidos en este trabajo. El detalle de este análisis se muestra en el capítulo 9.

3.2. Caracterización dinámica de los depósitos de relaves abandonados

Con el objetivo de caracterizar dinámicamente los depósitos de relaves abandonados, Pulgar (2020) utilizó métodos de correlaciones cruzadas (Pastén et al., 2016) para determinar perfiles de velocidades de onda de corte del material de relaves y el método de las razones espectrales H/V o HVSR (Bard y SESAME-Team, 2008) para estimar el período predominante de vibración de 7 depósitos. Estos resultados se muestran en la Tabla 3.2.

Adicionalmente, se han procesado los registros de vibraciones ambientales para generar funciones de transferencia empíricas. Las mediciones se realizaron en grupos de 4 instrumentos (“Trominos”), donde 2 se ubicaron en el suelo natural de fundación (al pie del talud), mientras que los otros 2 se situaron sobre el depósito de relaves. La duración de las mediciones es de 40 minutos.

Para el cálculo de estas funciones de transferencia se utilizó el software Geopsy (Wathelet et al., 2020), el que permite seleccionar ventanas de tiempo para aislar las ondas estacionarias de interés

de algunas ondas de carácter transiente, que distorsionan el valor observado de período fundamental del depósito.

Se utiliza el módulo de procesamiento HVSR de Geopsy, pero cambiando la componente vertical por una horizontal de algún sensor ubicado en la base del depósito. Considerando que se tienen dos sensores en el suelo de fundación y cada uno de esos instrumentos está midiendo dos componentes horizontales, existen 4 formas de combinar los registros por sensor ubicado sobre el depósito de relaves, lo que entrega 8 combinaciones para generar funciones de transferencia empíricas.

Para computar estas funciones, el programa realiza el siguiente procedimiento:

- a. Se comienza con tres registros de aceleraciones simultáneos, dos correspondientes a los registros de las componentes horizontales (ortogonales) de un sensor sobre el depósito de relaves y el restante correspondiente a una componente horizontal de un sensor ubicado en la base de fundación. Este set de registros es denominado “Combinación”.
- b. Se seleccionan ventanas temporales de 25 s, con un traslape de 50%. Estas ventanas corresponden a pequeñas discretizaciones del registro que contienen ondas de carácter estacionario.
- c. Se obtienen los espectros de Fourier para cada ventana. Estos espectros son suavizados mediante la función de Konno y Ohmachi (1998), utilizando un coeficiente de ancho de banda de 30.
- d. Los espectros de los registros del sensor ubicado sobre el depósito son promediados geoméricamente.
- e. Se realiza la división del espectro promediado sobre el espectro del sensor en la base de fundación, obteniendo una curva de transferencia por ventana.
- f. Cada combinación queda caracterizada por la curva mediana y la desviación estándar logarítmica de las curvas de transferencia de todas las ventanas seleccionadas.

Las Figuras 3.3 a la 3.8 muestran los resultados de las funciones de transferencia empíricas, donde se observan las 8 medianas entre las ventanas de cada combinación, denotada como una curva gris, el período según HVSR (Pulgar, 2020), la mediana entre las curvas grises (*Mediana*), y la mediana más y menos una desviación estándar (*Mediana* \pm σ). Esta última curva se calcula a partir de la siguiente expresión, donde $\bar{\sigma}_{ln}$ corresponde al promedio geométrico de las desviaciones estándar logarítmicas para cada combinación.

$$\text{Mediana} \pm \sigma = \exp(\ln(\text{Mediana}) \pm \bar{\sigma}_{\ln}) \quad (3.5)$$

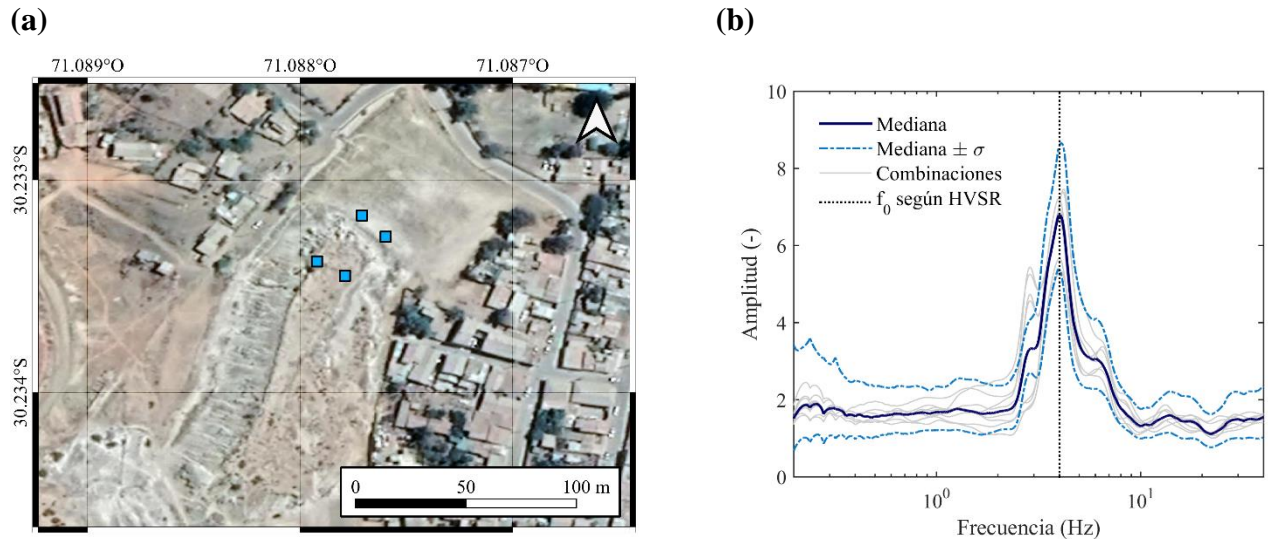


Figura 3.4. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado de nombre desconocido, emplazado en la ciudad de Andacollo, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado.

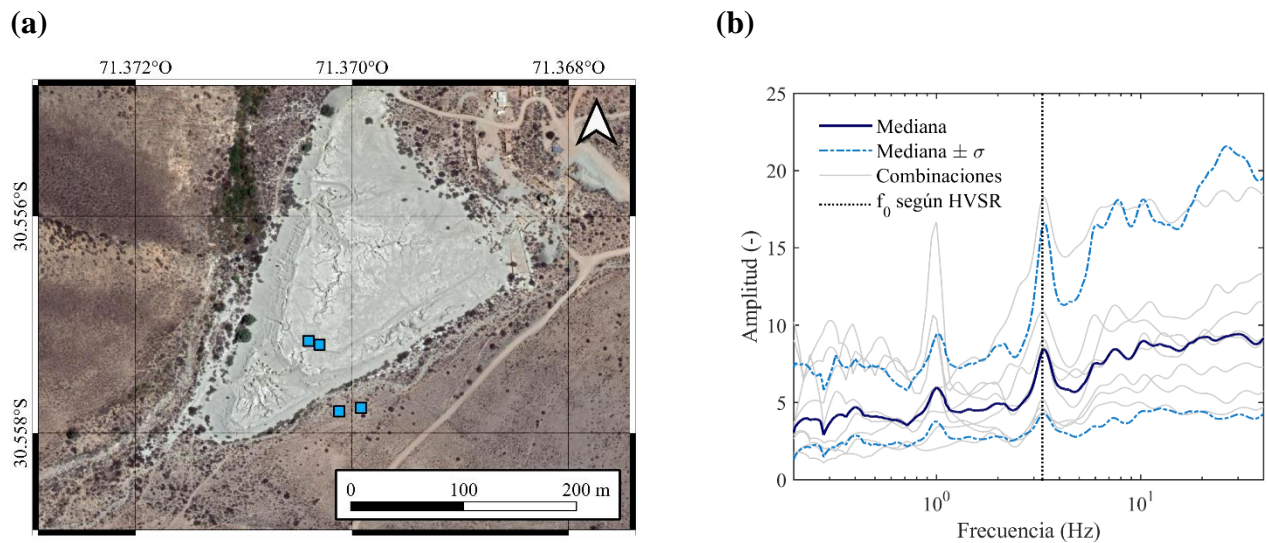


Figura 3.5. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado Tamaya II, emplazado al noroeste de Ovalle, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado Tamaya II.

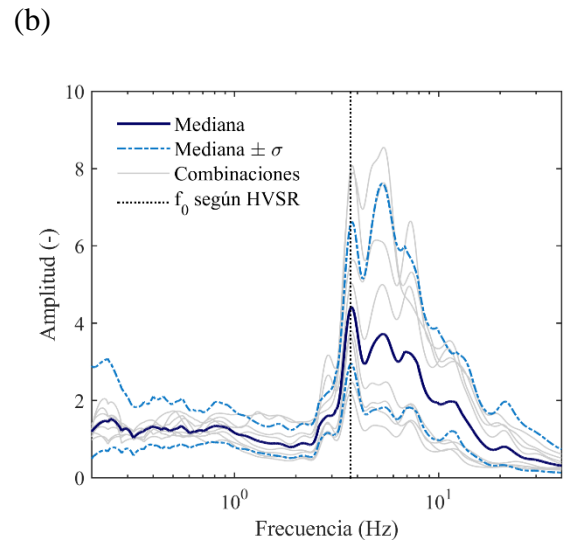
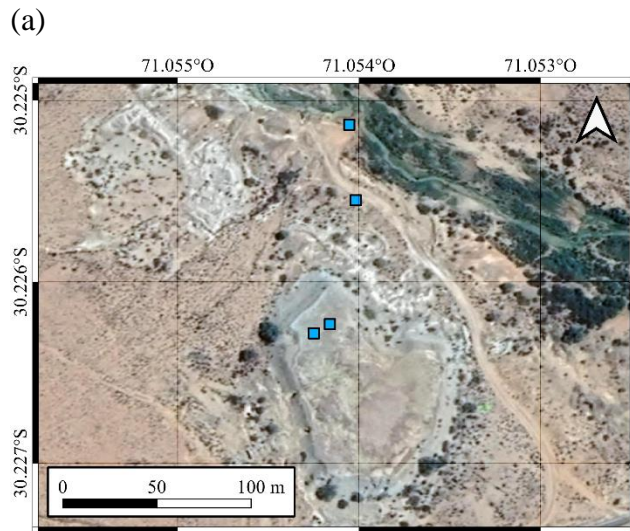


Figura 3.6. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado Los Leones 1, emplazado al este de Andacollo, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado Los Leones 1.

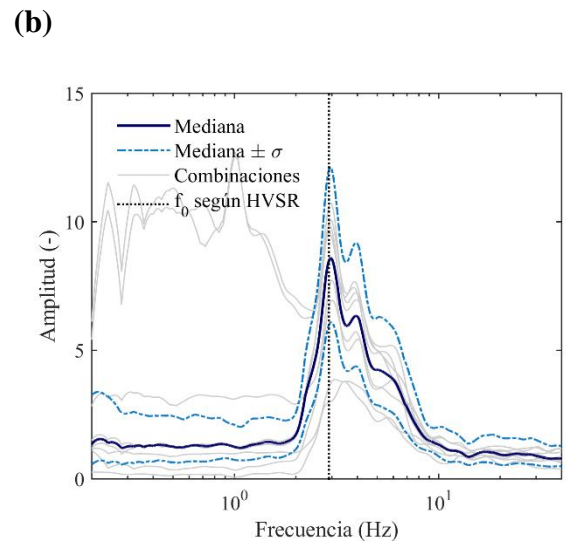
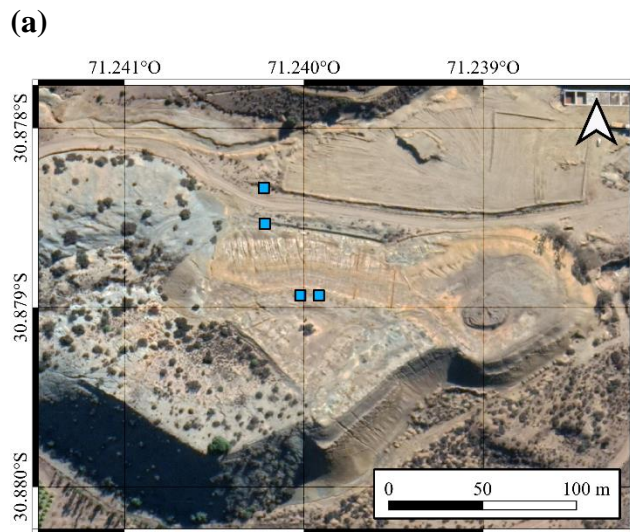


Figura 3.7. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado Delirio 1, emplazado al sur de Punitaqui, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado Delirio 1.

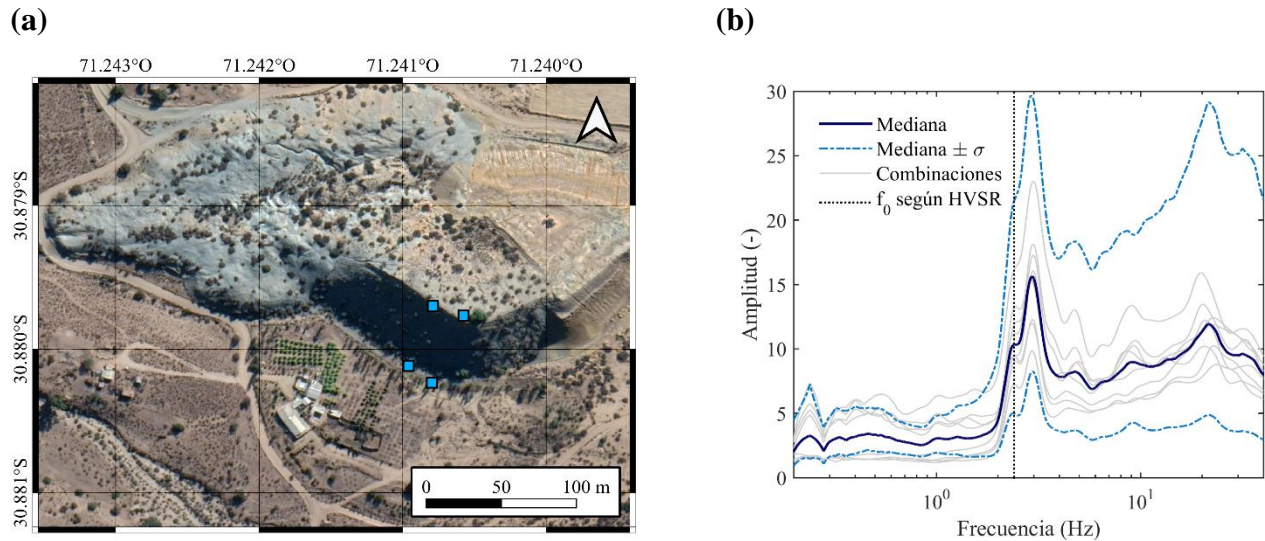


Figura 3.8. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado Delirio 2, emplazado al sur de Punitaqui, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado Delirio 2.

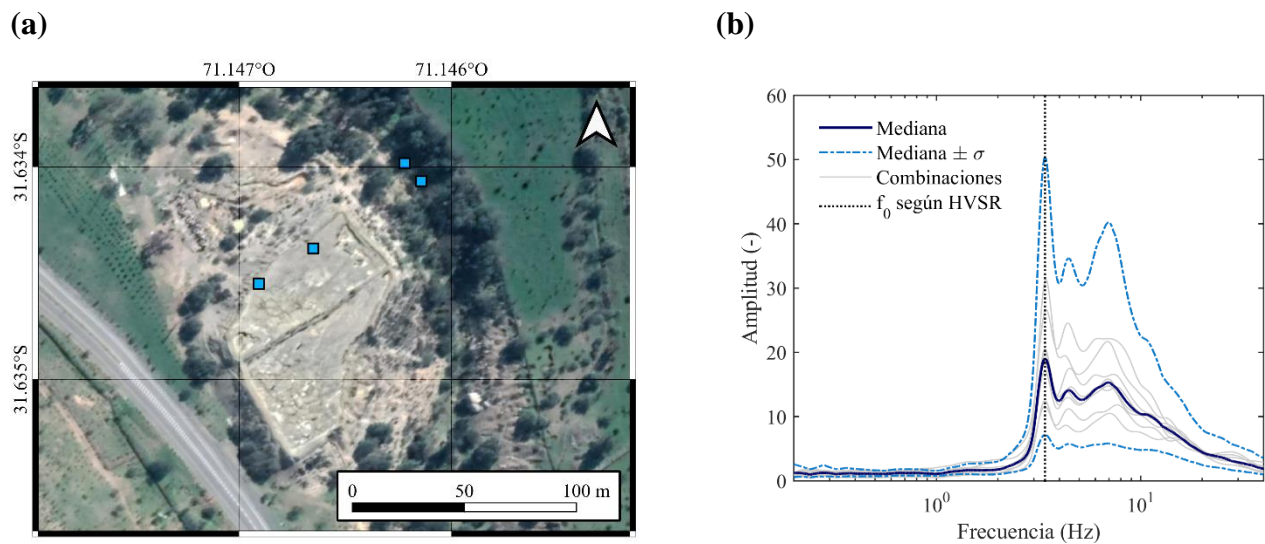


Figura 3.9. (a) Imagen satelital del depósito de relaves abandonado California 2B, emplazado al sureste de Illapel, y la ubicación de los instrumentos de medición. (b) Función de transferencia empírica para el depósito abandonado California 2B.

Los resultados obtenidos mediante las funciones de transferencia empíricas (SSR) y el método HVSR desarrollado por Pulgar (2020) se muestran en la Tabla 3.2. Se observa que la frecuencia

predominante de los depósitos analizados se encuentra entre los 2.4 y 5.0 Hz, y, salvo para el depósito Delirio 2, ambos métodos son coincidentes.

Tabla 3.2. Resultados de campaña de prospección geofísica en algunos depósitos de relaves abandonados. La altura, velocidad de onda de corte media y frecuencia predominante de vibración mediante HVSR son obtenidos desde el trabajo de Pulgar (2020).

Depósito	Altura media estimada del muro del depósito (m)	Velocidad de onda de corte media (m/s)	Frecuencia predominante de vibración mediante HVSR (Hz)	Frecuencia predominante de vibración mediante SSR (Hz)
Desconocido (ID 733)	15	--	4.0	4.0
Tamaya 2 (ID 87)	24	232	3.3	3.4
Los Leones 1 (ID 231)	14	204	3.7	3.8
Delirio 1 (ID 635)	27	243	2.9	3.0
Delirio 2 (ID 635)	21	215	2.4	3.0
California 2B (ID 370)	16	164	3.4	3.4
California 2A (ID 733)	16	174	5.0	--

A partir de este análisis, se observa que el valor de velocidad de onda de corte del material de relaves de los depósitos abandonados es cercano a 200 m/s. Además, se considera que la frecuencia fundamental del depósito representativo es de 3.3 Hz. Con estos valores, los depósitos quedan caracterizados dinámicamente en su respuesta elástica, y el modelo debe reproducir esa frecuencia natural de vibración al ser sometido a un registro sísmico de muy baja intensidad que no lo haga incursionar en el rango no lineal.

La siguiente Tabla resume los parámetros representativos estimados para la construcción el modelo genérico de depósitos de relaves abandonados de la zona centro-norte de Chile, en función a las observaciones obtenidas principalmente en el trabajo de Pulgar (2020).

Tabla 3.3. Parámetros adoptados en el modelo genérico de depósitos de relaves abandonados.

Parámetro	Valor
Altura	15 m
Angulo de inclinación del talud	30°
Peso unitario natural, γ	17 kN/m ²
Cohesión, c	7 kPa
Angulo de fricción interna, ϕ	30°
Velocidad de onda de corte, V_s	200 m/s
Frecuencia fundamental, f_0	3.3 Hz

4. Sismología del territorio chileno y selección de registros sísmicos

La zona de subducción chilena, comprendida desde el extremo norte de Chile hasta la península de Taitao, corresponde a uno de los márgenes sismogénicos más activos del mundo, capaz de generar terremotos de magnitudes sobre Mw 8.0 cada 5-10 años (Vigny et al, 2009). La sismogénesis se produce por la presencia de un límite convergente entre la placa de Sudamericana y la placa de Nazca, la cual subducta bajo la placa continental (Sudamericana) a una tasa cercana a los 70 mm/año (Vigny et al, 2009). Este mecanismo produce movimientos sísmicos con distintas características, los que comúnmente se agrupan según la ubicación de la ruptura.

- a. Sismos Interplaca o tipo *thrust*: Fenómenos generados en la zona de contacto entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, en general a profundidades menores a 60 km. Son responsables de los terremotos más recurrentes del territorio, mejores registrados y de mayores magnitudes. Ejemplos de terremotos interplaca son Valdivia 1960, Maule 2010 e Illapel 2015 (Ruiz y Madariaga, 2018).
- b. Sismos Intraplaca o tipo *inslab*: Este tipo de sismos ocurren al interior de la placa de Nazca a profundidades mayores que los sismos interplaca. Los eventos generalmente tienen magnitudes menores a los interplaca, pero tienen algunas características que los hacen destructivos, como cercanía a los grandes asentamientos de la depresión intermedia y mayor liberación de energía que los sismos interplaca para una misma magnitud (Leyton et al., 2007). Algunos terremotos intraplaca son los eventos de Chillan 1939², Punitaqui 1997 (Ruiz y Madariaga, 2018) y el reciente sismo Mw 5.9 con epicentro en las cercanías Santiago el 23 de enero del 2021.
- c. Sismos corticales: Eventos producidos en la placa Sudamericana a bajas profundidades (menores a 30 km), producto de la activación de fallas geológicas. Los sismos corticales presentan magnitudes menores que los sismos interplaca, pero pueden ocasionar un gran daño local. Ejemplos de sismos corticales en territorio chileno son Las Melosas 1958 y Aysén 2007 (Ruiz y Madariaga, 2018).

² El terremoto de Chillan 1939, Ms = 7.8, ha sido el evento sísmico más mortífero de la historia de Chile, con un número de víctimas fatales estimado entre 6.000 y 30.000 personas (Astroza et al, 2002).

- d. Sismos *outer-rise*: Eventos que ocurren a baja profundidad al poniente de la fosa oceánica. Comúnmente poseen magnitudes inferiores a M_w 7.0 e históricamente no han generado daños en estructuras. Como ejemplos de terremotos *outer-rise* en Chile están las secuencias sísmicas frente a las costas de Papudo en 1981 y 2001 (Ruiz y Madariaga, 2018).

La Figura 4.1 muestra un esquema transversal del territorio chileno, con la zona de ocurrencia de los distintos tipos de sismos descritos anteriormente.

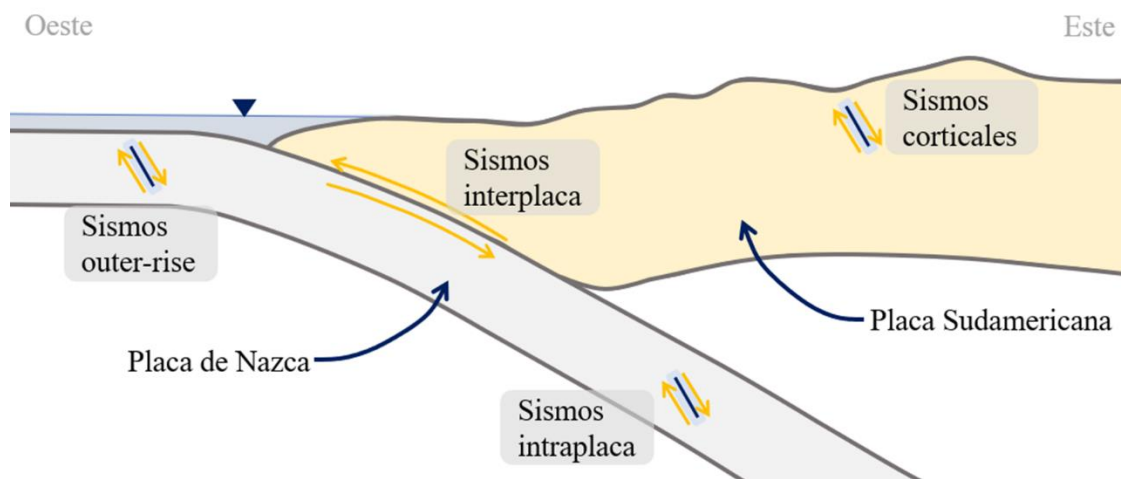


Figura 4.1. Subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana y ubicación de los principales focos de sismicidad del territorio chileno.

De estos grupos de sismos, los interplaca e intraplaca son los más registrados, estudiados y generadores de daños en el territorio chileno. Si bien existen estudios locales para terremotos corticales (p.ej. Barrientos et al, 2004), son poco representativos para un análisis a gran escala y dependen en gran medida a las condiciones específicas de cada falla con respecto al sitio de interés.

En este estudio no se utilizaron registros de sismos intraplaca, ya que no hay suficientes registros instrumentales para hacer una base de datos de sismos representativos de la zona a evaluar y que tengan una intensidad suficientemente alta. Esto último es importante porque, si un sismo es pequeño, necesita ser escalado por un factor alto cuando se realiza un IDA (análisis dinámico incremental) en altas intensidades, generando registros poco realistas.

Además, se propone que los registros seleccionados deben corresponder a sismos de alta duración, ya que las geoestructuras estudiadas son muy susceptibles a la cantidad de ciclos de pulsos a los

que son sometidas. Como la magnitud es un parámetro que presenta buena correlación con la duración (Makdisi y Seed, 1978; Bray y Travararou, 2007) se preseleccionan los registros provenientes de terremotos de magnitud superior a Mw 7.7. Con esto, la base de datos se reduce a 338 registros de aceleración horizontales correspondientes a 5 terremotos tipo interplaca:

- Sismo de Valparaíso, 1985: Terremoto con epicentro en la costa de la localidad de Laguna Verde, al sur de Valparaíso, de una magnitud de Mw 8.0 y a una profundidad de 33 km. El sismo provocó la falla de 3 depósitos de relaves (Villavicencio et al, 2014).
- Sismo de Tocopilla, 2007: Terremoto con epicentro 25 km al sur de la ciudad de Tocopilla, de una magnitud de Mw 7.7 y una profundidad hipocentral de 40 km.
- Sismo del Maule, 2010: Conocido como 27F, fue un terremoto ocurrido en las costas de la localidad de Cobquecura, de una magnitud de Mw 8.8 y una profundidad de 30 km. El terremoto ocasionó la falla de 5 depósitos de relaves (Villavicencio et al, 2014).
- Sismo de Iquique, 2014: Sismo ocurrido el 1 de abril de 2014, con epicentro en las costas de la ciudad de Iquique, de una magnitud de Mw 8.2 y una profundidad hipocentral de 39 km.
- Sismo de Coquimbo, 2015: Terremoto ocurrido el 16 de septiembre del 2015, en las costas de la región de Coquimbo, con una magnitud de Mw 8.4 y una profundidad hipocentral de 23 km.

La Figura 4.2 muestra los espectros de respuesta de los 338 registros instrumentales preseleccionados, junto con la mediana y la mediana más y menos una desviación estándar de estos.

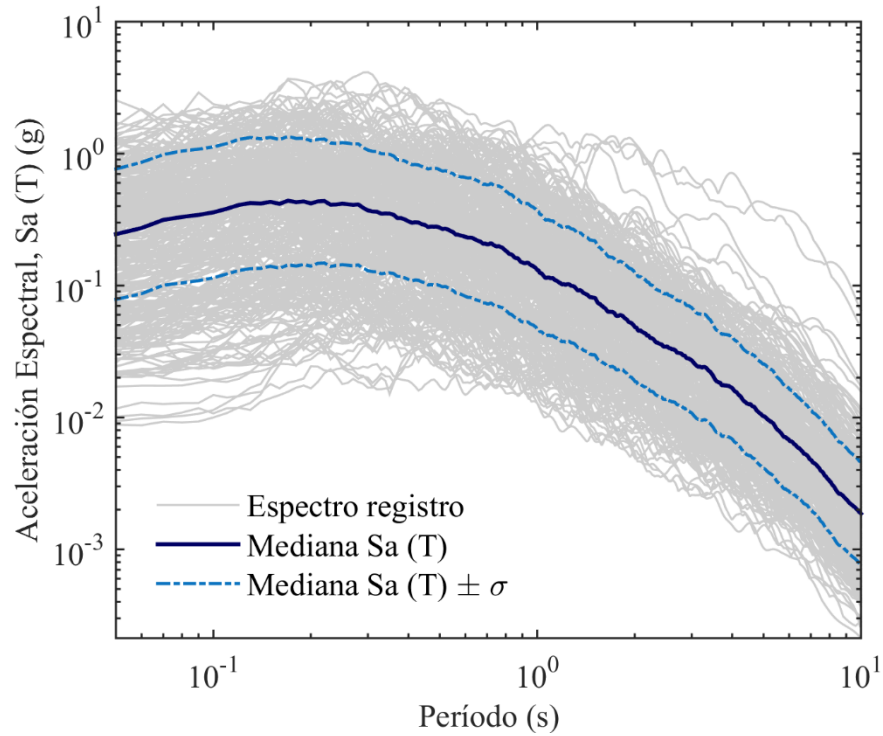


Figura 4.2. Espectros de respuesta, para un amortiguamiento de 5%, de los 338 registros horizontales preseleccionados correspondientes a los 5 sismos sobre Mw 7.7 en el territorio chileno entre los años 1985 y 2015.

Para el estudio y evaluación de la respuesta dinámica de alguna estructura en un sitio determinado, es común el uso de Ground Motion Prediction Equations (GMPEs), también llamadas Curvas de Atenuación. Estos modelos permiten estimar el valor de una intensidad sísmica a partir de parámetros como la distancia del sitio a la ruptura, la magnitud del evento y tipo de suelo, entre las más importantes. A partir de la primera GMPE, desarrollada por Esteva y Rosenblueth en 1964, se han generado muchas para diferentes contextos sismogénicos y diversas medidas de intensidad.

Para el territorio chileno se han desarrollado GMPEs para aceleraciones espectrales, PGA, Intensidad de Arias y duración significativa. Las curvas de atenuación para espectros de aceleración más recientes son las desarrolladas por Idini et al (2017) y Montalva et al (2017). Ambas son para aceleraciones espectrales al 5% de amortiguamiento y tienen la ventaja de separar las incertidumbres intra-eventos e inter-eventos. Este trabajo utiliza estos modelos (Idini et., 2017; Montalva et al., 2017) para la selección de registros sísmicos.

4.1. Determinación del espectro objetivo

A partir un espectro objetivo, se pueden seleccionar registros instrumentales reales o generar registros artificiales para realizar los análisis dinámicos. En este trabajo se opta por la selección de acelerogramas reales mediante la metodología de Espectro Medio Condicionado (CMS, Conditional Mean Spectrum) y Espectro Condicionado (CS) introducidos por Baker y Cornell en 2006.

Los CMS y CS nacen de la observación de los espectros de registros instrumentales reales. Comúnmente, al realizar un estudio amenaza sísmica se obtiene un espectro de amenaza uniforme (UHS) para algún nivel de excedencia temporal. Al utilizar este espectro (UHS) para la selección de sismos se asume que todos los niveles de aceleraciones predichos se cumplen simultáneamente en el mismo movimiento, lo cual es extremadamente improbable (Baker, 2011) y no se corresponde con los espectros de registros reales.

Para corregir este problema, el CMS considera las aceleraciones espectrales dado que se alcanzó un nivel objetivo de aceleración en un período condicionante (T^*). Esto provoca que el CMS solo alcance al UHS en el período condicionante. Para este trabajo, el período condicionante, T^* , corresponde al período predominante de vibración de la estructura, 0.3 segundos, ya que, basados en una etapa preliminar de análisis, la aceleración espectral en 0.3 segundos presenta una eficiencia superior que en otros períodos. La etapa preliminar se describe en el capítulo 7.

Para determinar la forma espectral se requiere un modelo de correlación entre las aceleraciones espectrales a diferentes períodos. En esta investigación, el modelo de correlación utilizado es el propuesto por Candia et al (2020), calibrado con sismos del ambiente subductivo chileno. La Figura 4.3 muestra el comportamiento de la correlación entre las aceleraciones espectrales en 0.3 segundos de período y las aceleraciones a diferentes períodos. Es interesante notar que la correlación entre aceleraciones espectrales a períodos muy alejados no converge a 0, incluso tiende a aumentar. Esto parece ser contra intuitivo y los autores del modelo aclaran que, por ejemplo, para $T^* = 0.3$ s, las correlaciones para períodos sobre 1 s merecen más investigación (Candia et al., 2020).

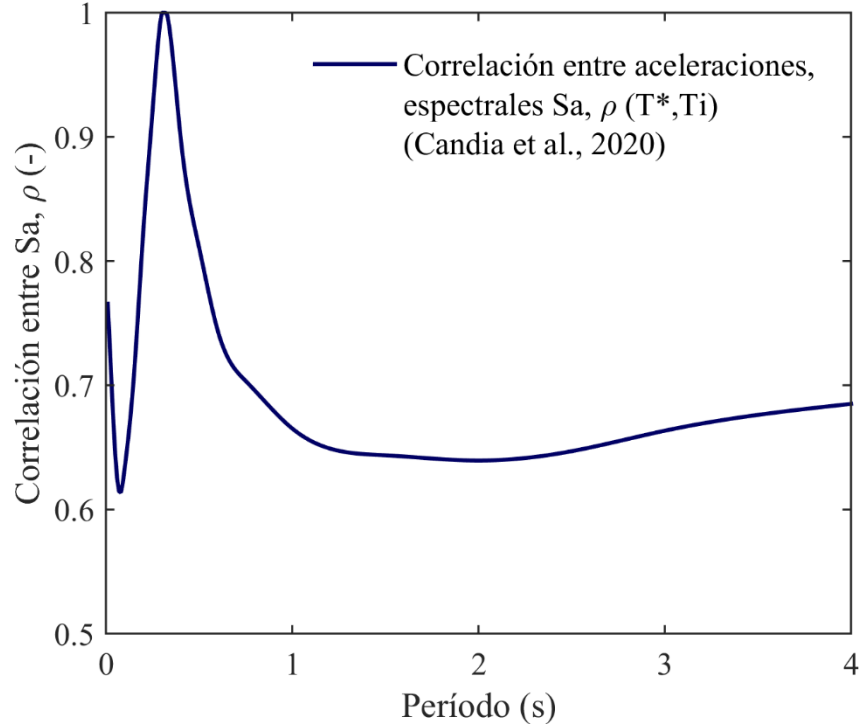


Figura 4.3. Modelo de correlación entre aceleraciones espectrales de Candia et al. (2020) para sismos interplaca en el ambiente subductivo chileno.

Como último factor para generar el espectro medio condicionado, se debe escoger un valor para el parámetro $\varepsilon(T^*)$, el cual representa la diferencia entre el valor de lo predicho por la GMPE y el espectro de amenaza uniforme para el sitio de análisis. En este trabajo se utiliza el valor de 1. En palabras simples, el espectro medio condicionado se condiciona en un período de 0.3 s y a 1 desviación estándar por sobre lo que predice la GMPE, lo que permite centrar el valor de aceleración de escalamiento en el intervalo de escalamiento mediante del IDA para evitar factores de escala altos.

El espectro medio condicionado puede ser formulado mediante la ecuación 4.1.

$$\mu_{\ln Sa(T_i) | \ln Sa(T^*)} = \mu_{\ln Sa} + \rho(T_i, T^*) \varepsilon(T^*) \sigma_{\ln Sa}(T_i) \quad (4.1)$$

Donde $\mu_{\ln Sa(T_i) | \ln Sa(T^*)}$ corresponde al logaritmo del espectro medio condicionado, $\mu_{\ln Sa}$ al logaritmo del espectro medio predicho por la GMPE, $\rho(T_i, T^*)$ a la función de correlación entre aceleraciones espectrales y $\sigma_{\ln Sa}(T_i)$ a la desviación estándar logarítmica predicha por la GMPE.

El período condicionante en este caso corresponde al período fundamental de la estructura, ya que se observó, en un análisis preliminar, que la aceleración espectral en este período tiene una buena correlación ($R^2 \approx 0.9$) con la respuesta estructural, según lo explicado en el capítulo 7.

La Figura 4.4 muestra el CMS obtenido a partir de las herramientas expuestas anteriormente, comparada con el espectro mediano y el espectro mediano más una desviación estándar obtenido con la GMPE de Idini et al (2017). La GMPE fue evaluada en una magnitud de M_w 8.0, una distancia al sitio de ruptura, R_{rup} , de 50 km y un tipo de suelo I. Estos parámetros son consistentes de las magnitudes esperadas para un sismo interplaca, la distancia entre las superficies de ruptura y el emplazamiento de los depósitos abandonados y el suelo rígido presente bajo los depósitos visitados por Pulgar (2020).

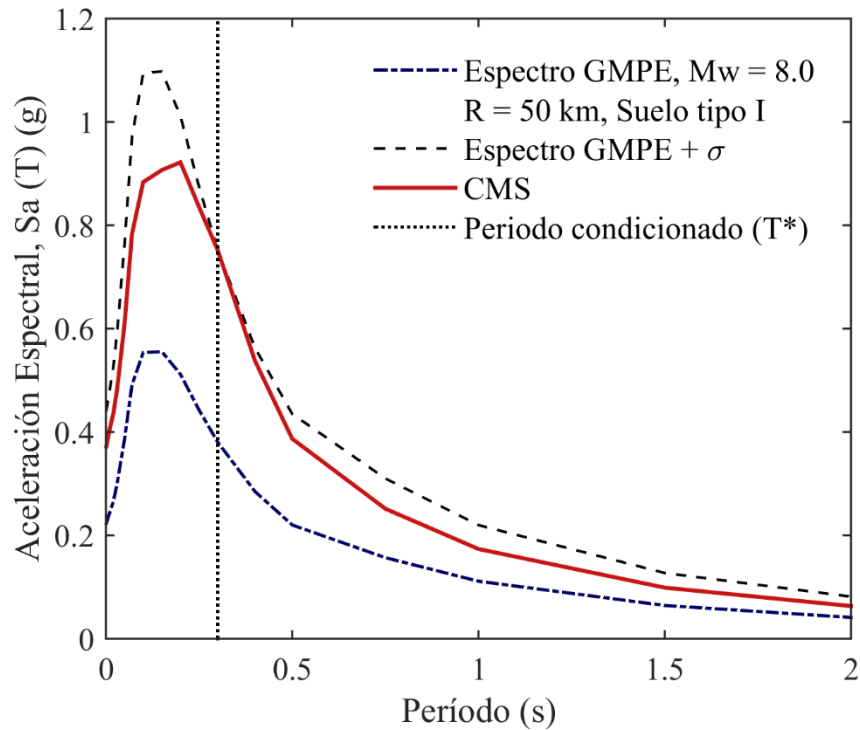


Figura 4.4. Espectro medio condicionado (CMS) a partir de la GMPE de Idini et al (2017), un período condicionante de $T^* = 0.3$ s, el modelo de correlación entre aceleraciones espectrales de Candia et al. (2020) y un valor de $\varepsilon(T^*) = 1$.

Las GMPEs utilizadas consideran la variabilidad explícitamente, a través de la desviación estándar logarítmica de las regresiones, $\sigma_{\ln Sa(T_i)}$. Este valor es útil para ajustar, al igual que las medias, las dispersiones de los sismos seleccionados. Estas desviaciones también se ven afectadas al

condicionar la aceleración espectral en un período, y pueden ser calculadas mediante la siguiente ecuación.

$$\sigma_{\ln Sa(T_i) | \ln Sa(T^*)} = \sigma_{\ln Sa(T_i)} \sqrt{1 - \rho^2(T_i, T^*)} \quad (4.2)$$

Donde $\sigma_{\ln Sa(T_i) | \ln Sa(T^*)}$ es la desviación estándar logarítmica condicionada.

Al conjunto entre el espectro de media condicionada (CMS) y su medida de dispersión se le denomina Espectro Condicionado (CS), y permite seleccionar una muestra de sismos que reproduzcan tanto las medias como las dispersiones esperadas en los espectros de respuestas en un sitio.

Ajustar tanto el valor medio como las dispersiones de un conjunto de espectros de respuesta es un proceso de optimización, el cual es resuelto como un algoritmo de minimización de errores cuadrados por Jayaram et al. (2011). El grupo de investigación de los autores del documento, Baker Research Group, tiene implementando códigos en Matlab para la resolución a este problema, los que cuentan con permiso de ser libremente utilizados y modificados. En este trabajo se utilizaron estas rutinas, adaptadas con las GMPEs y modelos de correlación desarrollados para la sismogénesis chilena.

Para definir la GMPE a utilizar, se realiza una comparación de las diferencias entre la media propuesta por el CMS y las medias del set de sismos seleccionados. Para ellos se genera un espectro medio condicionado, con $\varepsilon(0.3s) = 1$ y modelo de correlación de Candia et al., 2020, para ambas GMPEs (Idini et al., 2017 y Montalva et al., 2017), de acuerdo a los parámetros mostrados en la Tabla 4.1. Notar que se varía la distancia R_{rup} para que ambas reproduzcan un valor cercano a 0.75 g en $S_a(0.3s)$. Los valores utilizados para las GMPEs se muestran en la Tabla 4.1, mientras que la Figura 4.5 muestra la comparación entre la mediana de los espectros de los registros seleccionados y el CMS generado por ambos modelos predictivos.

Tabla 4.1. Parámetros utilizados para comparar las GMPEs actualizadas generadas para el contexto sismotectónico chileno.

Parámetro	GMPE de Idini et al., 2017	GMPE de Montalva et al., 2017
Magnitud	Mw 8.0	Mw 8.0
Distancia, R_{rup} ³	50 km	70 km
Profundidad, Z_{hyp}	50 km	50 km
Mecanismo	Interplaca	Interplaca
Tipo de Suelo	Suelo tipo si	$V_{s30} = 1000 \text{ m/s}$
Otros	-	Antearco (fore-arc)

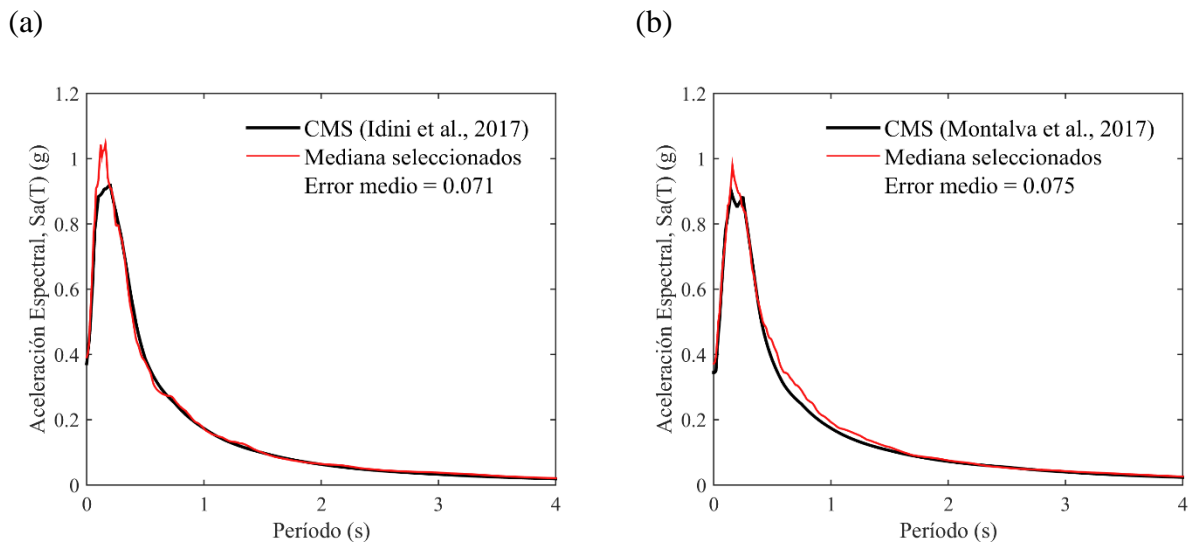


Figura 4.5. (a) Comparación de la tendencia media de los registros seleccionados por GMPE de Idini et al. (2017) y (b) Comparación de la tendencia media de los registros seleccionados por GMPE de Montalva et al. (2017).

La GMPE de Idini et al. (2017) tiene un error medio levemente menor al de la GMPE de Montalva et al. (2017), considerando un factor de escala limitado en 4, para la base de datos de registros empleada. Por esto se escoge la primera GMPE como herramienta para la selección de los

³ Para un sismo interplaca y de gran magnitud (sobre 7.7 Mw), ambas GMPEs coinciden que la distancia importante para la predicción es la distancia más corta a la superficie de ruptura.

acelerogramas. Considerando las similitudes entre la forma espectral de ambas GMPEs y el error similar que tienen, la elección de sismos debería ser bastante similar utilizando una o la otra. Esto se constata comparando los sismos elegidos, donde se repiten muchos de estos registros para ambas GMPEs.

Adicionalmente hay dos factores que se toman en cuenta en la selección de los registros instrumentales:

- El espectro de la GMPE busca reproducir espectros de registros en suelos rígidos y sin amplificaciones en períodos altos. Se estima que la mayoría de los depósitos de relaves abandonados se encuentren sobre estratos de suelo rígido o roca, dado observaciones realizadas en terreno, mediciones de velocidad de onda de corte y tipo de deposición estimada de los estratos naturales en la zona. Para respetar esto, los casos donde el algoritmo de selección escogió registros ubicados en estaciones donde hay evidencia geotécnica de suelos finos fueron descartado de la base de datos de selección. Todas las estaciones de donde se seleccionaron sismos corresponden a estaciones donde se puede justificar una razón HVSR relativamente plana y/o una velocidad de onda de corte de los primeros 30 metros, V_{s30} , mayor a 500 m/s. Las referencias para esta clasificación son: el sitio web del Centro Sismológico Nacional, CSN, la base de datos de RENADIC y la clasificación empírica de estaciones realizada por Leyton et al. (2018).
- Se limita el factor de escala máximo en 4. Dávalos y Miranda (2018) estudiaron el efecto de distintos factores de escala máximos en la respuesta de sistemas estructurales, observando que aumentar estos factores genera importantes sesgos en la respuesta estructural, conduciendo a la sobreestimación de las probabilidades de colapso, aunque se esté ajustando el valor de las aceleraciones espectrales. Esto es explicado por una distorsión entre los tamaños relativos de los pulsos de aceleración, que termina por generar acelerogramas con energías sobreestimadas y poco realistas.

Finalmente, mediante las herramientas expuestas y considerando las limitaciones comentadas, se selecciona un set de 30 registros sísmicos horizontales para realizar el Análisis Dinámico Incremental (IDA).

En la Figura 4.6 se observan la comparación entre la mediana y dispersión entre los espectros de los registros seleccionados y el CS. La Figura 4.7 muestra el ajuste entre las desviaciones estándar del CS objetivo y el de los registros seleccionados.

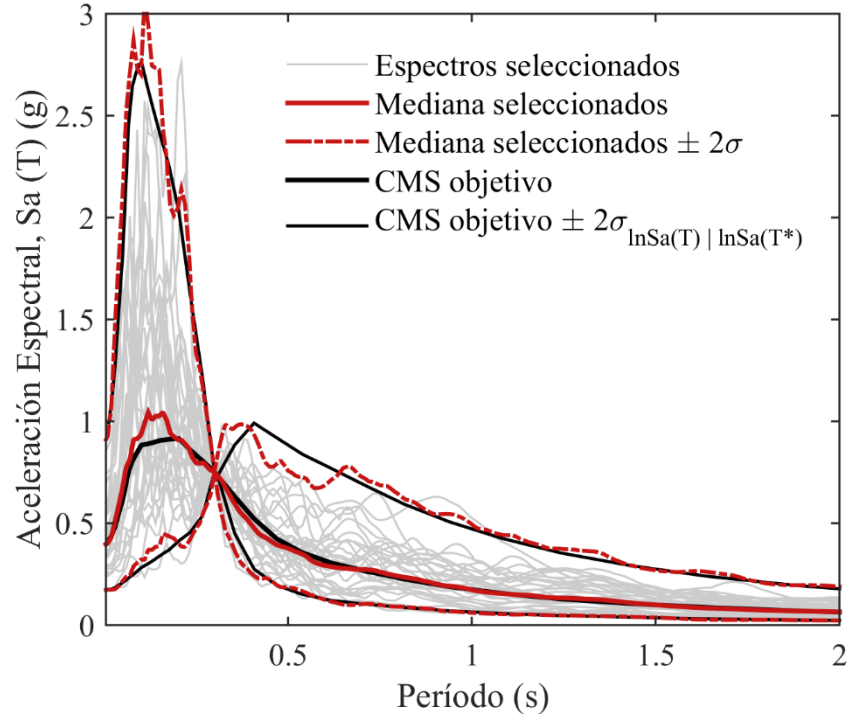


Figura 4.6. Comparación entre los espectros de respuesta elásticos, con un amortiguamiento del 5%, de los registros seleccionados y el Espectro Condicionado construido.

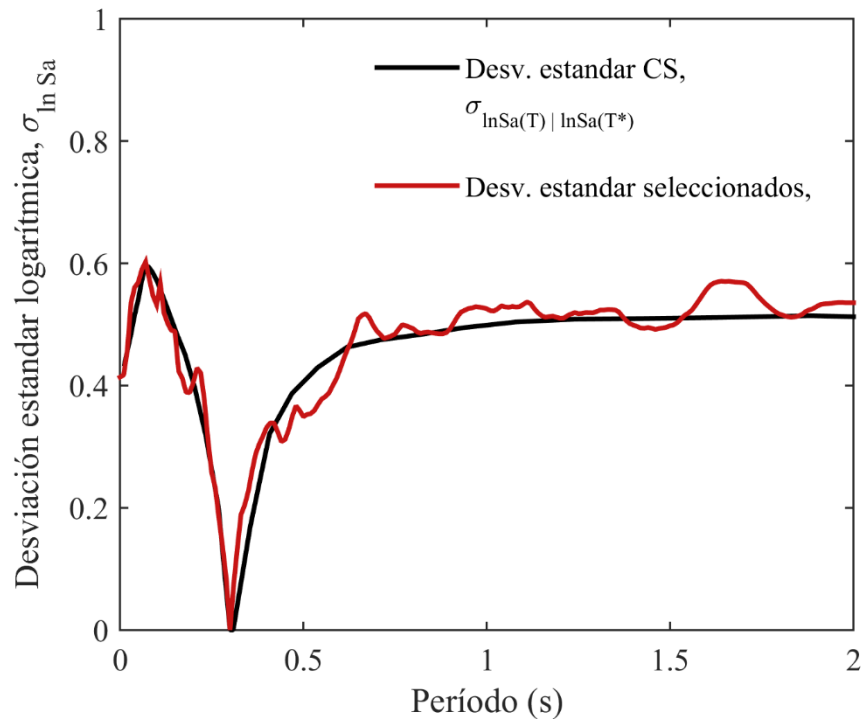


Figura 4.7. Comparación entre las desviaciones estándar de los logaritmos de las aceleraciones espectrales del Espectro Condicional (CS) objetivo y el set de registros seleccionados.

En la Tabla 4.2 se identifican los registros seleccionados y sus principales características.

Tabla 4.2. Listado de sismos seleccionados mediante el Espectro Condicionado.

Nº registro	ID Estación	Referencia	Evento	PGA (g)*	Factor de escala máximo	Tipo Suelo
1	'PB01'	Huatacondo	2007	0,29	1,95	I
2	'LOA'	El Loa	2007	0,27	3,11	I
3	'TOCO'	Tocopilla	2007	0,53	1,31	I
4	'VALU'	Valparaíso	2010	0,31	2,79	-
5	'CURI'	Curico	2010	0,42	1,20	-
6	'T05A'	Iquique Serviu	2014	0,27	1,21	III
7	'PB06'	Pedro de Valdivia	2007	0,29	3,74	I
8	'PB05'	Michilla	2007	0,56	1,95	I
9	'C180'	Reten Hurtado	2015	0,48	3,10	II
10	'TOCO'	Tocopilla	2007	0,70	1,69	I
11	'T09A'	Reten Pisagua	2014	0,40	2,71	I
12	'TOCP'	Tocopilla Puerto	2007	0,37	2,93	I
13	'SFEL'	San Felipe	1985	0,42	2,63	-
14	'MNM CX'	Miñi Miñi	2014	0,48	1,50	II
15	'T08A'	Alto Hospicio	2014	0,38	1,51	IV
16	'ILO'	Iloca	1985	0,28	1,25	-
17	'T05A'	Serviu Iquique	2014	0,30	2,17	III
18	'TA01'	Daracena	2014	0,17	2,83	III
19	'PB07'	Cerro Tatas	2007	0,46	2,93	I
20	'T08A'	Alto Hospicio	2014	0,44	1,90	IV
21	'C180'	Retén Hurtado	2015	0,51	1,84	II
22	'CO03'	El Pedregal	2015	0,35	2,73	VI
23	'T06A'	Iquique Hospital	2014	0,21	2,23	VI
24	'PB04'	Mantos de la Luna	2007	0,48	3,53	I
25	'PSGCX'	Pisagua	2014	0,20	3,13	I
26	'CO03'	El pedregal	2015	0,29	2,97	VI
27	'TAL'	Talca	2010	0,43	1,28	-
28	'TOCP'	Tocopilla Puerto	2007	0,40	2,98	I
29	'TAL'	Talca	2010	0,49	1,49	-
30	'PB05'	Michilla	2007	0,34	1,41	I

* PGA del registro original sin escalar.

La Figura 4.8 muestra los registros seleccionados clasificados según evento sísmico y tipo de suelo de la estación sísmica. La Figura 4.9 muestra los diagramas de cajas de las principales medidas de intensidad utilizadas, para los registros seleccionados escalados.

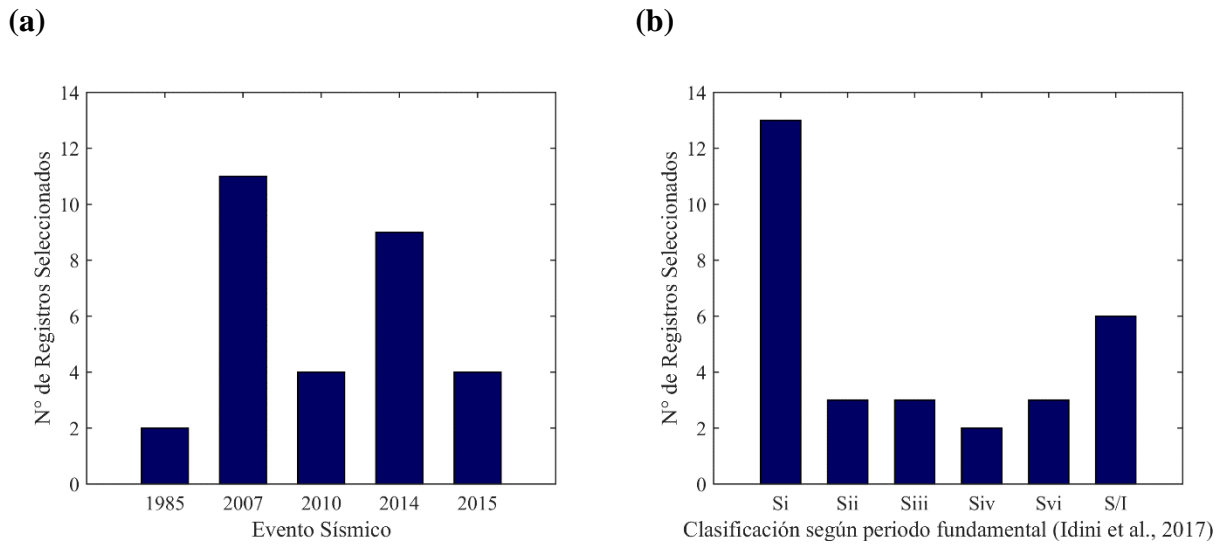


Figura 4.8. Número de sismos seleccionados en función de: (a) evento sísmico, (b) clasificación de suelo en la estación sísmica, según Idini et al., 2017.

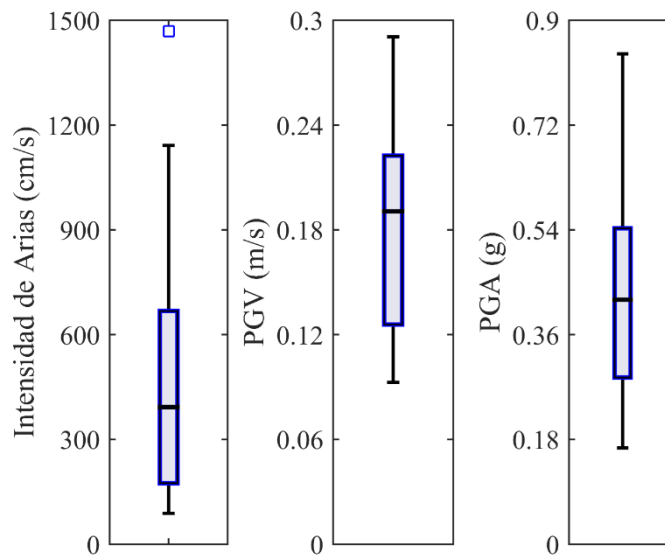


Figura 4.9. Diagramas de cajas de las principales medidas de intensidad alternativas utilizadas (IA, PGV y PGA) para los registros escogidos. Estos parámetros corresponden a los registros escalados en $S_a(0.3 s) = 0.752 g$.

5. Modelación numérica

Este capítulo tiene como objetivo explicar las consideraciones realizadas para la generación del modelo numérico desarrollado para simular la respuesta sísmica de los depósitos de relaves abandonados.

5.1. Consideraciones generales

El modelo físico escogido para representar el comportamiento dinámico de un depósito de relaves abandonado es un modelo de elementos finitos 2D, realizado con el software Plaxis2D (Plaxis, 2017). Este corresponde a un programa especializado en el estudio de proyectos geotécnicos. Todos los modelos ejecutados utilizan elementos de 15 nodos y 12 puntos de integración o puntos de Gauss.

El modelo corresponde a un talud de un material homogéneo, de 15 metros de altura y un ángulo de inclinación de 30° , según lo establecido en el capítulo 3. Este talud está compuesto de material de relaves y se encuentra sobre un estrato de fundación de 30 metros de espesor. Este último tiene como objetivo la propagación de las ondas sísmicas desde la base del modelo hasta los puntos de interés y alejar el borde horizontal inferior para que este no condicione la respuesta del talud, en términos de deformaciones.

No existe un consenso sobre cuánto prolongar horizontalmente este tipo de modelos para que los puntos de interés no se vean afectados por las condiciones de bordes. Dey (2011) estudió la influencia de la razón Ancho/Altura (L/H) del modelo en las funciones de transferencia generadas en un estrato de suelo lineal elástico, encontrando que sobre razones $L/H=5$, el modelo ya es capaz de ajustar los dos primeros modos de vibración al valor de convergencia para razones L/H superiores a 20. Este estudio no es directamente aplicable al presente trabajo, ya que las condiciones de borde horizontales son diferentes. La relación escogida, $L/H=5.33$, se comporta de buena forma ya que:

- Las funciones de transferencia entre el basamento rocoso (límite inferior del modelo) y la superficie libre se ajustan a la función de transferencia teórica 1D.
- Se constata que no hay contornos de esfuerzos influenciados por el contacto entre los materiales del modelo y las condiciones de borde horizontales que lleguen a las cercanías de la zona de interés del modelo.

Las condiciones de borde horizontales de un modelo dinámico, además de estar ubicadas lejos de los puntos de interés, necesitan consideraciones adicionales que permitan atenuar la reflexión de ondas en estos límites. La condición de borde escogida para el análisis se denomina “Free-Field” y funciona como un límite que absorbe las ondas incidentes, mediante la utilización de elementos amortiguadores, y que compatibiliza el movimiento sísmico de campo libre a través de la aplicación de fuerzas normales y de corte en los elementos al interior del dominio (Plaxis, 2017).

La condición de borde en la base (borde horizontal inferior) corresponde a “None”, la cual que provoca una reflexión total de las ondas sísmicas. Se escogió esta condición de borde porque facilita la obtención del registro buscado en superficie y permite representar el contraste de impedancia generado por un lecho rocoso a baja profundidad, condición geológica esperada para el sitio de emplazamiento de los depósitos de relaves abandonados de la zona centro-norte de Chile. A la base del modelo también se le asigna la condición de borde “Prescribed Displacements”, la cual corresponde a un registro cinemático, en este caso aceleraciones.

El mallado de un modelo de elementos finitos busca para representar de forma correcta la respuesta de un medio que es considerado continuo, por lo que se prefieren mallados pequeños. Además, los modelos dinámicos requieren dos consideraciones extras referentes a la capacidad de propagar las ondas entre elementos.

- Los modelos numéricos dinámicos son sensibles a un rango de frecuencias acotado. Para resolver ondas de alta frecuencia, el mallado debe ser lo suficientemente pequeño para captar de buena forma las amplitudes de una longitud de onda. Kuhlemeyer y Lysmer (1973) sugieren que se requieren al menos 8 nodos de elementos para captar una longitud de onda. La expresión para la máxima frecuencia que puede resolver el modelo queda definida por la siguiente fórmula.

$$f \leq \frac{V_s}{8l_m} \quad (5.1)$$

Donde f corresponde a las frecuencias resolubles por el modelo, el V_s corresponde a la velocidad de onda de corte del material y l_m es la distancia mínima entre nodos. Esta última es de 2.5 metros en el estrato de fundación y alrededor de 1.25 metros en el estrato de relaves.

Con este criterio, la zona de material de fundación resuelve hasta 40 Hz, valor desde el cual se han filtrado las frecuencias altas de los registros sísmicos utilizados. El sector del talud, el mallado permite resolver hasta 20 Hz, frecuencia escogida con el fin de abarcar los 3 primeros modos de vibración del depósito, considerando propagación 1D (3.3, 10 y 16.5 Hz).

- El paso de tiempo del análisis dinámico se ve influido por el tamaño del mallado, ya que se debe asegurar que en un paso de tiempo la información propagada recorra una distancia inferior a la distancia mínima entre nodos (Plaxis, 2017).

$$\Delta t \leq \frac{l_m}{V_s} \quad (5.2)$$

Donde Δt es el paso de tiempo. Cumpliendo esta expresión, el paso de tiempo que se ha seleccionado para la ejecución de los análisis dinámicos es 0.0025 s (400 Hz).

Al interior del dominio se han definido distintos puntos de control. Estos son mostrados en la Figura 5.1 y cumplen una función específica en el análisis de los datos que se realiza posteriormente:

1. Input: El punto está localizado en la base del modelo, en la coordenada (0, -30). Permite corroborar el registro entrante al dominio del modelo.
2. Superficie Libre: Nodo ubicado en la superficie libre del suelo de fundación, en la coordenada (-100, 0). Permite verificar la correcta llegada de las ondas a superficie. El registro de aceleraciones horizontales captado en este punto es comparado con el registro instrumental original y corresponde al acelerograma que define las intensidades sísmicas que son relacionadas con la respuesta estructural y el daño en el análisis de fragilidad que se muestra en el capítulo 9.
3. Superficie relaves: Punto localizado en (76, 15) que permite obtener la respuesta dinámica del estrato de relaves. Se ubica alejado del coronamiento con el fin de minimizar los efectos topográficos.

4. Pie de talud: Nodo localizado en el origen, (0, 0). Se miden las deformaciones horizontales para referir los desplazamientos horizontales del coronamiento relativos a este punto.
5. Puntos C1, C2, C3 y C4: Conjunto de puntos de control sobre los cuales se monitorea el desplazamiento horizontal y vertical del coronamiento. Está compuesto por 4 puntos ($n \in [0,3]$), equispaciados a 2.5 m horizontalmente, comenzando en el vértice superior del talud (26, 15).

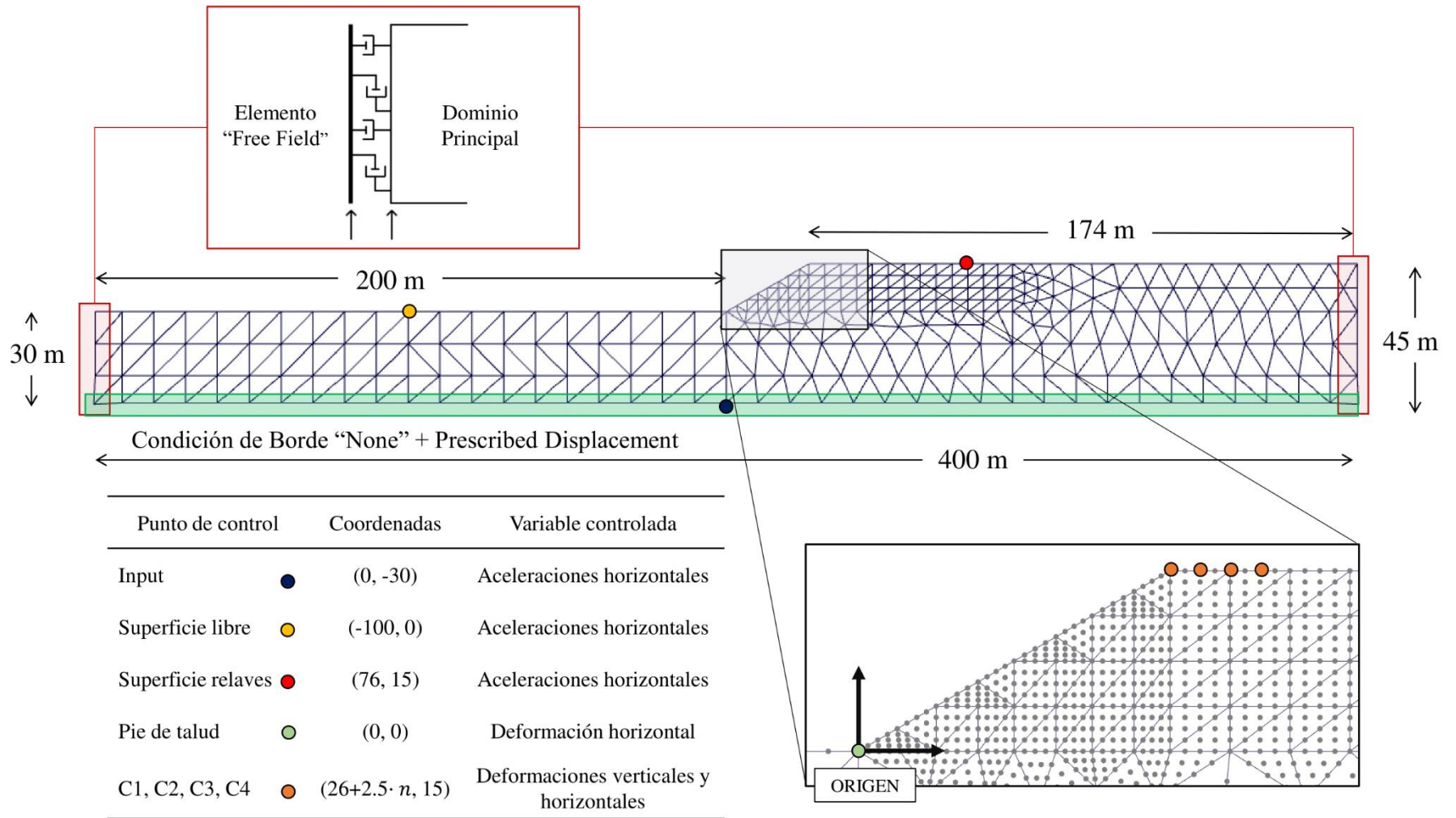


Figura 5.1. Ficha explicativa de la geometría y el mallado del modelo de elementos finitos realizado con el programa Plaxis2D. También se muestra la ubicación de los nodos de control para los diferentes parámetros que se evalúan.

5.2. Modelos constitutivos

5.2.1. Estrato de fundación:

Para modelar el material del estrato de fundación se utiliza un modelo lineal elástico, escogido porque facilita el proceso de deconvolución del registro. Además, el interés de este trabajo es determinar la respuesta del talud ante registros instrumentales obtenidos en superficie, los que ya consideran el efecto no lineal del suelo.

Los valores escogidos caracterizan al estrato como un suelo rígido, de una velocidad de onda de corte de 800 m/s. Estos parámetros permiten representar el contraste de impedancia esperado entre el suelo de fundación y el material de este tipo de estructuras. Los valores se muestran en la siguiente Tabla.

Tabla 5.1. Parámetros definidos para el material del estrato de fundación del modelo representativo.

Característica	Valor
Modelo Constitutivo	Lineal elástico
Velocidad de onda de corte, V_s (m/s)	800
Peso específico, γ_{unsat} (kN/m ³)	20
Modulo Elástico, E' (MPa)	3392
Módulo de Poisson, ν'	0.3
Módulo de Corte, G (MPa)	1305

5.2.2. Relaves:

El modelo constitutivo utilizado para representar el comportamiento de los relaves es el “Hardening soil with small strain” (HSS). Este modelo nace del modelo hipoelástico de Duncan y Chang (1970) y se basa en diversas contribuciones para captar algunos comportamientos característicos de muchos tipos de suelos. El modelo HSS es una extensión del modelo “Hardening Soil” (HS), desarrollado por Schanz et al (1999).

El modelo constitutivo HSS es más avanzado que el modelo de “Mohr Coulomb” y fue escogido principalmente porque permite representar el fenómeno de degradación de rigidez en pequeñas deformaciones. Este punto es importante para el problema estudiado porque gran parte del modelo responde con pequeñas deformaciones ante las cargas dinámicas y los elementos del propio talud

responden en rangos acotados de deformación en ciclos dinámicos de baja amplitud, que influyen en la acumulación de deformaciones plásticas.

Se debe enfatizar que el modelo se utiliza en comportamiento drenado, basados en la suposición de que los relaves se encuentran secos. En el caso que existiera zonas saturadas o parcialmente saturadas, este material puede responder de manera no drenada, desencadenando efectos que no están contemplados en este análisis.

Este modelo se construye a partir de varias reglas y leyes acopladas. Las características más importantes para el problema que se analiza en este trabajo son descritas a continuación.

Comportamiento tensión deformación:

El comportamiento tensión deformación queda definido por dos hipérbolas, una correspondiente a altas deformaciones, heredada del modelo “Hardening Soil” y otra para pequeñas deformaciones.

La curva de grandes deformaciones reproduce el comportamiento hiperbólico del suelo en un ensayo triaxial monotónico propuesto por Kondner y Zelasko (1963) y que fue la base del modelo hiperbólico hipoeelástico desarrollado por Duncan y Chang (1970), del cual HS adquiere su comportamiento.

La relación hiperbólica de carga primaria entre la deformación vertical, ε_1 (donde la compresión es negativa), y el esfuerzo desviador (definido positivo para compresión), q , se describe como:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (5.3)$$

Donde q_a es el valor asintótico (de la parábola) del esfuerzo de corte y E_i es el módulo de deformación inicial, dado por:

$$E_i = \frac{2 E_{50}}{2 - R_f} \quad (5.4)$$

Donde E_{50} corresponde al módulo de deformación para el 50% de la carga máxima de falla, R_f a la razón entre el esfuerzo de corte último, q_f , y el esfuerzo desviador asintótico, q_a , dada por la ecuación 5.5.

$$R_f = \frac{q_f}{q_a} \quad (5.5)$$

Si $q = q_f$, se alcanza la línea de falla del criterio Morh-Coulomb, por lo tanto, la ley de esfuerzos-deformación hiperbólica deja de ser válida y cambia a una recta horizontal. El esfuerzo de corte último se desprende del criterio de Morh Coulomb:

$$q_f = (c \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.6)$$

Donde c es la cohesión, ϕ es el ángulo de fricción interna y σ'_3 es el esfuerzo principal menor.

El módulo de deformación a 50% de la carga de falla, E_{50} , es un parámetro que depende principalmente del nivel de confinamiento, medido como esfuerzo principal menor, σ'_3 . La formulación de este parámetro está dada por:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p^{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (5.7)$$

Donde E_{50}^{ref} es el módulo de deformación al 50% de la carga ultima a la presión de confinamiento de referencia, p^{ref} , y m es parámetro que ajusta la variación del módulo ante cambios de confinamiento, comúnmente llamado coeficiente de Janbu.

Todos los parámetros descritos anteriormente controlan el comportamiento del modelo para carga primaria, a grandes deformaciones. Para una reversión de cargas después de haber aplicado un proceso de carga monotónica, el módulo de deformación secante del “loop” corresponde al módulo de carga y descarga, E_{ur} :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p^{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (5.8)$$

⁴ Notar que hay una dependencia entre la rigidez y parámetros resistentes c y ϕ . Esto es una herramienta puramente matemática para modelar la rigidez que presentan los suelos cohesivos en ausencia de confinamiento.

Donde E_{ur}^{ref} es el módulo de deformación al 50% de la carga última a la presión de confinamiento de referencia.

El principal cambio entre el modelo HS y HSS es que este último formula una segunda hipérbola para reproducir el comportamiento a bajas deformaciones, la cual se acopla con la hipérbola descrita anteriormente, logrando reproducir el comportamiento del suelo para un gran rango de deformaciones.

Esta segunda hipérbola está definida por una expresión inicialmente propuesta por Hardin y Drnevich, (1972) y adaptada por Santos y Correia (2001) para la rigidez de corte secante, G_s (ecuación 5.9) y la rigidez de corte tangente, G_t , dada por la derivada $dG_s/d\gamma$ (ecuación 5.10).

$$G_s = \frac{G_0}{1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (5.9)$$

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \quad (5.10)$$

Donde G_0 corresponde al módulo de deformación inicial, γ es la deformación angular y $\gamma_{0.7}$ es la deformación angular donde G_s es el 72.2% de G_0 . El módulo de deformación inicial es dependiente del nivel de confinamiento:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p^{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (5.11)$$

Donde G_0^{ref} es el módulo de deformación inicial para una presión de confinamiento. Los parámetros anteriores están referidos a deformaciones angulares, por lo tanto, corresponden a módulos de deformaciones de corte. La relación con el módulo de deformación axial del material viene dada por la teoría de la elasticidad:

$$G_t = \frac{E_t}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (5.12)$$

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (5.13)$$

Donde, E_t corresponde a la rigidez tangente axial, E_0 al módulo de deformación axial inicial y ν_{ur} es el módulo de Poisson en pequeñas deformaciones. La expresión de rigidez tangente a bajas deformaciones deja de ser válida después de una deformación angular límite, $\gamma_{cut-off}$, definida por:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{\gamma_{0.7}}{0.385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \quad (5.14)$$

Con esto, la trayectoria de esfuerzo desviador y deformación axial obtenida a partir de un ensayo triaxial sigue la trayectoria mostrada en la Figura 5.2.

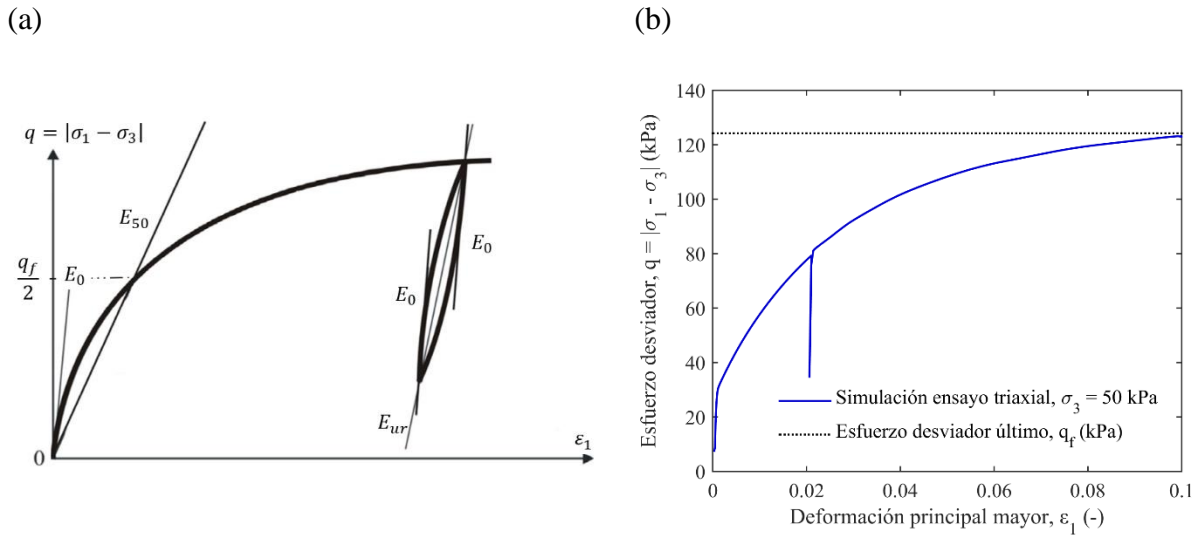


Figura 5.2. (a) Esquema de la trayectoria esfuerzo-deformación para un ensayo triaxial en el modelo HSS (Adaptado de Obrzud, 2010). (b) Trayectoria esfuerzo-deformación de la simulación numérica de un ensayo triaxial, con un proceso de descarga y carga en las cercanías de $\varepsilon_1 = 0.02$.

Funciones de fluencia:

El modelo HSS es un modelo elastoplástico con endurecimiento. El modelo presenta dos tipos de superficies de fluencia. La superficie de fluencia que es representada por una pirámide de 6 lados corresponde a la función de fluencia de corte, la cual se define:

$$f^s = \bar{f} - \gamma^p \quad (5.15)$$

Donde \bar{f} es función del esfuerzo y γ^p es un parámetro dependiente de las deformaciones plásticas.

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (5.16)$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (5.17)$$

Donde E_i corresponde a un módulo de deformación inicial, q al esfuerzo desviador equivalente, q_a al esfuerzo asintótico, E_{ur} al módulo de deformación secante del “loop” carga/descarga, ε_1^p a la deformación axial plástica primaria y ε_v^p a la deformación volumétrica plástica. Considerando una situación de fluencia, donde $\bar{f} = \gamma^p$, y despreciando la deformación volumétrica, la deformación plástica queda definida con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (5.18)$$

Adicionalmente, las deformaciones elásticas del modelo en un estado de tensiones planas quedan definidas por las siguientes expresiones:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (5.19)$$

$$-\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = \frac{\nu_{ur}q}{E_{ur}} \quad (5.20)$$

Donde ε_n^e es la deformación unitaria elástica en el eje principal n , el cual está definido negativo para compresión. Para una carga desviadora en ensayo triaxial, la deformación axial principal total, ε_1 , se reescribe con la ecuación que describe la hipérbola de la curva de grandes deformaciones:

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (5.21)$$

Es importante notar que el modelo busca aproximarse a una hipérbola, lo que se logra cuando las deformaciones volumétricas son nulas. Esto nunca es completamente cierto, pero para suelos duros esto resulta una buena aproximación. Por lo mismo, para suelos blandos y problemas donde las deformaciones volumétricas controlan el comportamiento, no se recomienda utilizar este modelo. La función de fluencia f^s evoluciona hasta llegar al criterio de falla de Mohr Coulomb.

La otra función de fluencia que controla el comportamiento del modelo corresponde a la componente de compresión isotrópica, que separa las zonas en el que el material está sobre consolidado y normalmente consolidado. La función de esta superficie viene dada por:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (5.22)$$

$$\tilde{q} = \sigma_1 + \sigma_2 \frac{2 \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)} - \sigma_3 \frac{3 + \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)} \quad (5.23)$$

Donde α es un parámetro auxiliar que determina la apertura de la elipse (Figura 5.3.b), p es el promedio de las tensiones principales y p_p corresponde a la presión de preconsolidación isotrópica, La zona comprendida entre estas superficies de fluencia corresponde a un comportamiento elástico del material. La Figura 5.3 muestra gráficamente la forma de estas superficies.

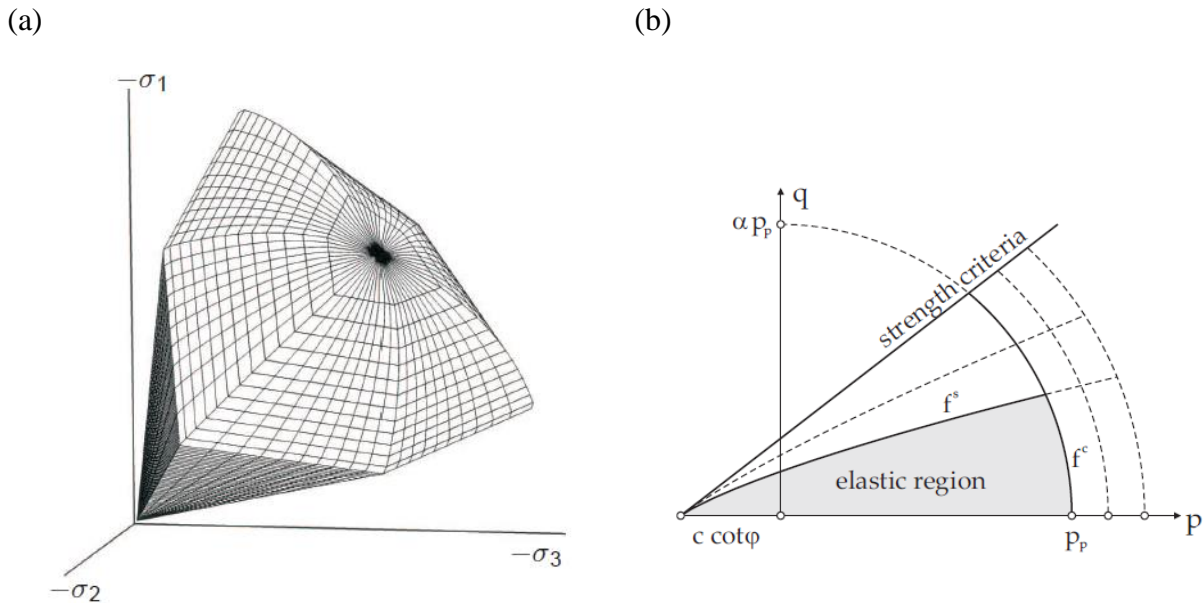


Figura 5.3. (a) Vista esquemática de las superficies de fluencia del modelo HSS (Plaxis). (b) Diagrama p-q de las superficies de fluencia generadas para el modelo HSS. Se puede ver en líneas punteadas la evolución o “endurecimiento” de las superficies de fluencia. Para este modelo “Strength criteria” corresponde a la línea de falla de Morh Coulomb (Benz, 2008).

Regla de flujo

La regla de flujo al corte, que controla la relación entre las deformaciones volumétricas y las deformaciones de corte del modelo HSS, está dada por una relación lineal entre la tasa de deformaciones plásticas volumétricas, $\dot{\varepsilon}_v^p$, y la tasa del parámetro de endurecimiento, $\dot{\gamma}^p$.

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \cdot \dot{\gamma}^p \quad (5.24)$$

Donde ψ_m corresponde al ángulo de dilatancia movilizado. Este valor se obtiene mediante expresiones adaptadas de la teoría esfuerzo-dilatancia de Rowe (1962), para el comportamiento dilatante del material y mediante expresiones de Li y Dafalias (2000) para comportamiento contractivo.

Rigidez edométrica

A diferencia de los modelos elásticos, para los modelos elastoplásticos como HSS no se tiene una solución cerrada para relación entre el módulo de deformación que controla un ensayo triaxial (E_{50}) y el módulo de deformación edométrico (E_{oed}). Este último controla la curva tensión deformación obtenida de un ensayo edométrico, basado en la compresión puramente volumétrica del material cuando se aplica una carga vertical y se impide la deformación lateral. Para definir este parámetro, directamente se ingresa en el modelo el parámetro E_{oed}^{ref} , que corresponde a la rigidez edométrica a la presión de confinamiento de referencia. La rigidez para diferentes confinamientos viene dada por:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \frac{\sigma_3'}{K_0^{nc}} \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p^{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (5.25)$$

Donde K_0^{nc} es el coeficiente de empuje en reposo normalmente consolidado.

5.2.3. Calibración de parámetros modelo HSS

A continuación, se explican los valores escogidos para los parámetros del modelo constitutivo HSS representativo del material de relaves de los depósitos abandonados de la zona centro-norte de Chile.

Peso específico:

Se adopta el peso específico de 17 kN/m^3 , en base a los ensayos de cono de arena realizados por Pulgar (2020) con el material del depósito abandonado Delirio. El valor es consistente con los valores para arenas limosas, de sueltas a densas, de grano angular (Das, 2007), que corresponde al material constituyente observado de los depósitos de relaves abandonados.

Módulo de deformación deviatorico, E_{50}^{ref} :

El módulo de deformación por esfuerzos desviadores se debe obtener a partir de la calibración con ensayos triaxiales. Al no tener disponibles ensayos triaxiales del material de los depósitos de relaves abandonados, se acude a tres referencias.

Pulgar (2020) realizó ensayos de corte simple con el material del depósito Delirio. A partir del módulo de deformación al corte de estos ensayos, se puede determinar que el módulo de deformación axial de referencia de este material ronda los 3 MPa. Se debe considerar que este material corresponde a un depósito con alto contenido de finos, por lo tanto, menos rígido que los depósitos arenosos.

Hernández (2019) realizó ensayos triaxiales drenados para la fracción gruesa del relave integral del depósito de relaves “El Torito”. A la presión de confinamiento de interés, el módulo de deformación axial es $E_{50}^{ref} = 10.64 \text{ MPa}$.

Por último, Bhanbhro et al. (2018) estudiaron el comportamiento del material de relaves de un depósito sueco, con diversos ensayos. En esta investigación calibran el modelo constitutivo Hardening soil con un valor de E_{50}^{ref} entre 5.5 y 8.3 MPa.

A partir de estos antecedentes, se asume un valor de $E_{50}^{ref} = 6 \text{ MPa}$, con el objetivo de establecer un valor medio entre lo esperado para depósitos arenosos y depósitos finos.

Módulo de deformación edométrico, E_{oed}^{ref} :

Este se obtiene mediante un ensayo edométrico. Para este trabajo, el módulo de deformación edométrico al confinamiento de referencia que se ha utilizado es 4 MPa, en base a las observaciones de Bhanbhro et al., (2018), donde los módulos edométricos son cercanos a 2/3 del módulo de deformación triaxial.

El valor escogido es consistente con la relación propuesta en Obrzud y Truty (2018):

$$E_{oed}^{ref} \cong E_{50}^{ref} (K_0^{NC})^m \quad (5.26)$$

Donde K_0^{NC} es el coeficiente de empuje en reposo para un material normalmente consolidado (se puede obtener mediante la fórmula de Jaky (Jaky, 1948)).

Módulo de deformación de carga y descarga, E_{ur}^{ref} :

Obrzud y Truty (2018) proponen que el módulo de deformación de carga y descarga es entre 2 y 6 veces mayor al módulo de deformación triaxial. El valor de E_{ur}^{ref} también modifica la curva de degradación de rigidez del material. Considerando estos dos factores, se escoge un valor de 36 MPa.

Parámetro de potencia, m:

El valor de este parámetro define la evolución de los módulos de elasticidad en función de confinamiento lateral del material. Se escoge el valor de 0.5, como un valor recomendado para el tipo de material.

Cohesión, c:

Se escoge el valor de 7 kPa, para el modelo base y dos valores adicionales (4.76 y 10.29 kPa) para los modelos complementarios del análisis principal, según lo definido en el capítulo 3.

Angulo de fricción interna, ϕ' :

El valor escogido para el ángulo de fricción del material es de 30°, en base a lo explicado en el capítulo 3.

Angulo de dilatancia, ψ' :

Se escoge un valor 0° , porque se espera un material de características sueltas, por lo tanto, con un comportamiento contractivo.

Módulo de Poisson para pequeñas deformaciones, ν_{ur} :

El módulo de Poisson es un parámetro que varía en función de la deformación a la cual está sometido el material, de forma generalmente creciente. Su valor inicial, es decir, el módulo de Poisson ante pequeñas deformaciones se fija en 0.2, ya que corresponde a un valor característico para arenas, arcillas y rocas (Mayne et al., 2009).

Razón de resistencia, R_f (-):

Este parámetro corresponde a la razón entre la asíntota de la hipérbola de grandes deformaciones y la recta definida por el criterio de falla de Mohr Coulomb. En vista de la ausencia de ensayos triaxiales, se fija R_f en 0.9, correspondiente al valor predeterminado y recomendado por el programa.

Presión de confinamiento de referencia, p_{ref} (kPa):

Define el confinamiento al cual estarán asociados los módulos de deformación de referencia. Se establece $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$, en vista a escoger un valor de confinamiento en el que hay ensayos de referencia y como un estado tensional realista para el problema, dado su peso específico unitario, altura y coeficiente de empuje en reposo, K_o^{NC} .

Módulo de corte secante máximo, G_0 (GPa):

La expresión matemática que permite estimar la rigidez de corte de un material es:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (5.27)$$

Debido a que la rigidez del modelo constitutivo varía en función de, principalmente, el confinamiento, no es posible utilizar esta expresión de forma directa para determinar el módulo de deformación de corte.

Para determinar este parámetro se simuló un registro de baja amplitud en un estrato de 15 metros de espesor y mallado equivalente, y se calibró G_0^{ref} para que la función de transferencia obtenida

entre la superficie base del modelo y la superficie libre coincide con el primer modo de vibración según la teoría unidimensional de propagación de ondas (Figura 5.4). El valor de G_0^{ref} obtenido es de 80 MPa.

Este valor es consistente tanto con la relación entre los valores obtenidos por ley de potencia de la rigidez de corte (Ecuación 5.29), suponiendo un esfuerzo principal menor promedio, σ_3^{prom} , de -63.75 kPa como con la expresión analítica (Ecuación 5.30). Notar que σ_3^{prom} es definido negativo para la compresión.

$$-\sigma_3^{prom} = \gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot K_0^{nc} \Leftrightarrow \sigma_3^{prom} = -63.75 \text{ kPa} \quad (5.28)$$

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma_3^{prom} \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p^{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m = 65.8 \text{ MPa} \quad (5.29)$$

$$G = \rho \cdot V_s^2 = 69.3 \text{ MPa} \quad (5.30)$$

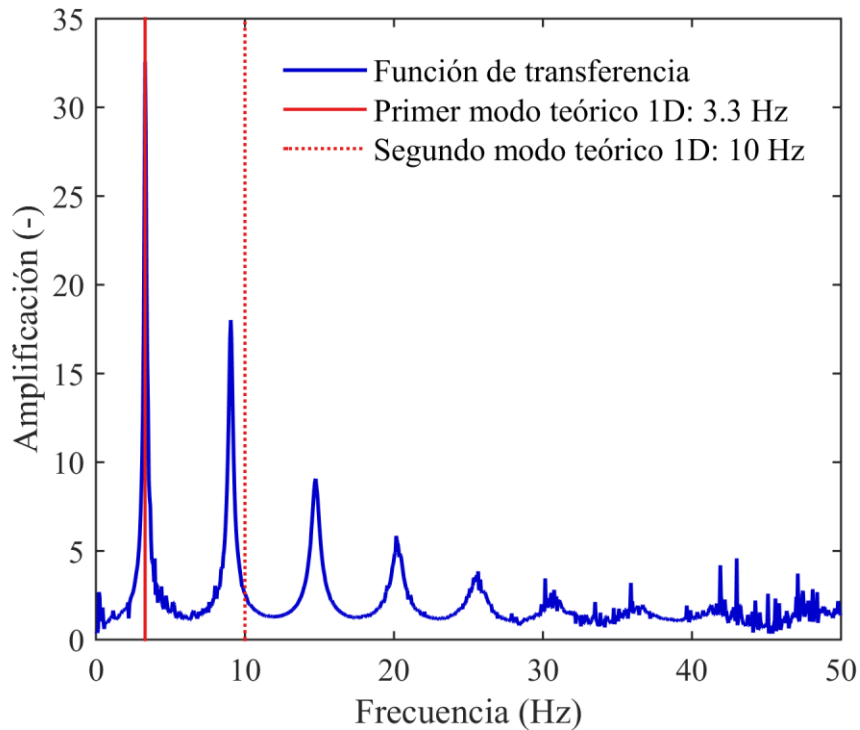


Figura 5.4. Función de transferencia de un estrato equivalente de material de relaves ante un registro de baja intensidad. Material con amortiguamiento de Rayleigh de 2% en 3.3 y 16.5 Hz.

Deformación angular al 70% de G_0 , $\gamma_{0.7}$ (-):

Este parámetro define tanto la curva de degradación de la rigidez como la curva de amortiguamiento histerético del material. Su calibración se realiza mediante la comparación de las curvas obtenidas a partir de los parámetros del modelo (curvas propuestas) y las curvas obtenidas en el trabajo doctoral de Darendeli (2001) para 10 ciclos de 1 Hz. Estas curvas se comparan en un mismo nivel de confinamiento, $\sigma'_3 = 1 \text{ atm}$, y una misma relación de preconsolidación, $OCR = 1$. El valor de $\gamma_{0.7}$ escogido es de $3 \cdot 10^{-4}$.

El comportamiento del material de relaves ante bajas deformaciones queda definido por las curvas de degradación y amortiguamiento presentadas en las Figuras 5.5 y 5.6, respectivamente. Notar que a muy bajas deformaciones ($< 10^{-4}$) las curvas de amortiguamiento experimentales difieren considerablemente con las propuestas. Por esto, se agrega una pequeña fracción de amortiguamiento de Rayleigh que engloba los fenómenos disipativos no histeréticos.

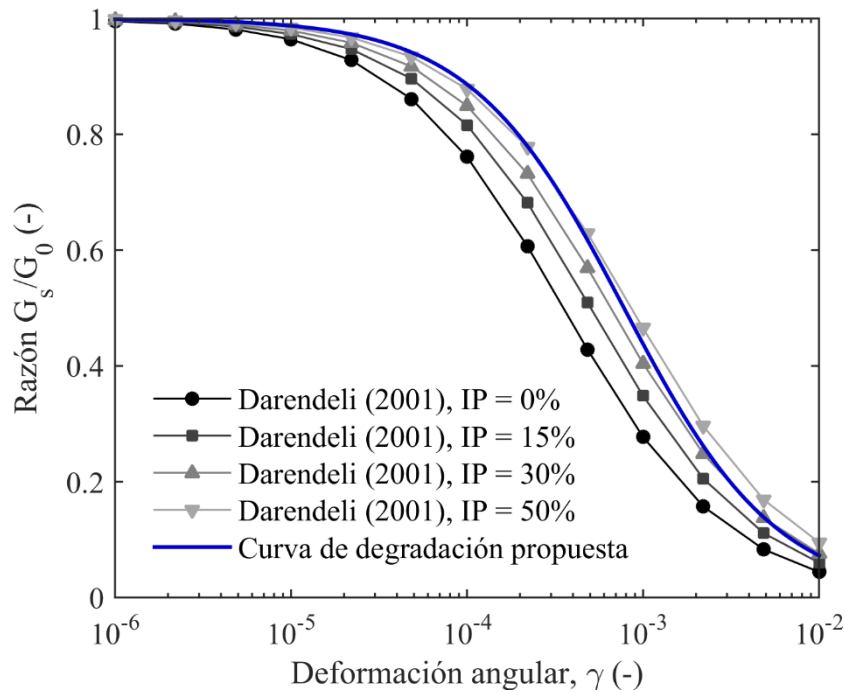


Figura 5.5. Curva de degradación de rigidez propuesta, para un confinamiento de 100 kPa. Se comparan con las curvas desarrolladas por Darendeli (2001) para distintos índices de plasticidad.

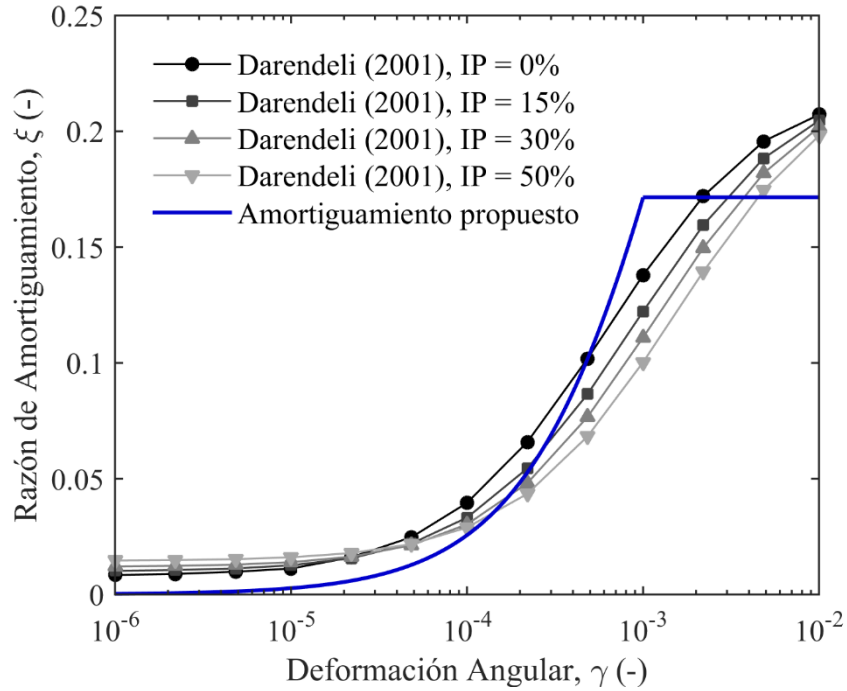


Figura 5.6. Razón de amortiguamiento histerético propuesta, para un confinamiento de 100 kPa. Se comparan con las curvas desarrolladas por Darendeli (2001) para distintos índices de plasticidad.

La Tabla 5.2 muestra el resumen de los parámetros escogidos para el modelo constitutivo del material de relaves de los depósitos abandonados de la zona centro-norte de Chile.

Tabla 5.2. Parámetros de entrada escogidos para el modelo constitutivo Hardening Soil with small strain (HSS) que describe el comportamiento del material de relaves.

Característica	Valor
Peso específico, γ_{unsat} (kN/m^3)	17
Modulo debido a esfuerzos desviadores, E_{50}^{ref} (MPa)	6
Modulo debido a esfuerzos compresivos, E_{oed}^{ref} (MPa)	4
Módulo de carga y descarga, E_{ur}^{ref} (MPa)	36
Parámetro m	0.5
Cohesión, c' (kPa)	7
Angulo de fricción interno, φ' (°)	30
Angulo de dilatancia, ψ (°)	0
Módulo de Poisson en carga y descarga, ν_{ur} (-)	0.2
Razón de resistencia, Rf (-)	0.9
Presión de referencia, p_{ref} (kPa)	100
Módulo de corte secante máximo, G_0 (GPa)	80 MPa
Deformación angular al 70% de G_0 , $\gamma_{0.7}$ (-)	3×10^{-4}

5.2.4. Deconvolución y amortiguamiento de Rayleigh

Para introducir el registro horizontal de aceleraciones al modelo numérico se debe realizar un procedimiento de deconvolución del registro. Los sismos escogidos corresponden a mediciones en superficie, y se quiere reproducir estos registros en la superficie libre del modelo, para realizar las curvas de fragilidad referentes a una intensidad sísmica en este punto.

Antes de realizar el procedimiento de deconvolución se definen las fracciones de amortiguamiento de Rayleigh a utilizar en el material de relaves y el estrato de fundación. Este amortiguamiento queda definido por dos parámetros, un coeficiente asociado a la matriz de masa, α , y un coeficiente asociado a la matriz de rigidez, β :

$$\alpha = \frac{4\pi\xi f_1 f_2}{f_1 + f_2} \quad (5.31)$$

$$\beta = \frac{\xi}{\pi(f_1 + f_2)} \quad (5.32)$$

Donde ξ es una fracción de amortiguamiento de referencia y f_1, f_2 frecuencias de referencia. Para el material de relaves, se escoge un amortiguamiento de Rayleigh definido por una razón de amortiguamiento del 1%, valor común en la práctica y en investigaciones similares, y frecuencias $f_1 = 3.3 \text{ Hz}$ y $f_2 = 16.5 \text{ Hz}$, correspondientes al primer y tercer modo fundamental del estrato de relaves. Estos valores de frecuencia se escogieron en base a las recomendaciones de Tsai et al. (2014).

El estrato de fundación corresponde a un material lineal elástico, por lo que la única forma de amortiguamiento está dada por el amortiguamiento de Rayleigh. Éste se determina mediante una fracción de amortiguamiento del 4%, correspondiente a un valor característico para pequeñas deformaciones (Tsai et al., 2014), y las mismas frecuencias f_1 y f_2 del material de relaves.

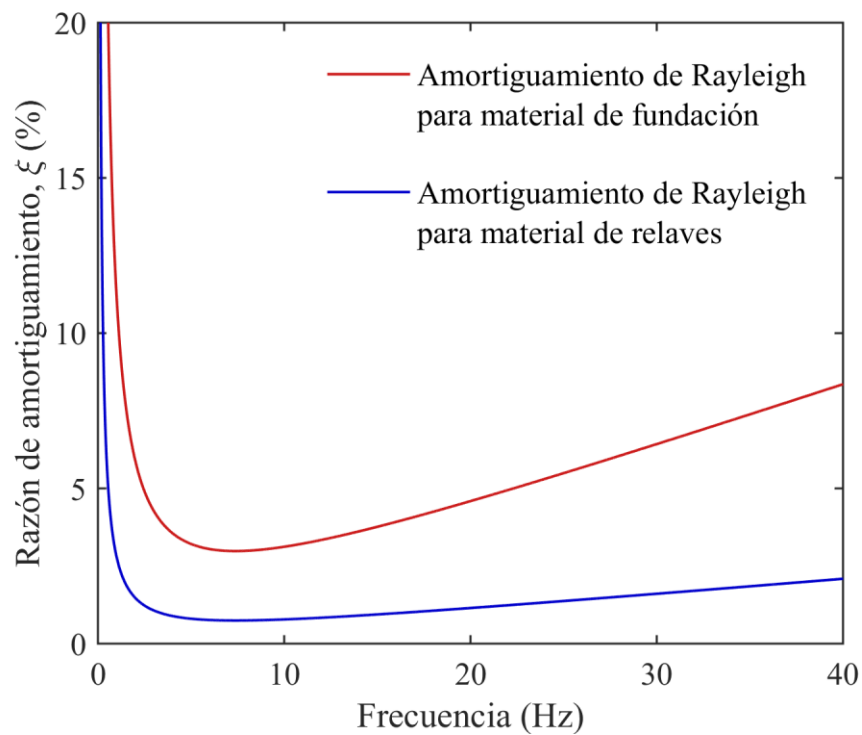


Figura 5.7. Amortiguamiento de Rayleigh en función de la frecuencia para los materiales constituyentes del modelo numérico.

Una vez definida la función de amortiguamiento, el registro se deconvoluciona en el espacio de las frecuencias mediante el software DeepSoil v7 (Hashash et al., 2020), considerando un estrato de

30 m de material con un comportamiento elástico, una velocidad de onda de corte de 800 m/s y un peso unitario de 20 kN/m³.

El programa no presenta la opción para deconvolucionar registros con amortiguamiento de Rayleigh en el espacio de las frecuencias, por lo que se opta utilizar un amortiguamiento constante de 4%, correspondiente al amortiguamiento en la frecuencia de mayor interés, la frecuencia fundamental del depósito.

Para determinar el rendimiento de estas deconvoluciones se realiza una comparación entre IMs. El sismo deconvolucionado se introduce en la base de un modelo equivalente del estrato de fundación, y se mide el registro de aceleraciones obtenido en la superficie libre del modelo (denotado “Registro SL Plaxis2D). Posteriormente se obtiene el espectro elástico de respuesta con 5% de razón de amortiguamiento, $Sa_{modelo}(T)$, y se compara la aceleración espectral en el período de interés (0.3 s), a través de la relación 5.33.

$$\Delta_{Sa} = \frac{|Sa_{modelo}(0.3 s) - Sa_{original}(0.3 s)|}{Sa_{original}(0.3 s)} \cdot 100\% \quad (5.33)$$

El menor error de esta metodología es de 3.39 %, como se observa en la Tabla 5.3. El registro de aceleraciones, la intensidad de Arias y el espectro de respuesta de ambos sismogramas se comparan en el Anexo A. Se observa un buen ajuste entre el registro obtenido en la superficie del modelo y los registros instrumentales que se buscan simular.

Se debe notar que se cortaron los registros originales, cuidando de considerar al menos desde el 2.5% al 97.5% de la intensidad de Arias del movimiento principal. Se habla de movimiento principal porque algunas estaciones que registraron el sismo del 2014 contienen un segundo tren de pulsos de aceleraciones en el mismo registro, considerablemente separado del primer movimiento, el cual se ha considerado como un evento diferente.

Tabla 5.3. Error en el proceso de deconvolución de los registros seleccionados.

Numero	Referencia	Error Sa (0.3s) (%)
1	'PB01-1'	1,21
2	'LOA-1'	0,67
3	'TOCO-1'	2,08
4	'VALU-2'	2,88
5	'SFEL-2'	2,10
6	'CURI-2'	2,92
7	'T05A-2'	2,07
8	'PB06-1'	3,39
9	'PB05-2'	1,78
10	'C18O-1'	2,27
11	'TOCO-2'	2,22
12	'T09A-1'	1,20
13	'TOCP-2'	2,88
14	'MNM CX-2'	1,75
15	'T08A-2'	2,69
16	'ILO-1'	2,83
17	'T05A-1'	2,84
18	'TA01-1'	0,26
19	'PB07-2'	1,04
20	'T08A-1'	0,61
21	'C18O-2'	1,28
22	'CO03-1'	0,65
23	'T06A-2'	1,10
24	'PB04-2'	1,08
25	'PSGCX-2'	0,59
26	'CO03-2'	0,34
27	'TAL-2'	0,14
28	'TOCP-1'	0,70
29	'TAL-1'	0,78
30	'PB05-1'	0,31

6. Comportamiento del modelo de elementos finitos

En el presente capítulo se muestra la respuesta del modelo dinámico ante los registros de aceleraciones horizontales, en términos de aceleraciones, desplazamientos verticales y horizontales, funciones de transferencia, espectros de respuesta elásticos y localización de superficies de falla.

6.1. Desplazamientos nodales

El modelo numérico que se ha generado para representar la respuesta sísmica de los depósitos de relaves abandonados contiene un material elastoplástico, con capacidad de acumular deformaciones. Estas deformaciones se traducen en desplazamientos cosísmicos permanentes, los cuales comúnmente indican el desempeño de las estructuras de tierra (Bray y Travasarou, 2007). Algunos investigadores han catastrado estructuras de tierra y enrocado luego de terremotos, estableciendo relaciones entre el daño y sus asentamientos verticales permanentes (Pells y Fell, 2003; Swainsgood, 2013).

Los nodos del talud se desplazan permanentemente tanto vertical como horizontalmente por acción de las fuerzas sísmicas. Las magnitudes de estos desplazamientos son crecientes cuando la medida de intensidad, $Sa(T^*)$, aumenta. Las Figuras 6.1 y 6.2 muestran los contornos de desplazamientos permanentes obtenidos para un sismo, a dos niveles de intensidades distintos, tanto para desplazamientos nodales horizontales como verticales.

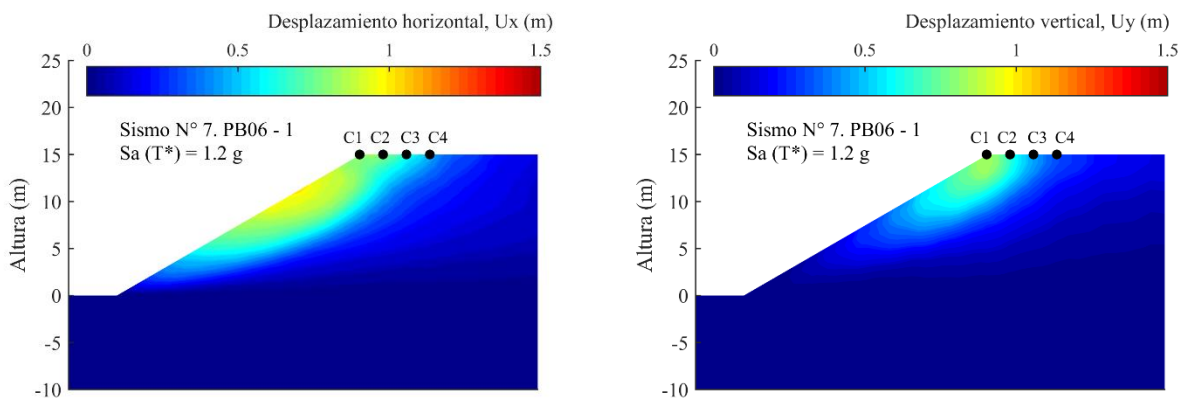


Figura 6.1. Contornos de deformaciones horizontales y verticales permanentes para el sismo N° 7, PB06-1, escalado a 1.2 g de aceleración espectral en el período de interés.

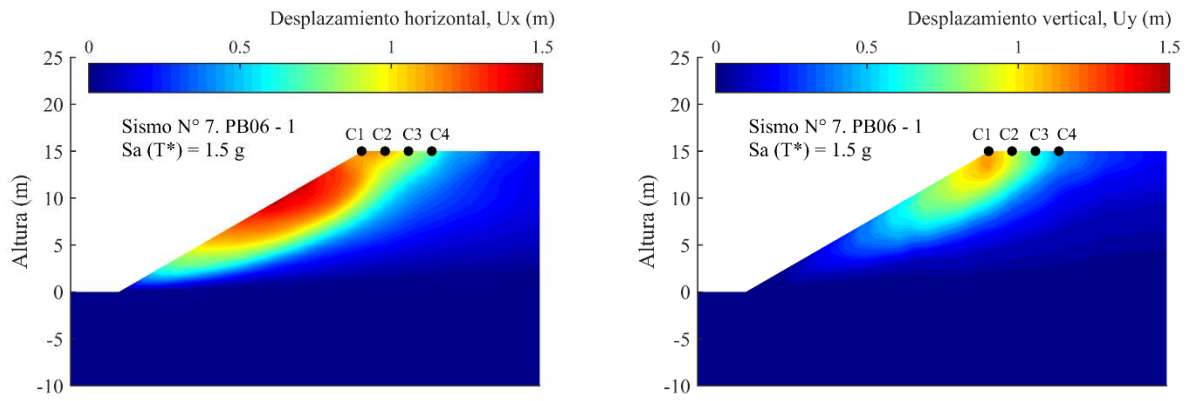


Figura 6.2. Contornos de deformaciones horizontales y verticales permanentes para el sismo N° 7, PB06-1, escalado a 1.5 g de aceleración espectral en el período de interés.

La Figura 6.3 muestra la evolución temporal de los desplazamientos horizontales y verticales de los distintos puntos de control del coronamiento, donde se observa la generación de deformaciones permanentes.

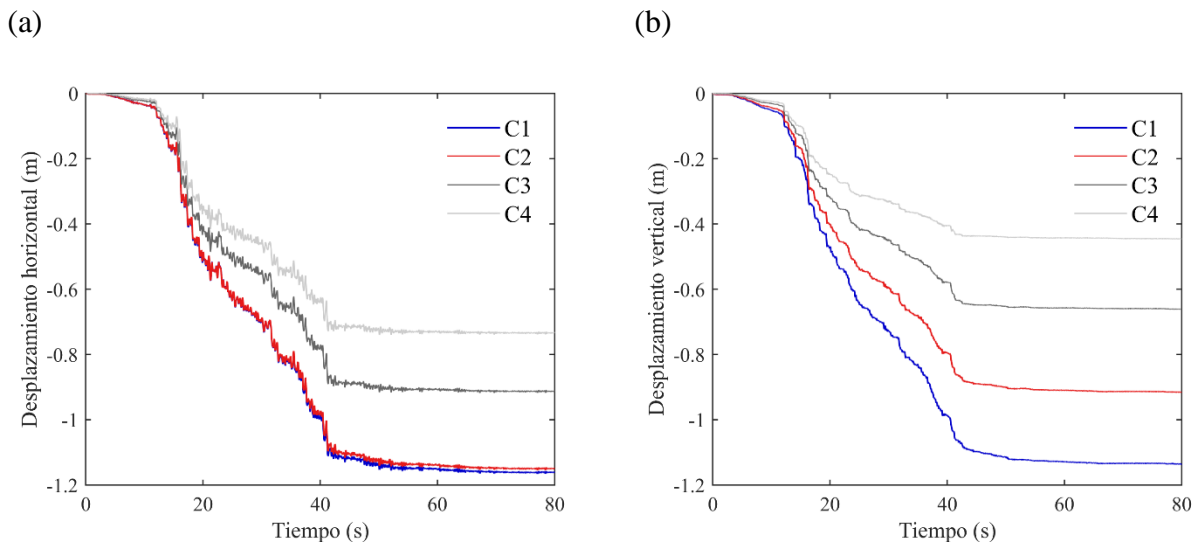


Figura 6.3. (a) Ejemplo de los desplazamientos horizontales de los puntos de control del coronamiento y (b) desplazamientos verticales en el tiempo. El registro corresponde a N°7 – PB06 1, escalado a 1.5 g de aceleración espectral en 0.3 segundos, para el caso de $c = 7 \text{ kPa}$.

El desplazamiento que caracteriza la respuesta sísmica del talud es el desplazamiento vertical del coronamiento, U_y , obtenido como el promedio del desplazamiento vertical permanente de dos

puntos: el vértice del coronamiento C1 y el punto C2, que se encuentra 2.5 metros a la derecha del vértice. Se escogen estos dos puntos porque:

- Las superficies críticas obtenidas mediante análisis pseudoestáticos con el método de equilibrio límite cortan el coronamiento a distancias inferiores a 5 metros medidos desde el vértice superior del talud para el caso base.
- Los puntos C1 y C2 se desplazan de forma muy similar en la dirección horizontal, como se puede observar en la Figura 6.3.a. A su vez, el desplazamiento horizontal en C3 difiere bastante del comportamiento de los primeros puntos, por lo que se asume que la dislocación que genera el comienzo de un deslizamiento del talud se produciría entre C2 y C3. Esto se ve reflejado en los contornos de desplazamientos horizontales de las Figuras 6.1 y 6.2, donde se observa un gran cambio de colores entre C2 y C3.

En cualquier caso, la respuesta en términos de daño del talud es independiente a la forma de calcular el desplazamiento vertical del coronamiento, ya que este desplazamiento se relaciona posteriormente con una variable denominada “área de falla”. Este análisis se presenta en el capítulo 8.

6.2. Deformaciones de corte y puntos de falla

Tanto en los análisis numéricos como en los métodos tradicionales basados en equilibrio límite (Fellenius, Bishop, Janbu, etc.), la pérdida de estabilidad de un talud está asociado a la generación de superficies de falla en la cual el material se encuentra en su estado de tensiones último. En un modelo numérico se pueden obtener las deformaciones angulares y determinar cuáles puntos de integración alcanzaron el criterio de falla durante el análisis dinámico.

Se define como punto de falla el punto de integración que alcanza la envolvente de falla al corte, dado por el criterio de Morh-Coulomb según la ley constitutiva que rige el comportamiento del material de relaves (HSS). Los puntos de falla se pueden asociar a un área efectiva, lo que permite obtener los niveles de daño independiente del mallado del modelo.

Tanto las deformaciones de corte como la cantidad de puntos de falla son crecientes a lo largo de análisis dinámico incremental, al igual que las deformaciones. La Figura 6.4 muestra un ejemplo de la evolución de estos parámetros según distintas intensidades.

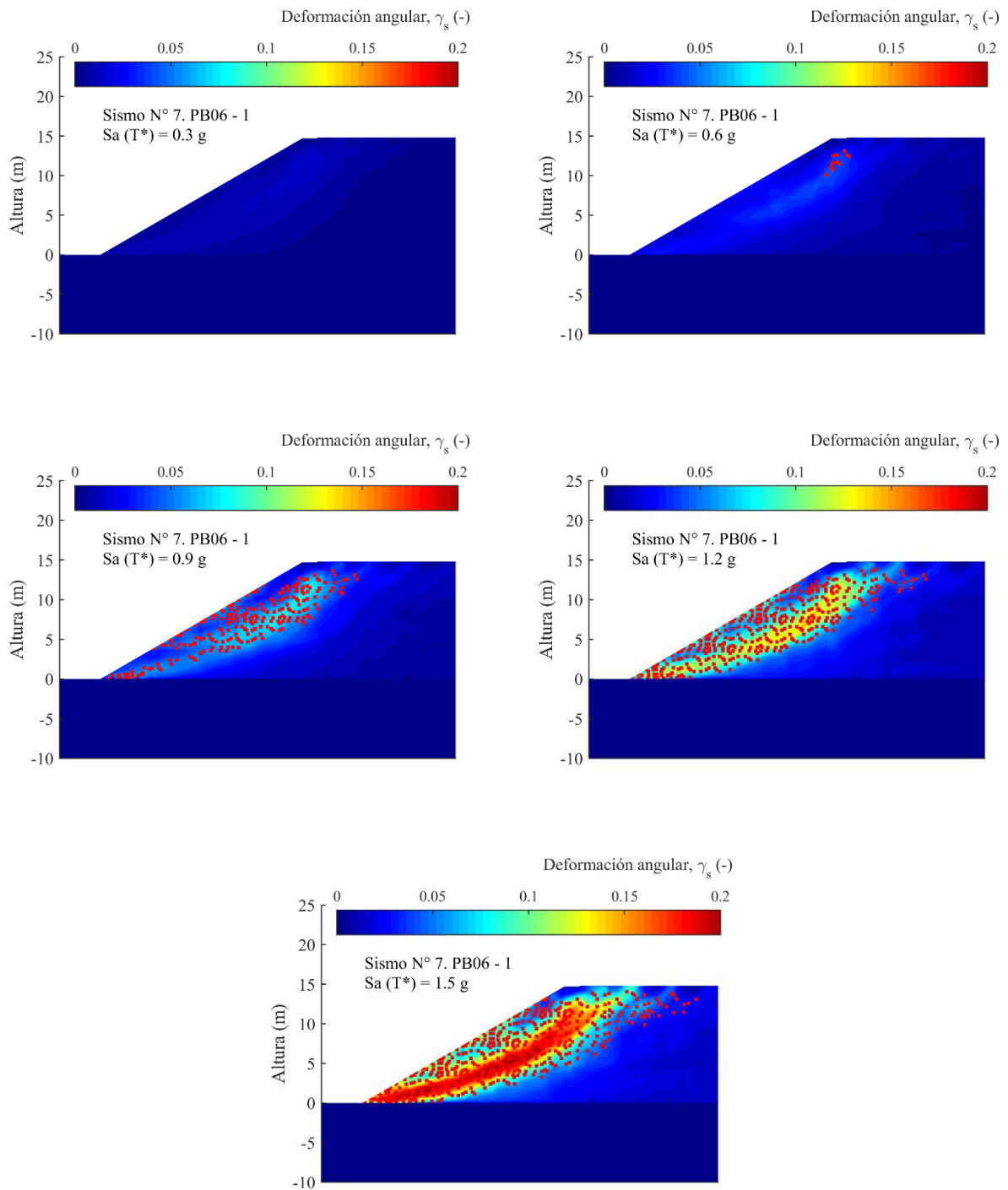


Figura 6.4. Contornos de deformaciones angulares y puntos de falla para el registro N° 7 - PB06 1, escalado a las 5 intensidades sísmicas propuestas, 0.3, 0.6, 0.9, 1.2 y 1.5 g de aceleración espectral en 0.3 segundos.

6.3. Respuesta Dinámica

Como lo indica la teoría de propagación unidimensional, las ondas se ven modificadas al pasar por un estrato de suelo, amplificando cierto contenido de frecuencias.

El estrato de fundación ha sido modelado con un material lineal elástico, por lo que la función de transferencia entre la base del modelo y la superficie del estrato se debe ajustar a la función teórica de la teoría unidimensional, independiente de la intensidad sísmica. Esta comparación se muestra en la Figura 6.7, donde se observa un buen ajuste para las frecuencias de resolución del estrato base. Notar que las diferencias para frecuencias de más de 30 Hz se deben a la diferencia entre el amortiguamiento de Rayleigh con el que se modela el estrato y el amortiguamiento constante con el que se calcula la función de transferencia teórica.

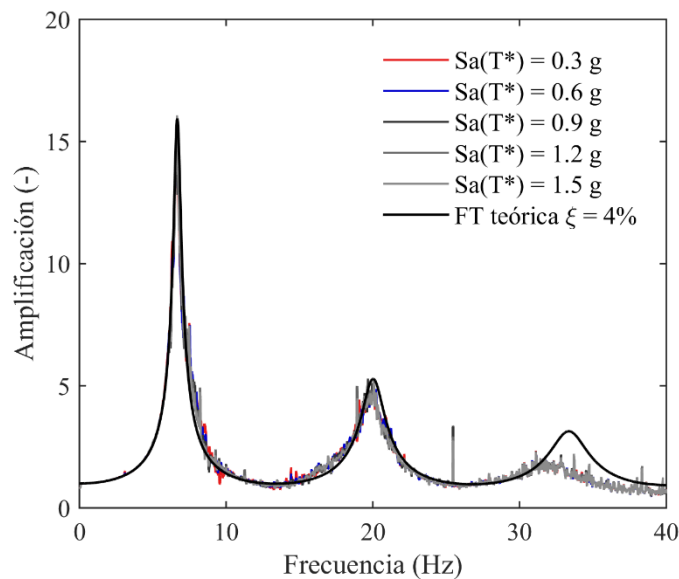


Figura 6.5. Funciones de transferencia entre la superficie libre del estrato de fundación y el registro input en la base del modelo para el registro N°7 – PB06 1.

Para observar la respuesta de la dinámica del modelo del depósito, en la Figura 6.6 se comparan los espectros de respuesta con 5% de razón de amortiguamiento, ξ , de los registros de aceleraciones obtenidos en el punto de control de la base del modelo (Input), el de la superficie libre del suelo de fundación (libre) y el de la superficie del depósito (Relaves).

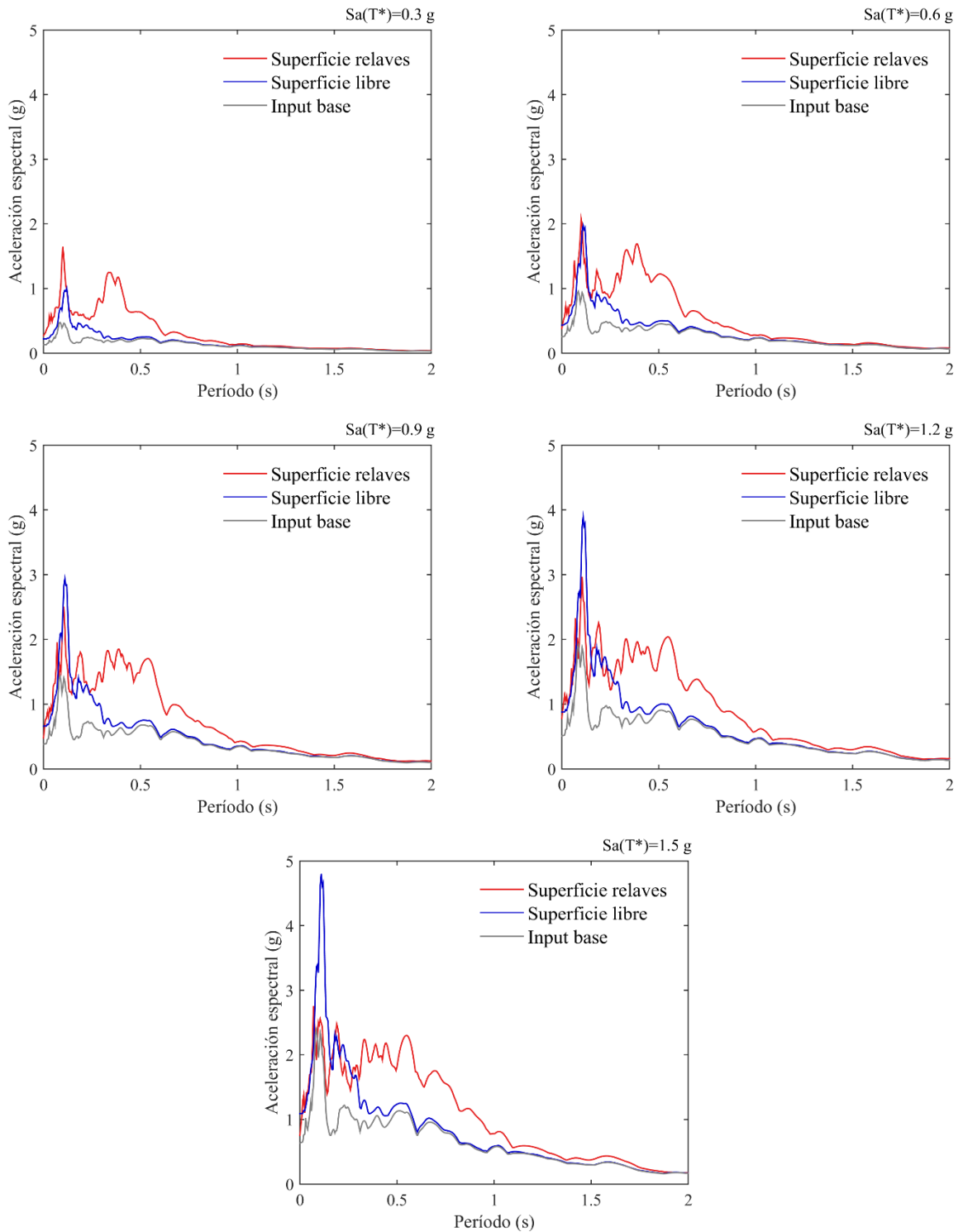


Figura 6.6. Espectros de respuesta de los registros obtenidos en los puntos de control, para el registro N° 7 – PB06 1, escalado a las 5 intensidades sísmicas propuestas, 0.3, 0.6, 0.9, 1.2 y 1.5 g de aceleración espectral en 0.3 segundos.

La Figura 6.6 muestra cómo, para bajas intensidades, el estrato de relaves amplifica períodos cercanos a la frecuencia fundamental de vibración, 0.3 segundos. Al aumentar la intensidad del input sísmico esta amplificación se traslada hacia períodos mayores y se observa una disminución de los niveles de amplificación, especialmente en períodos bajos, donde incluso hay deamplificación de la señal sísmica.

7. Análisis de la respuesta sísmica

La generación de las curvas de fragilidad está compuesta por dos etapas: el análisis de la respuesta dinámica del sistema dada una intensidad sísmica y el análisis de los niveles de daño en función de un parámetro de respuesta sísmica.

El análisis de la respuesta dinámica se evalúa comúnmente con un análisis dinámico incremental (Vamvatsikos y Cornell, 2002) o con sus derivados, como el análisis de múltiples franjas (Multiple Stripes Analysis, MSA). En este trabajo se evaluará la respuesta sísmica utilizando un MSA considerando los mismos registros sísmicos en todos los niveles de intensidad. La ventaja de este análisis es que permite obtener diferentes dispersiones para los distintos niveles de intensidad.

En este capítulo se muestra el procedimiento realizado para obtener las respuestas sísmicas del modelo numérico en función de la intensidad sísmica ($Sa(T^*)$ g). También se muestran las correlaciones obtenidas para algunas intensidades sísmicas de interés.

En total, se han ejecutado 600 análisis dinámicos, de los cuales 80 pertenecen a la etapa preliminar, 450 al análisis principal y 120 al análisis de sensibilidad. En este capítulo se muestran los resultados de la etapa preliminar y el análisis principal, mientras que el análisis de sensibilidad se explica en el capítulo 9.

7.1. Etapa preliminar

Con el objetivo de buscar una intensidad sísmica eficiente, es decir, con capacidad para estimar la respuesta dinámica con baja incertidumbre, se selecciona un set de 16 registros mediante un espectro condicionado en el PGA, en un valor de 0.47 g. La Figura 7.1 muestra los espectros de respuesta, con un amortiguamiento del 5%, de los registros seleccionados para la etapa preliminar y en la Tabla 7.1 se enumeran e identifican estos registros.

Con los registros seleccionados, se ejecutan 80 modelos dinámicos, correspondientes a los 16 registros de aceleraciones horizontales escalados a 5 niveles de intensidad: $PGA = [0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9]$ g. El modelo utilizado para este análisis corresponde al modelo base descrito en el capítulo 5.

Para la evaluación de la eficiencia, se grafican las respuestas en términos de desplazamientos verticales del coronamiento, U_y , en función de la intensidad sísmica, en un espacio log-log, y se mide el error cuadrático medio (RMSE) y el coeficiente de Pearson (R^2). La Figura 7.2 muestra un

ejemplo de la evaluación de eficiencia, para las aceleraciones espectrales en períodos de 0.1 y 0.3 segundos.

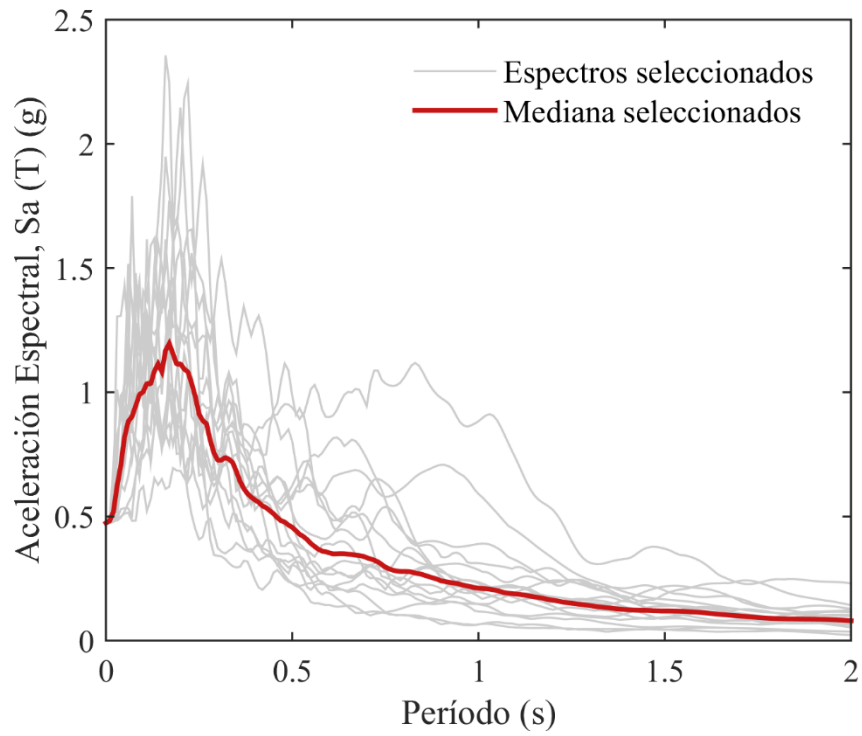
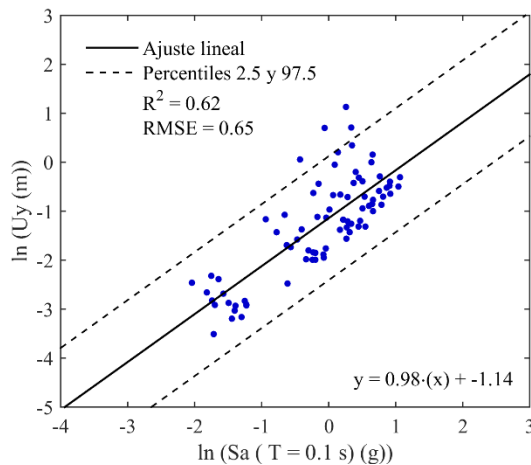


Figura 7.1. Espectros de respuesta de los registros seleccionados escalados para la etapa preliminar.

Tabla 7.1. Registros sísmicos seleccionados para la ejecución de los modelos de la etapa preliminar.

N° registro	ID Estación	Referencia	Evento	PGA (g)
1	C100	Andacollo	2015	0.31
2	CVCH	Convento Viejo	2010	0.49
3	PB05	Michilla	2007	0.34
4	T08A	Alto Hospicio	2014	0.44
5	TAL	Talca	2010	0.49
6	PB11	Quebrada Aricilda	2014	0.49
7	PB07	Cerro Tatas	2007	0.37
8	T03A	Iquique	2014	0.56
9	T09A	Pisagua	2014	0.40
10	TOCP	Tocopilla	2007	0.37
11	C180	Reten Hurtado	2015	0.51
12	CUY	Cuya	2014	0.50
13	SFEL	San Felipe	1985	0.42
14	GO01	Chusmiza	2014	0.36
15	LOA	El Loa	2007	0.34
16	TOCP	Tocopilla	2014	0.40

(a)



(b)

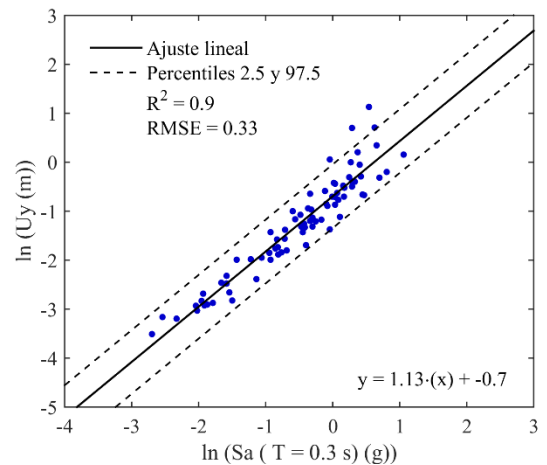


Figura 7.2. Correlación entre el desplazamiento vertical del coronamiento y la aceleración espectral en (a) un período de 0.1 s, (b) un período de 0.3 s.

En esta etapa se evaluaron solo las eficiencias de las IMs que cuentan con GMPE calibrada con sismos en territorio chileno. Céspedes et al., (2019) generaron un modelo predictivo para Intensidad de Arias y duración significativa. Si bien la Intensidad de Arias presenta una excelente correlación con el desplazamiento vertical del talud, la GMPE (Céspedes et al., 2019) presenta una dispersión muy alta comparada con los modelos de aceleraciones espectrales (Idini et al., 2017; Montalva et al., 2017). La duración significativa presentó una baja correlación con el fenómeno. Adicionalmente, los métodos de regresión utilizados por Céspedes et al., (2019) no distinguen la variabilidad intra-eventos e inter-eventos. Por todo esto, tanto Intensidad de Arias como duración significativa son descartadas.

Realizando la regresión para aceleraciones espectrales en múltiples períodos, se puede obtener un gráfico de la correlación, medida en RMSE o R^2 , en función del período a la cual fue obtenida la aceleración espectral, tal como se muestra en la Figura 7.3.

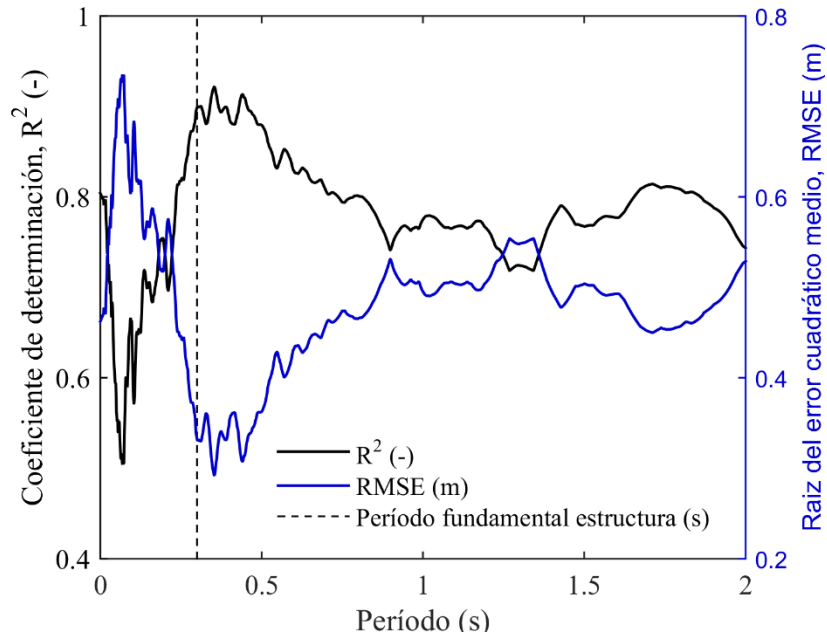


Figura 7.3. Correlación, en términos de R^2 y RMSE, para las aceleraciones espectrales de diferentes períodos. Se gráfica en línea punteada el período fundamental del depósito de relaves.

Se observa que, para el set de 16 registros seleccionados para la etapa preliminar, la respuesta sísmica en términos de desplazamientos verticales tiene una mayor correlación con las aceleraciones espectrales en períodos cercanos al período fundamental de la estructura. De forma más precisa, se observa la correlación en los períodos entre 0.3 y 0.5 segundos (1 y 1.66 veces el período fundamental, respectivamente) se mantiene alta, siendo consistente con el fenómeno de degradación de rigidez del material constituyente. Bray y Travararou (2007) observaron este fenómeno, obteniendo que la aceleración espectral es más eficiente en 1.5 veces el período fundamental de la estructura.

A pesar de esto, las funciones de correlación obtenidas son irregulares, provocando la duda sobre cuál es el período óptimo. Por esto, se decide utilizar la aceleración espectral en el período fundamental de la estructura, $S_a(0.3s)$, para el análisis principal de este trabajo. Esta etapa preliminar constituye la base de la elección del espectro condicionado explicado en el capítulo 4.

7.2. Análisis principal

El análisis principal comprende la respuesta dinámica del modelo bajo la sollicitación de 30 registros sísmicos, escalados en 5 niveles de intensidad distintos: $Sa(0.3 s) = [0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5] g$. Estos 150 registros de aceleración fueron ejecutados 3 veces, cambiando el valor de la cohesión del material de relaves, según el capítulo 3. Por lo tanto, el análisis principal está constituido por los resultados de 450 modelos dinámicos: 150 correspondientes al modelo base (cohesión de 7 kPa), 150 correspondientes al modelo con cohesión de 4.76 kPa y 150 correspondientes al modelo con cohesión de 10.29 kPa.

Para introducir los resultados obtenidos, se muestra la Figura 7.4, la cual contiene la nube de puntos (PGA, U_y) para los distintos valores de cohesión. En esta Figura se puede observar cómo la mayoría de los registros poseen PGAs recurrentes y medidos en las estaciones distribuidas en el territorio chileno.

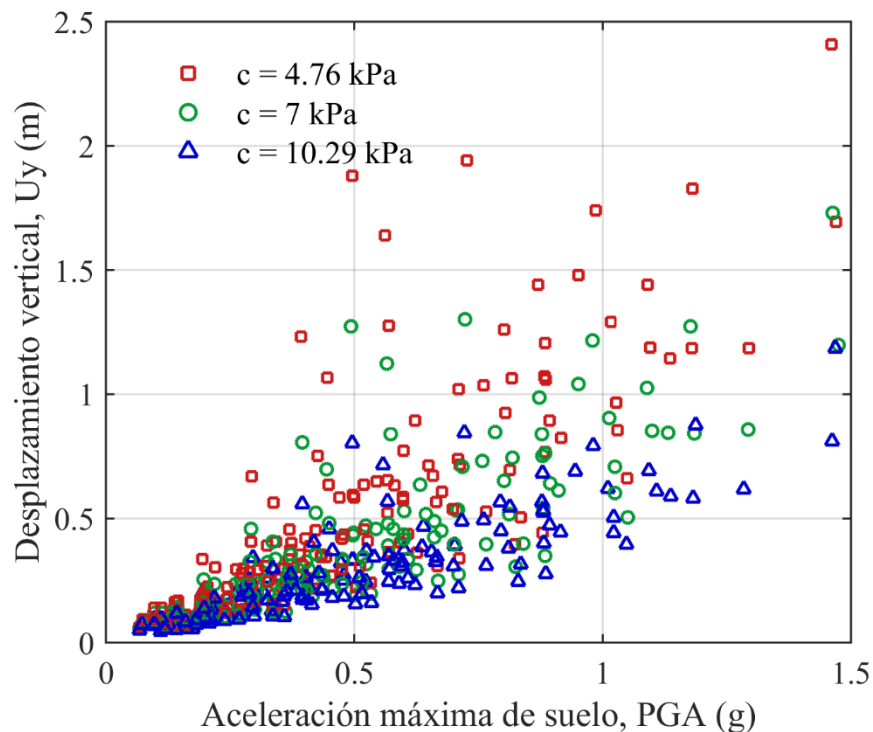


Figura 7.4. Desplazamientos verticales del coronamiento en función de las aceleraciones máximas de suelo, obtenidos a partir de la simulación de 450 modelos dinámicos.

El resultado más importante de la etapa de simulación es la obtención de las curvas que conforman el análisis de múltiples franjas (MSA). Estas curvas están dadas por los desplazamientos verticales

del coronamiento, Uy , en función de la aceleración espectral en el período condicionado de los registros utilizados. Los resultados se muestran desagregados según la cohesión del material de relave, en las Figuras 7.5, 7.6 y 7.7, y serán llamadas curvas IDA, ya que definen los resultados del Análisis Dinámico Incremental, en su versión MSA.

Estos gráficos muestran las medianas y medianas más/menos una desviación estándar de los desplazamientos verticales del coronamiento. Estas variables se estiman suponiendo una distribución lognormal, la cual se define por dos medidas, la mediana (\widehat{Uy}) y la desviación estándar de los logaritmos de Uy , β . Estos parámetros son estimados de la siguiente forma:

$$\ln(\widehat{Uy}) = \frac{\sum_i \ln(Uy_i)}{n} \quad (7.1)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\sum_i (\ln(Uy_i) - \ln(\widehat{Uy}))^2}{n - 1}} \quad (7.2)$$

Donde Uy_i corresponde al desplazamiento vertical del coronamiento generado por el registro i (en metros) y n al número de registros sísmicos por medida de intensidad. Para este análisis $n = 30$. La suma/resta entre la mediana y la desviación estándar de los logaritmos se realiza con la siguiente expresión:

$$\text{Mediana} \pm \beta = \exp(\ln \widehat{Uy} \pm \beta) \quad (7.3)$$

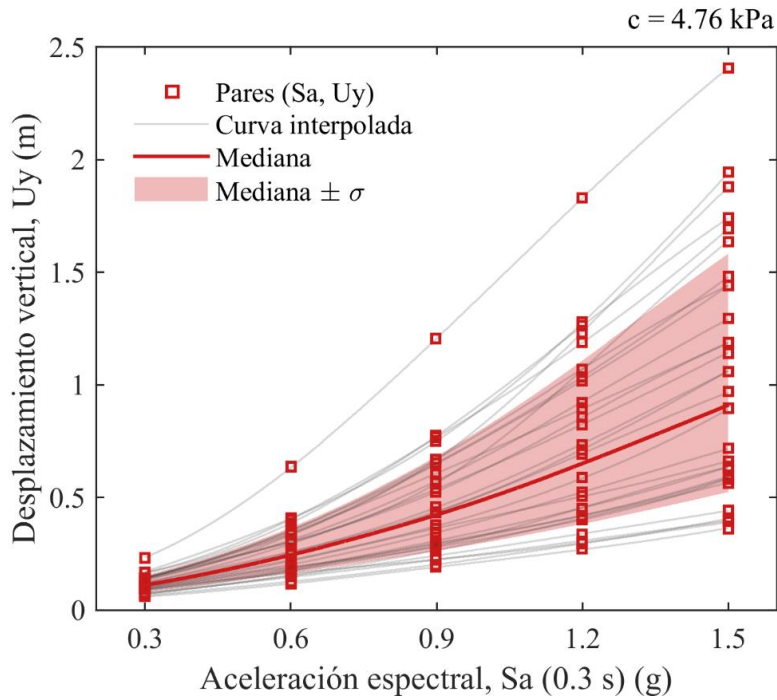


Figura 7.5. Curvas IDA obtenidas mediante el análisis de múltiples franjas de la respuesta dinámica del modelo sometido a 30 registros sísmicos escalados a los 5 niveles de intensidad, para el caso $c = 4.76 \text{ kPa}$.

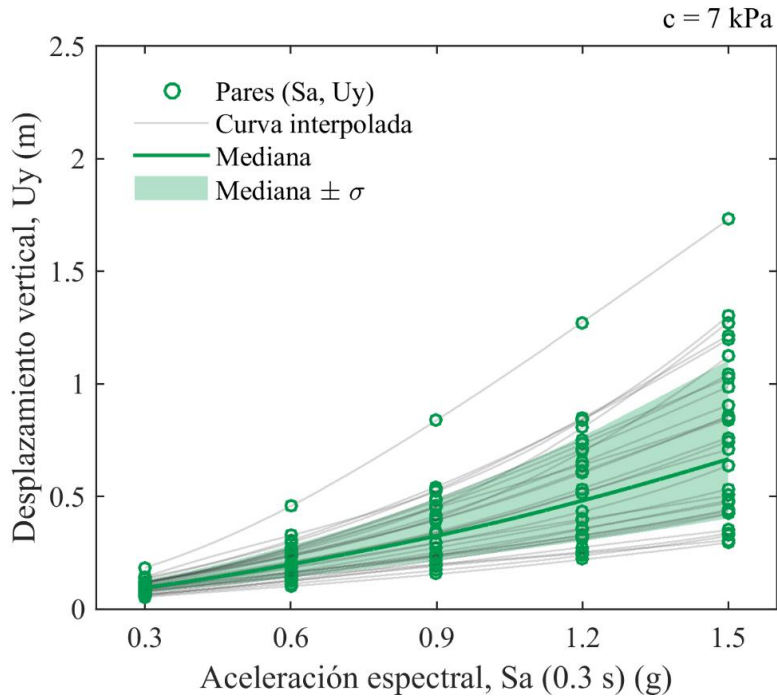


Figura 7.6. Curvas IDA obtenidas mediante el análisis de múltiples franjas de la respuesta dinámica del modelo sometido a 30 registros sísmicos escalados a los 5 niveles de intensidad, para el caso $c = 7 \text{ kPa}$.

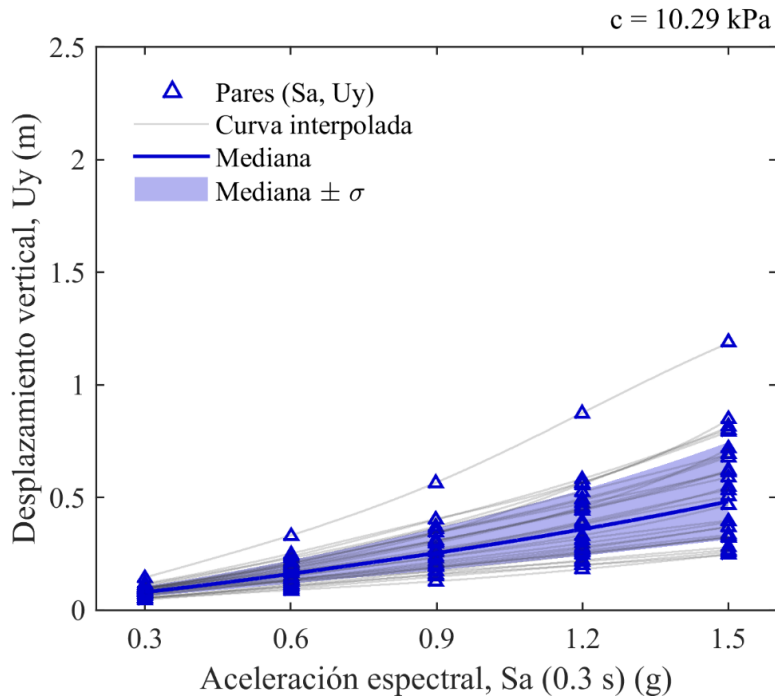


Figura 7.7. Curvas IDA obtenidas mediante el análisis de múltiples franjas de la respuesta dinámica del modelo sometido a 30 registros sísmicos escalados a los 5 niveles de intensidad, para el caso $c = 10.29 \text{ kPa}$.

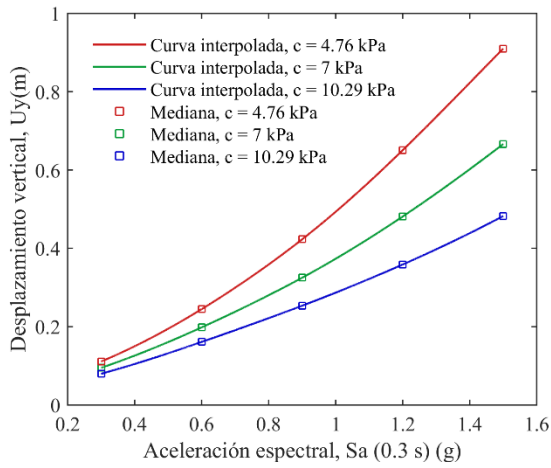
El objetivo de realizar un MSA es estimar la función de densidad de probabilidad $f_{EDP}(edp | IM = im)$. Estas distribuciones se construyen mediante los dos estimadores calculados anteriormente: la mediana \widehat{Uy} y la desviación estándar de los logaritmos β . Los valores de los estimadores se muestran en la Figura 7.8 y se tabulan en la Tabla 7.2.

Los parámetros tabulados para cada medida de intensidad son combinados para obtener una función de densidad de probabilidad lognormal, mediante la siguiente expresión:

$$f_{Uy}(uy | IM, c) = f_{Uy}(x, \widehat{Uy}, \beta) = \frac{1}{x \beta \sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\ln(x) - \ln(\widehat{Uy})}{\beta}\right)^2\right) \quad (7.4)$$

Los resultados relevantes para la construcción de curvas de fragilidad son precisamente estas funciones de distribución, las cuales expresan la densidad de probabilidad de un determinado desplazamiento dado un nivel de intensidad y una cohesión. Las funciones de distribución se muestran en el Anexo C.

(a)



(b)

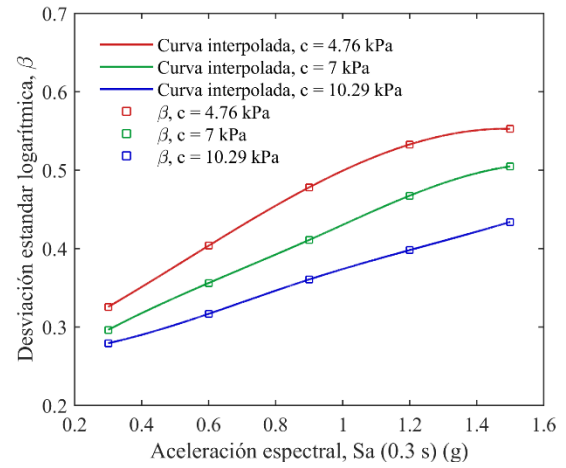


Figura 7.8. (a) Mediana de los desplazamientos en función de la aceleración espectral para cada banda, y (b) desviación estándar de los logaritmos de U_y para cada banda.

Tabla 7.2. Estimadores para las funciones de densidad de probabilidad $f_{EDP}(edp | IM = im)$.

Cohesión, c (kPa)	S_a (g)	Medianas \widehat{U}_y (m)	Desv. logaritmos β
4.76	0.3	0,111	0,326
	0.6	0,245	0,404
	0.9	0,423	0,478
	1.2	0,651	0,533
	1.5	0,910	0,553
7	0.3	0,095	0,296
	0.6	0,198	0,356
	0.9	0,325	0,411
	1.2	0,481	0,468
	1.5	0,666	0,505
10.29	0.3	0,080	0,279
	0.6	0,161	0,317
	0.9	0,254	0,361
	1.2	0,359	0,398
	1.5	0,483	0,434

7.3. Correlaciones y modelos de desplazamientos

Como resultado de los 450 modelos dinámicos realizados, se puede correlacionar los desplazamientos verticales del coronamiento y las distintas intensidades sísmicas en superficie.

El desplazamiento vertical del coronamiento es obtenido mediante el promedio de dos nodos de la malla, tal como se muestra en el capítulo 6. Además, los desplazamientos son bastante sensibles a los módulos de deformación y la altura del depósito. Por estas razones estas correlaciones solo muestran el comportamiento del modelo utilizado y son de carácter referencial para materiales, alturas y metodologías de medición similares.

Las correlaciones se miden en términos de coeficiente de determinación, R^2 , y la raíz del error cuadrático medio, RMSE, el cual es un estimador de la desviación estándar de los residuales. Las regresiones corresponden a regresiones lineales en un espacio log-log. El Anexo B contiene los resultados gráficos de las regresiones para 4 medidas de intensidad: $Sa(0.3s)$ (g), PGA (g), PGV (m/s) e IA (m/s). Estos gráficos contienen las fórmulas de regresión en formato:

$$y = ax + b \quad (7.5)$$

Modificando algebraicamente esta fórmula, se puede obtener la siguiente expresión para estimar los desplazamientos verticales del coronamiento en función de alguna IM.

$$Uy = e^b \cdot IM^a \quad (7.6)$$

En la Tabla 7.2 se presentan las correlaciones y los modelos de desplazamientos obtenidos en base a los 450 modelos dinámicos ejecutados. En esta se observa como la Intensidad de Arias corresponde a la medida de intensidad más eficiente de las evaluadas. También se debe notar que la medida de intensidad elegida para el desarrollo de las curvas de fragilidad, $Sa(0.3s)$, pierde eficiencia en comparación con el análisis de la etapa preliminar, hecho reflejado en la caída de su coeficiente de determinación (R^2) de 0.9 a 0.74, aproximadamente.

Tabla 7.3. Resultado de las regresiones para 4 intensidades sísmicas.

IM	c (kPa)	R^2 (-)	RMSE	Regresión
Sa (0.3s) (g)	4.76	0.72	0.46	$Uy (m) = 0.507 \cdot Sa^{1.30}$
	7.00	0.74	0.41	$Uy (m) = 0.387 \cdot Sa^{1.20}$
	10.29	0.76	0.36	$Uy (m) = 0.295 \cdot Sa^{1.11}$
PGA (g)	4.76	0.78	0.41	$Uy (m) = 1.041 \cdot PGA^{1.12}$
	7.00	0.78	0.37	$Uy (m) = 0.749 \cdot PGA^{1.03}$
	10.29	0.79	0.33	$Uy (m) = 0.538 \cdot PGA^{0.94}$
PGV (m/s)	4.76	0.84	0.35	$Uy (m) = 3.158 \cdot PGV^{1.23}$
	7.00	0.85	0.32	$Uy (m) = 2.054 \cdot PGV^{1.12}$
	10.29	0.85	0.28	$Uy (m) = 1.350 \cdot PGV^{1.03}$
IA (m/s)	4.76	0.96	0.18	$Uy (m) = 0.169 \cdot IA^{0.62}$
	7.00	0.96	0.17	$Uy (m) = 0.141 \cdot IA^{0.57}$
	10.29	0.96	0.15	$Uy (m) = 0.118 \cdot IA^{0.51}$

8. Estimación de daño

El segundo componente para construir una curva de fragilidad corresponde a la probabilidad de daño dado un parámetro de demanda, en este caso, desplazamientos verticales. Para curvas de fragilidad de elementos estructurales, este análisis se realiza generalmente con ensayos que permiten determinar un nivel de daño dado un EDP. Por la dificultad de generar ensayos para este tipo de análisis, se utiliza una metodología en base al análisis de los puntos de integración de la malla y su estado referente al criterio de falla del modelo constitutivo del material.

En el presente capítulo se definen los niveles de daño de forma cuantitativa y cualitativa, en base a la interpretación de la evolución de las áreas de falla del talud.

8.1. Estados de daño

Como se muestra en el capítulo 6, para cada modelo se obtiene la ubicación de los puntos de integración que alcanzaron la envolvente de falla, dada por el criterio de Mohr-Coulomb. Estos puntos de material no admiten más carga, deformándose en una condición de plasticidad perfecta. Al generarse un conjunto de puntos de Gauss en falla alineados en el talud, la estructura queda susceptible a un gran deslizamiento.

Para evitar la influencia de la malla en el análisis, cada punto de integración en falla se traduce como un área de falla equivalente, obtenida suponiendo que cada punto es representativo de una fracción del área total del elemento finito. Como los elementos de 15 nodos utilizados tienen 12 puntos de integración, la expresión para el área equivalente (A_{eq}) es:

$$A_{eq} = \frac{A_{elemento}}{12} \quad (8.1)$$

La sumatoria de estas áreas equivalentes en falla es normalizada por un área de interés (A_t), obtenida como la suma entre el triángulo que se forma entre el pie del talud, el vértice del coronamiento y la proyección del vértice en el estrato de fundación, y el cuadrado de lado igual a la altura del depósito contiguo al triángulo (Figura 8.1).

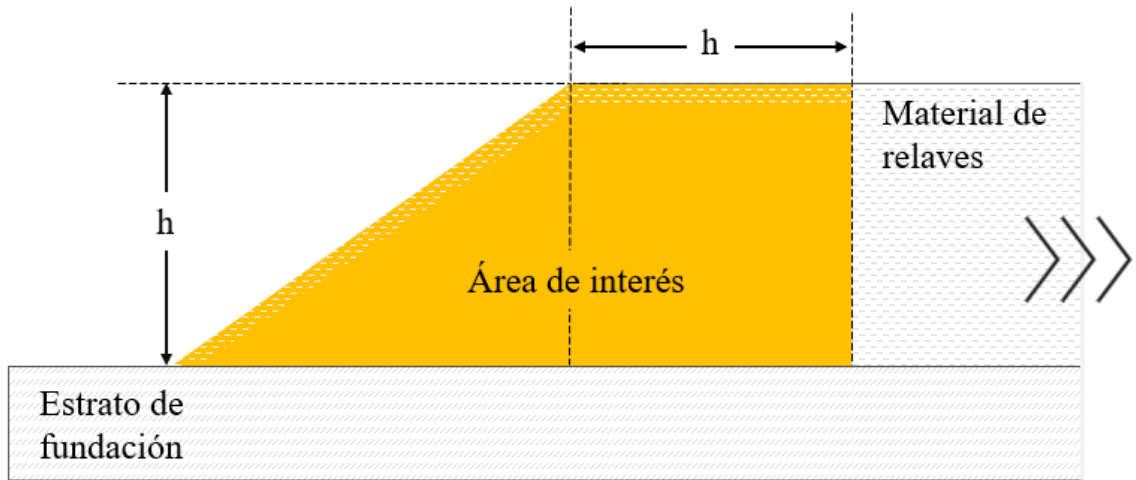


Figura 8.1. Esquema explicativo del área de interés.

Con esto se define la razón de área en falla como:

$$R_A = \frac{\sum A_{eq}}{A_t} \quad (8.2)$$

Esta metodología busca entender el comportamiento de la razón de área en falla en función de las deformaciones verticales del coronamiento. Para esto, en la Figura 8.2 se grafican las razones de área en falla en función de la deformación vertical de coronamiento U_y de los 450 modelos pertenecientes al análisis principal y se busca una función para ajustar los datos. La función escogida según el comportamiento de la nube de puntos obtenida corresponde a una función racional, determinada por la siguiente expresión:

$$F(x) = \frac{\sum_{i=1}^{n+1} p_i x^{n+1-i}}{x^m + \sum_{i=1}^m q_i x^{m-i}} \quad (8.3)$$

Donde $m = n = 5$. La regresión realizada tiene un coeficiente de determinación de $R^2 = 0.97$ y un error caracterizado por $RMSE = 0.035$. La Tabla 8.1 muestra el valor de los coeficientes p_i y q_i de la función ajustada.

Tabla 8.1. Coeficientes de la curva de daño en función del desplazamiento vertical

Coeficiente p_i	Valor (-)	Coeficiente q_i	Valor (-)
p_1	1.209	q_1	5.137
p_2	2.636	q_2	0.846
p_3	1.433	q_3	3.098
p_4	-1.104	q_4	-2.746
p_5	0.185	q_5	0.777
p_6	-0.008	--	--

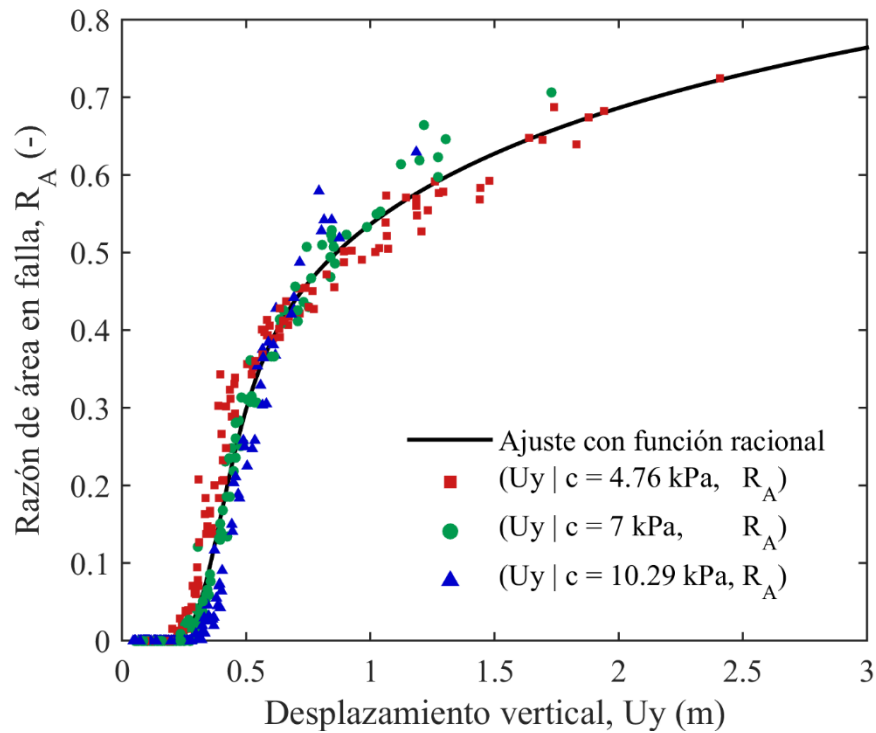


Figura 8.2. Razón de área en falla en función del desplazamiento vertical del coronamiento, para la estimación de los niveles de daño de la estructura.

A partir de la función obtenida y la observación de los contornos de deformaciones angulares, se estiman 3 niveles de daño, cuyas funciones de probabilidad dado un desplazamiento vertical de coronamiento se parametrizan mediante la función lognormal y se muestran en la Figura 8.7. Esta parametrización se superpone con la función de evolución de área en falla (ecuación 8.3) y sus derivadas en las Figuras 8.3 y 8.4, respectivamente, mediante la representación de la mediana y los

rangos intercuartílicos de los 3 niveles de daño. Es importante notar que las funciones de probabilidad que definen los niveles de daño no son mutuamente excluyentes.

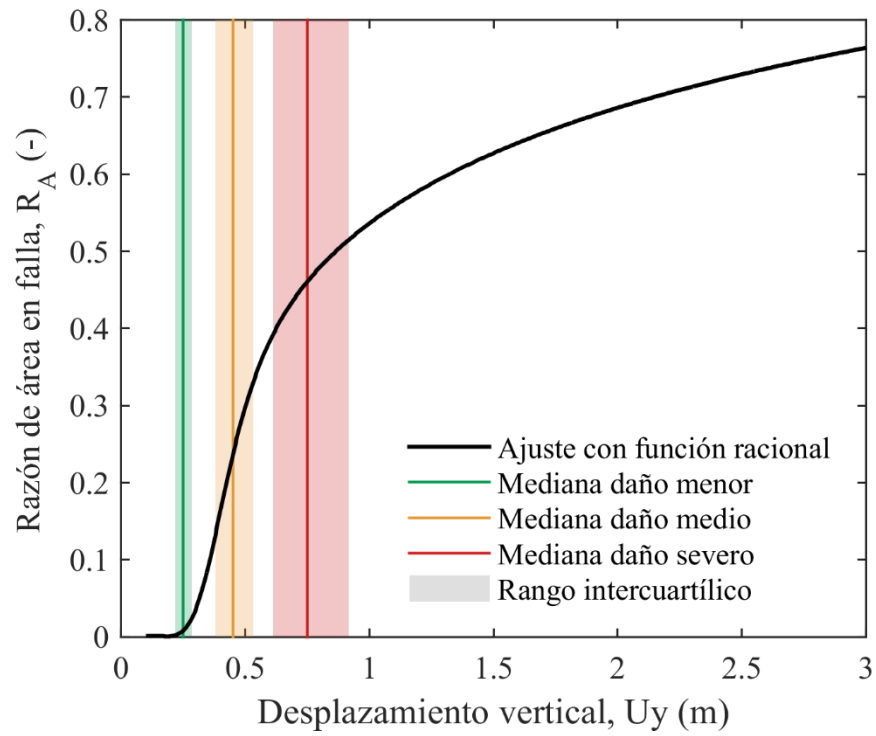


Figura 8.3. Razón de área en falla en función del desplazamiento vertical del coronamiento y los niveles de daño, denotados con su mediana y su rango intercuartílico.

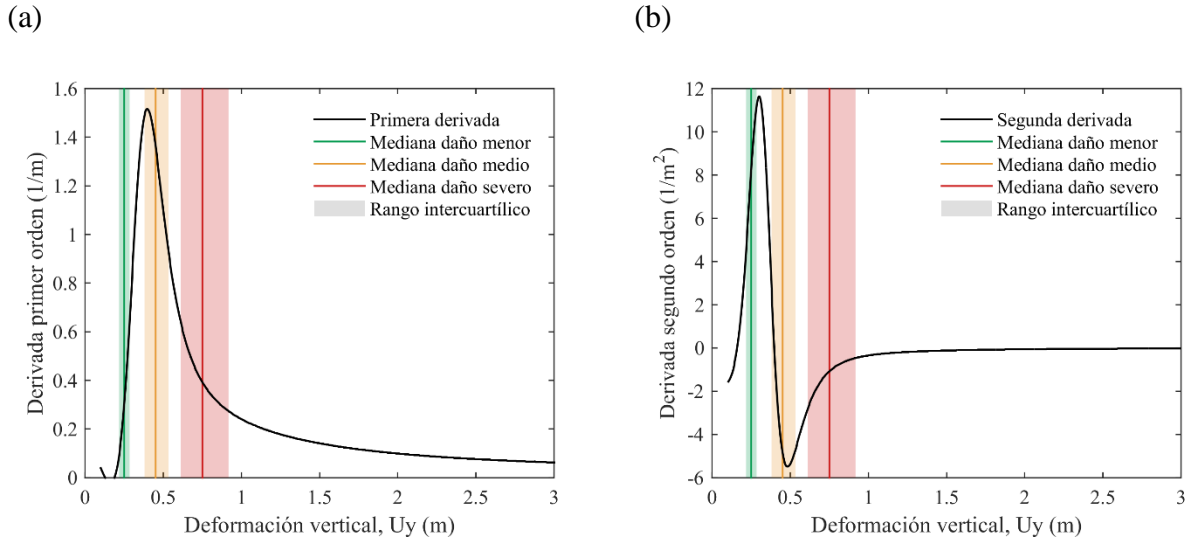


Figura 8.4. (a) Derivada de primer orden de la función de daño. (b) Derivada de segundo orden de la función de daño. Ambas Figuras muestran las medianas y los rangos intercuartílicos de los niveles de daño.

Los niveles de daño son descritos a continuación:

Daño menor:

Se define como daño menor el estado en el que se empiezan a generar áreas en falla en el talud del modelo numérico. La función de probabilidad que describe este estado capta lo observado en la Figura 8.2, donde se aprecia que la mayoría de los modelos incurren en este estado entre los 0.2 y 0.3 m de deformación vertical del coronamiento, definiendo el primer cambio de pendiente de la función ajustada.

La Figura 8.5 ejemplifica la apariencia de un modelo, en términos de contorno de deformaciones angulares y puntos de falla, con una deformación vertical del coronamiento de (a) $Uy = 0.22 \text{ m}$ y (b) $Uy = 0.27 \text{ m}$, los que tienen, aproximadamente, un 25% y 75% de probabilidades de presentar daño menor, respectivamente.

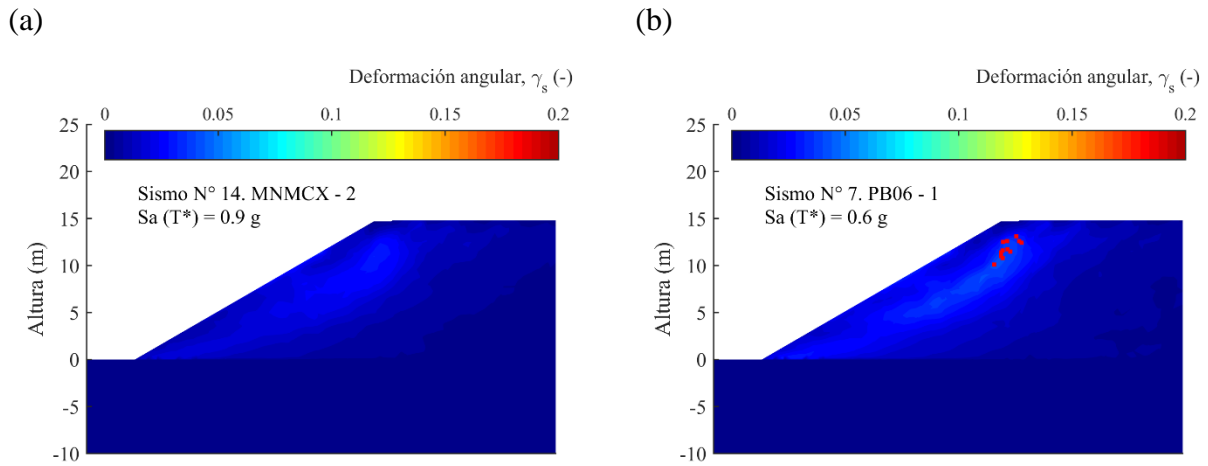


Figura 8.5. Contornos de deformaciones y puntos de falla para aproximadamente un (a) 25% y (b) 75% de presentar daño menor.

Daño medio:

Se define como daño medio el tramo de la función en la que el depósito presenta una alta tasa de aparición de área en falla (primera derivada sobre 0.7 (1/m)), lo que se interpreta como posibilidades de presentar conjuntos de puntos de integración en falla alineados, por lo tanto, probabilidades de deslizamientos locales en el talud. Este nivel de daño se parametriza con una función que concentra sus probabilidades de daño entre 0.3 y 0.6 m de deformación vertical, reflejado en una razón de área en falla del 5% al 40%. La mediana de este estado de daño se encuentra cercana al punto de mayor tasa de generación de puntos de falla.

La Figura 8.6 ejemplifica la apariencia de un modelo, en términos de contorno de deformaciones angulares y puntos de falla, con una deformación vertical del coronamiento de (a) $Uy = 0.36 \text{ m}$ y (b) $Uy = 0.53 \text{ m}$, los que tienen, aproximadamente, un 25% y 75% de probabilidades de presentar daño medio, respectivamente.

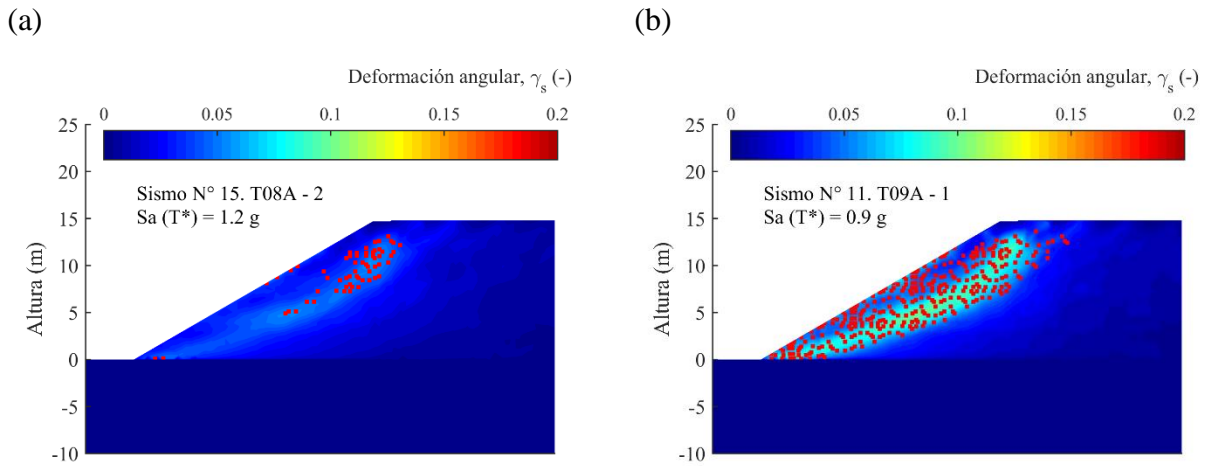


Figura 8.6. Contornos de deformaciones y puntos de falla para aproximadamente un (a) 25% y (b) 75% de presentar daño medio.

Daño severo:

Se define como el estado de daño que compromete la estabilidad global del talud. La función que modela este estado se parametriza definiendo el comienzo cuando se forma la primera superficie completa, desde el coronamiento al pie del talud, de puntos de Gauss que entran en falla, lo que ocurre alrededor de los 0.35 m de deformación vertical. El final del estado corresponde a la zona en que la tasa de aparición de puntos de fluencia se vuelve cuasi constante, lo que indica el momento en el que ya no hay más puntos de integración en los cuales redistribuir los esfuerzos que dejan de tomar los puntos en falla. La mediana de este estado de daño coincide con el valor de asentamiento del coronamiento que provoca un colapso según el criterio de Pells y Fell (2003).

La función de este nivel de daño se parametriza considerando lo antes expuesto, es decir, una función que concentra su probabilidad entre 0.35 y 1 m de deformación vertical.

La Figura 8.7 ejemplifica la apariencia de un modelo, en términos de contorno de deformaciones angulares y puntos de falla, con una deformación vertical del coronamiento de (a) $Uy = 0.61 \text{ m}$ y (b) $Uy = 0.91 \text{ m}$, los que tienen, aproximadamente, un 25% y 75% de probabilidades de presentar daño severo, respectivamente.

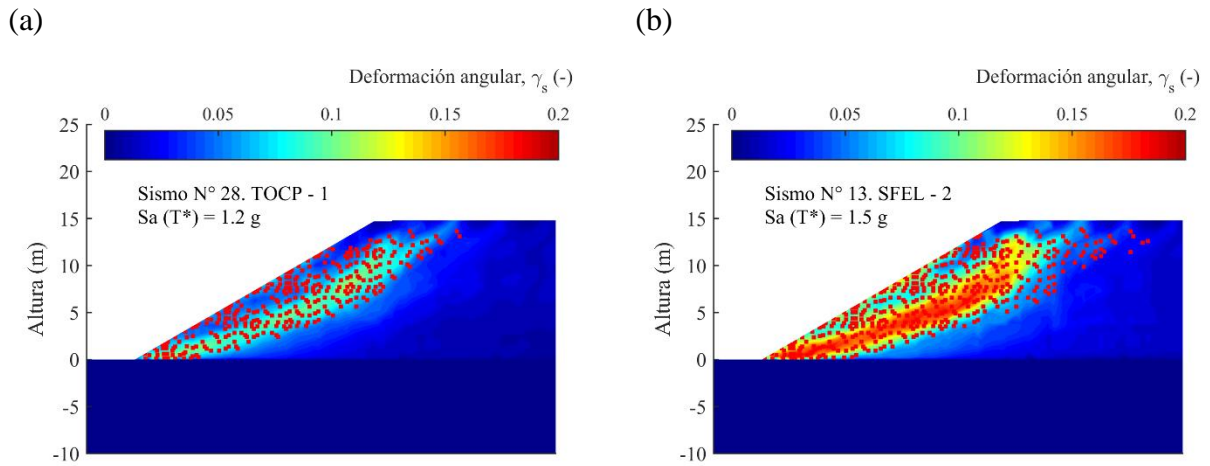


Figura 8.7. Contornos de deformaciones y puntos de falla para aproximadamente un (a) 25% y (b) 75% de presentar daño severo.

La definición de los niveles de daño se condensa en la Figura 8.8, que muestra las funciones que parametrizan la probabilidad de presentar un nivel de daño dado una deformación vertical del coronamiento.

La relación entre el área de falla y la deformación vertical es dependiente de las propiedades del material de relaves en el modelo, como altura y módulos de deformación, por lo que no es extrapolable. En el capítulo 9 se explica un procedimiento para entrar a estos niveles de daño considerando propiedades diferentes.

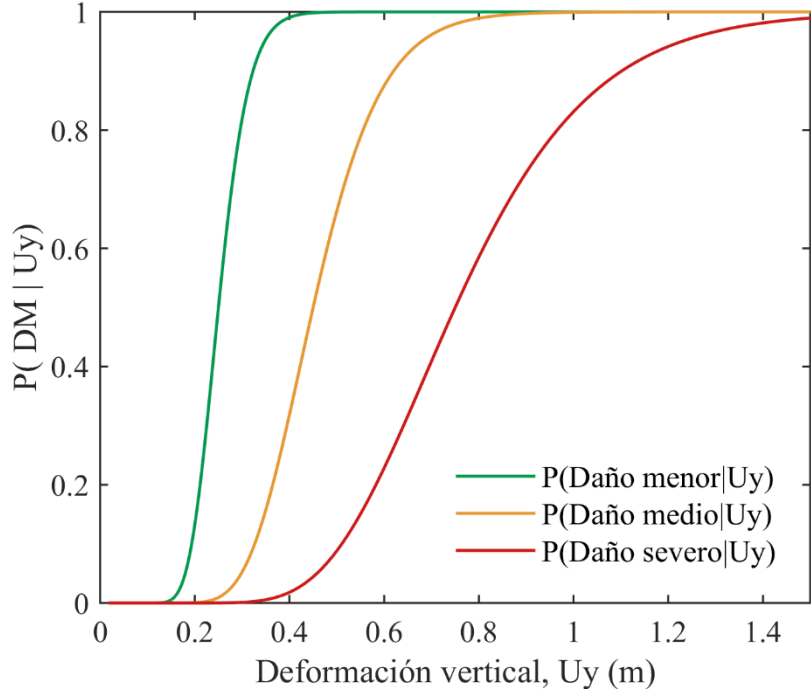


Figura 8.8. Probabilidad acumulada de un nivel de daño dado un desplazamiento vertical del coronamiento, Uy .

Cada función que define la probabilidad de daño dado un desplazamiento vertical es una función de distribución acumulada lognormal, definida por la siguiente expresión:

$$P(DM | Uy) = \Phi\left(\frac{\ln(Uy/\theta_{DM})}{\beta_{DM}}\right) \quad (8.4)$$

Donde DM es el nivel de daño, Uy es la deformación vertical en metros, θ_{DM} es la mediana de la función y β_{DM} es la desviación estándar del logaritmo de Uy . Estos dos últimos coeficientes se muestran en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2. Coeficientes para las probabilidades de daño en función de los desplazamientos verticales del coronamiento.

Nivel de daño	Mediana, θ_{DM} (m)	β_{DM} (m)
Daño menor	0.25	0.20
Daño medio	0.45	0.25
Daño severo	0.75	0.30

9. Análisis de sensibilidad

En este capítulo se estudia la sensibilidad del modelo dinámico ante la variación de 4 parámetros: la inclinación del talud, el ángulo de fricción interna, la rigidez del material de relaves y la altura del depósito. El objetivo de esta etapa es indicar la aplicabilidad de los modelos de desplazamientos ante las variaciones en los parámetros que controlan la respuesta y resistencia del modelo numérico propuesto.

Se estudiará la sensibilidad de los 4 parámetros para 3 sismos distintos, escalados en 5 niveles de intensidad. Esto se realizará ejecutando modelos dinámicos modificando el valor del parámetro sometido a sensibilidad. Cada parámetro tomará 2 valores distintos a los parámetros base (Tabla 5.2), por lo que esta etapa sintetiza los resultados 24 análisis dinámicos incrementales, evaluados en los 5 niveles de intensidad propuestos en el capítulo 6, lo que suma un total de 120 modelos dinámicos.

Los 2 valores adicionales en los cual se evalúa cada parámetro buscan crear un rango alrededor del valor base, por lo que toman un valor mayor y uno menor. El caso de la variación de rigidez del material, se varía un conjunto de parámetros que definen los módulos de deformación del modelo constitutivo, y se termina por crear dos casos: flexible y rígido.

Se escogieron 3 registros sísmicos para este análisis de sensibilidad, basados en que el set de registros sea espectralmente diferente, abarcando gran parte del contenido de frecuencias del espectro condicionado, para detectar si las diferencias son atribuibles a efectos dinámicos. Los espectros de los sismos seleccionados se muestran en la Figura 9.1, donde se observa que estos buscan seguir la mediana y los límites del espectro condicionado, dados por la mediana más y menos dos desviaciones estándar.

Antes de comparar los desplazamientos del talud en modelos con diferentes parámetros se requiere comprender tres consideraciones: la variación puede ocasionar (1) cambios en el nivel de estabilidad, (2) cambios en la relación entre daño y desplazamiento establecida por diferencias de rigidez del material y (3) cambios en la relación entre daño y desplazamiento establecida por diferencias de altura del talud:

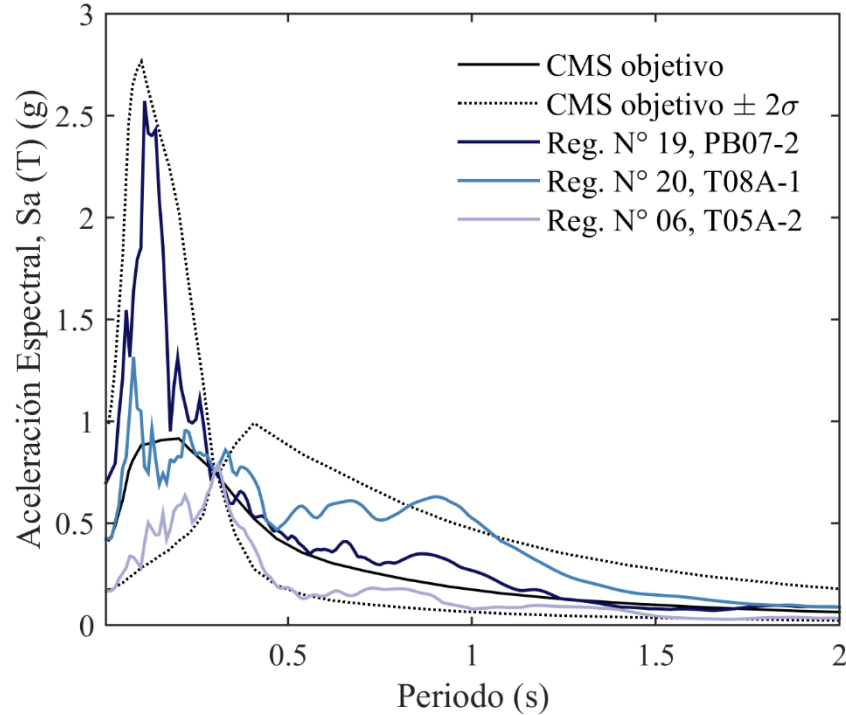


Figura 9.1. Comparación entre los espectros de los sismos elegidos para el análisis de sensibilidad y el espectro condicionado obtenido mediante los procesos descritos en el Capítulo 3.

- **Cambios en el nivel de estabilidad:**

Las variaciones en el ángulo de inclinación del talud, ángulo de fricción interna, cohesión y altura del talud cambian el nivel de estabilidad estático y pseudoestático del depósito. En numerosos métodos de estimación de desplazamientos cosísmicos de taludes (Newmark, 1965; Makdisi y Seed, 1978; Bray y Travasarou, 2007; Bray et al., 2018) el conjunto de parámetros que definen un nivel de estabilidad se reduce en un coeficiente sísmico de fluencia, k_y , el cual se define como el coeficiente sísmico horizontal que genera un factor de seguridad igual a 1.

En base a esto, los modelos ejecutados en el análisis principal definen 3 niveles de estabilidad distintos, dados por la variación en el valor de la cohesión. Para determinar los coeficientes de fluencia se realizan múltiples análisis pseudoestáticos donde el coeficiente sísmico horizontal, k_h , es variado entre 0 y 0.3. Para cada análisis, se obtiene el factor de seguridad de la superficie crítica en función del k_h . Este análisis se realiza mediante el módulo Slope/W del software GeoStudio, con el método de equilibrio límite propuesto por Morgenstern y Price (1965). Los resultados de factores de seguridad en función del coeficiente sísmico horizontal se muestran en la Figura 9.2.

A partir de este análisis, se obtienen que los coeficientes sísmicos de fluencia para los tres modelos del análisis principal son:

$$k_y = [0.156, 0.201, 0.260]$$

Donde los valores se corresponden con los modelos de cohesión 4.76, 7.00, 10.29 kPa, respectivamente, como muestra la Figura 9.2.

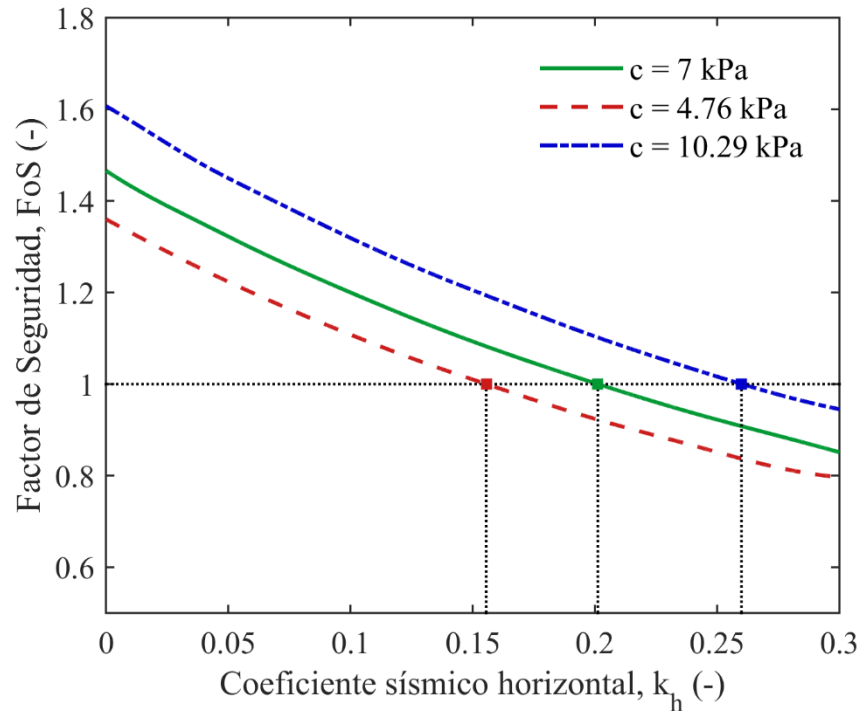


Figura 9.2. Factores de seguridad para diferentes niveles de coeficientes horizontales para los 3 taludes del análisis principal. Se muestra con línea punteada la intersección con el $FoS=1$, cuya proyección en el eje de las abscisas corresponde al coeficiente de fluencia del talud.

Para determinar los valores de ángulo de inclinación del talud, β , que se utilizan en el análisis de sensibilidad del parámetro, se busca reproducir estos niveles de estabilidad dados por k_y , en modelos pseudoestáticos, mediante el siguiente procedimiento:

- Se fija el nivel de cohesión en 7 kPa y un coeficiente sísmico horizontal de $k_h = 0.156$, el cual corresponde al coeficiente sísmico de fluencia, k_y , para el modelo del análisis principal con cohesión de 4.76 kPa.

- Se busca el valor de β que reproduce un $FoS = 1$. Con esto, la configuración obtenida tiene el mismo nivel de estabilidad pseudoestático que el modelo del análisis principal con $c = 4.76 \text{ kPa}$.
- Se fija el nivel de cohesión en 7 kPa y un coeficiente sísmico horizontal de $k_h = 0.260$, el cual corresponde al coeficiente sísmico de fluencia, k_y , para el modelo del análisis principal con cohesión de 10.29 kPa .
- Se busca el valor de β que reproduce un $FoS = 1$. Con esto, la configuración obtenida tiene el mismo nivel de estabilidad pseudoestático que el modelo del análisis principal con cohesión de $c = 10.29 \text{ kPa}$.

Este mismo procedimiento se replica para determinar los valores de ángulo de fricción interna, ϕ , del material de relaves que se utilizarán en el análisis de sensibilidad del parámetro. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 9.2, en la columna “Caso”.

El cambio en los niveles de estabilidad provocado por la altura se describe en el apartado 9.4, dedicado al análisis de sensibilidad de la altura del talud.

Se debe mencionar que el peso unitario no se somete a sensibilidad porque los rangos de valores esperables para este parámetro no logran alcanzar los niveles de estabilidad dados por k_y .

- **Cambios en la relación daño-desplazamiento**

La relación entre el daño y el desplazamiento fue estimada en base al análisis de los puntos de integración que alcanzaron una deformación de falla para un desplazamiento dado. Esta relación varía con el cambio de los parámetros del modelo, especialmente con las variaciones de dos parámetros cuya sensibilidad será analizada: la rigidez y la altura.

El módulo de deformación define la deformación a la cual el material alcanza el criterio de falla establecido. Un material más rígido tiene menos capacidad de deformarse antes de alcanzar la falla que uno flexible y viceversa, considerando que la capacidad resistente es igual. La Figura 9.3 esquematiza la relación entre el módulo de deformación del modelo constitutivo y su deformación axial de falla, ϵ_f . Por lo tanto, ante el mismo desplazamiento, un talud de material rígido sufre mayor daño que uno flexible.

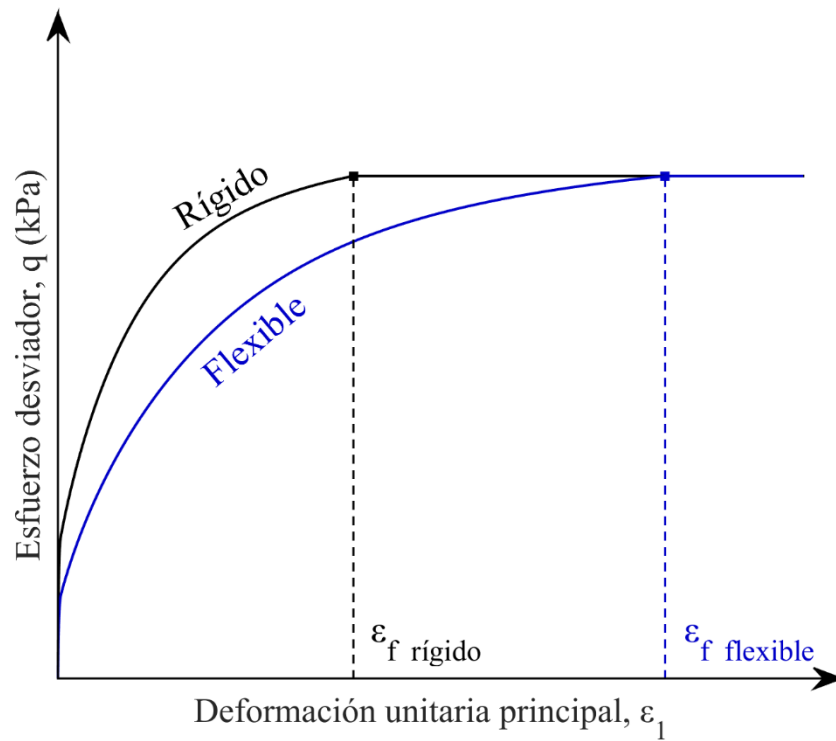


Figura 9.3. Determinación de deformación axial de falla, ϵ_f , para materiales con distintos módulos de deformación.

Para homogeneizar los desplazamientos ante diferencias de rigidez, se debe normalizar el desplazamiento vertical del coronamiento por un valor que contemple la deformación de falla del material. El valor escogido es ϵ_f , que se define como la deformación axial en la cual el material alcanza la superficie de falla de Mohr Coulomb en un ensayo triaxial drenado, al nivel de esfuerzo principal menor promedio del área de interés, $\overline{\sigma'_3}$, cuyos valores se muestran en la Tabla 9.1, que funciona como un esfuerzo de confinamiento de un elemento representativo de las distintas configuraciones geométricas. Para definir el valor de ϵ_f se simula un ensayo triaxial con un confinamiento de $\overline{\sigma'_3}$, mediante la herramienta “Soil Test” de Plaxis.

El esfuerzo principal menor cambia para los casos donde se varía la geometría del talud. Se obtiene el valor de σ'_3 en todos los puntos de integración pertenecientes al área de interés. Luego, ponderando estos valores por el área representativa de cada punto se puede establecer un σ'_3 medio para cada geometría:

Tabla 9.1. Esfuerzo principal menor medio para cada geometría modelada.

Modelo	Esfuerzo principal menor medio $\overline{\sigma_3}$ (kPa)
Caso base	48
Caso alto, $h = 20$ m	59
Caso bajo, $h = 10$ m	35
Caso $\beta = 33.34^\circ$	55
Caso $\beta = 25.61^\circ$	46

Con el valor de $\overline{\sigma_3}$ se procedió a ejecutar los ensayos triaxiales virtuales. Los valores de ε_f obtenidos se muestran en la Tabla 9.2, mientras que las curvas tensión-deformación son mostradas en el Anexo D. La Tabla 9.2 también incluye los ε_f de los modelos ejecutados en el análisis principal, ya que se ven levemente modificados al variar la cohesión, debido a la dependencia de los módulos de deformación a los parámetros resistentes en el modelo constitutivo utilizado (HSS).

Tabla 9.2. Deformación axial de falla para los distintos modelos ejecutados.

Análisis	Modelo	Caso	ε_f (-)
Análisis principal	Modelo base	$c = 7.00$ kPa	0.0991
	Variación de cohesión	$c = 4.76$ kPa	0.0929
		$c = 10.29$ kPa	0.1082
Análisis de sensibilidad	Variación de ángulo de inclinación, β	$\beta = 33.34^\circ$	0.1046
		$\beta = 25.61^\circ$	0.0975
	Variación de ángulo de fricción interna, ϕ	$\phi = 33.15^\circ$	0.1210
		$\phi = 27.55^\circ$	0.0853
	Variación de módulos de deformación, E	Caso rígido	0.0641
		Caso flexible	0.2037
	Variación de altura, h	$h = 10$ m	0.0881
$h = 20$ m		0.1082	

Cambios en la relación a la altura

El desplazamiento vertical de un modelo de un talud corresponde a la suma de la deformación de múltiples elementos finitos. Por lo tanto, si la columna de elementos es de mayor altura, hay una mayor tolerancia de desplazamientos antes de alcanzar el daño. Este efecto explica que algunos métodos de estimación de daños en presas (Swaingood, 2013; Pells y Fell, 2002) lo correlacionen con el desplazamiento vertical en términos de porcentaje con respecto a la altura total del muro. Considerando esto, los desplazamientos verticales del coronamiento se deben normalizar por la altura para contemplar este efecto.

Con las dos consideraciones anteriores, se define el parámetro adimensional “Desplazamiento vertical del coronamiento normalizado”, Uy_n , como:

$$Uy_n = \frac{Uy}{\varepsilon_f \cdot h} \quad (9.1)$$

Este parámetro tiende a homogeneizar el nivel de daño entre los modelos del análisis de sensibilidad y los modelos del análisis principal, mediante la reproducción de la tendencia de evolución de área de falla en función de Uy_n . Para esto, la función definida en la ecuación 8.3 se normaliza con los parámetros del caso base:

$$F(x) = F[Uy_n \cdot (\varepsilon_f h)] \quad (9.2)$$

Donde Uy_n es un vector de desplazamientos normalizados, ε_f es 0.0991, h es 15 m y la función $F(\cdot)$ se detalla en la ecuación 8.3.

La Figura 9.4 (a) muestra cómo los modelos del análisis de sensibilidad no siguen la tendencia de evolución de área en falla en función del desplazamiento vertical, Uy , por lo que la relación entre el daño y Uy no es aplicable. Este queda solucionado en la Figura 9.4 (b), donde se observa que los modelos del análisis de sensibilidad tienden a la función cuando se desarrolla en términos de Uy_n .

Este hecho permite que los modelos del análisis de sensibilidad sean comparables con los modelos del análisis principal por medio del parámetro Uy_n , ya que, al reproducir la misma tendencia de evolución de área en falla, un valor de Uy_n genera un estado de daño similar para los modelos de ambos análisis.

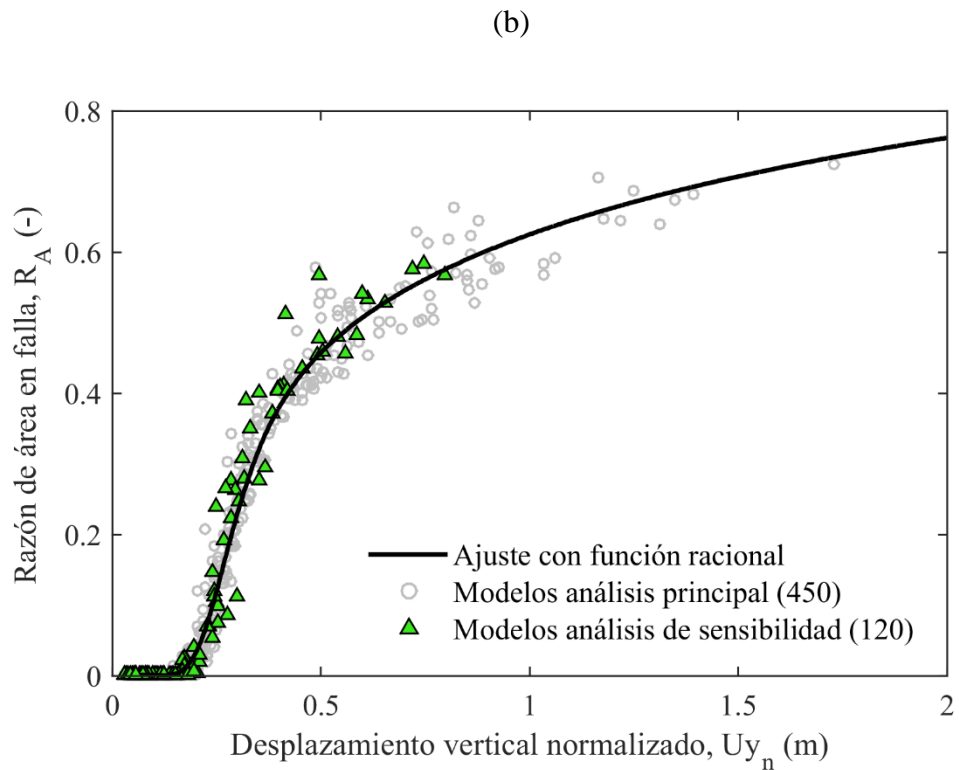
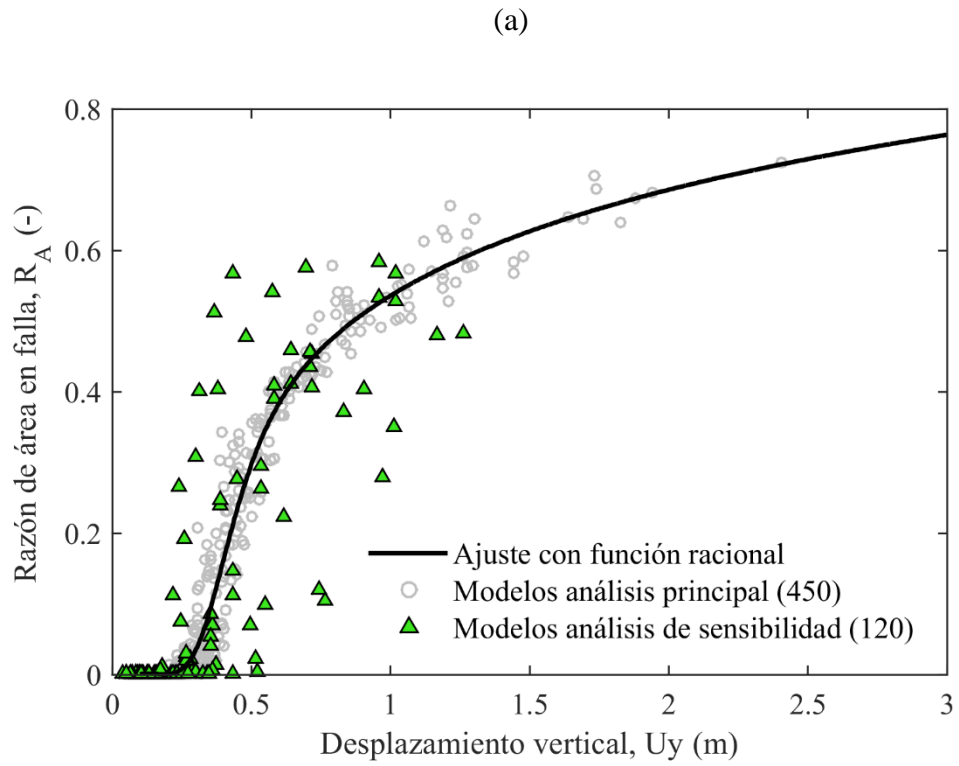


Figura 9.4. Razón de área en falla en función del (a) desplazamiento vertical del coronamiento y (b) desplazamiento vertical de coronamiento normalizado, para los 450 modelos del análisis principal y los 120 modelos del análisis de sensibilidad.

10.1. Sensibilidad del ángulo de inclinación del talud, β :

Los valores de inclinación para este análisis de sensibilidad se escogen realizando análisis pseudoestáticos iterativos sobre el talud del caso base ($c = 7 \text{ kPa}$), hasta alcanzar los valores de inclinación que reproducen el mismo nivel de estabilidad definido por k_y . Estos ángulos son 33.34° y 25.61° , para los niveles de estabilidad definidos por $k_y = 0.156$ y $k_y = 0.260$, respectivamente.

Los desplazamientos verticales normalizados, Uy_n , de los modelos de sensibilidad con un ángulo de inclinación de 33.34° se comparan con los obtenidos en los modelos del análisis principal de coeficiente de fluencia 0.156 y 0.202, ya que presenta el mismo nivel de estabilidad y la misma cohesión, respectivamente. Esta comparación se muestra en la Figura 9.5, donde se grafica Uy_n de los modelos del análisis principal en el eje horizontal y los Uy_n del modelo de sensibilidad en el eje vertical.

Los desplazamientos verticales normalizados, Uy_n , de los modelos de sensibilidad con un ángulo de inclinación de 25.61° se comparan con los obtenidos en los modelos del análisis principal de coeficiente de fluencia 0.260 y 0.202, ya que presenta el mismo nivel de estabilidad y la misma cohesión, respectivamente. Esta comparación se muestra en la Figura 9.6, donde se grafica Uy_n de los modelos del análisis principal en el eje horizontal y los Uy_n del modelo de sensibilidad en el eje vertical.

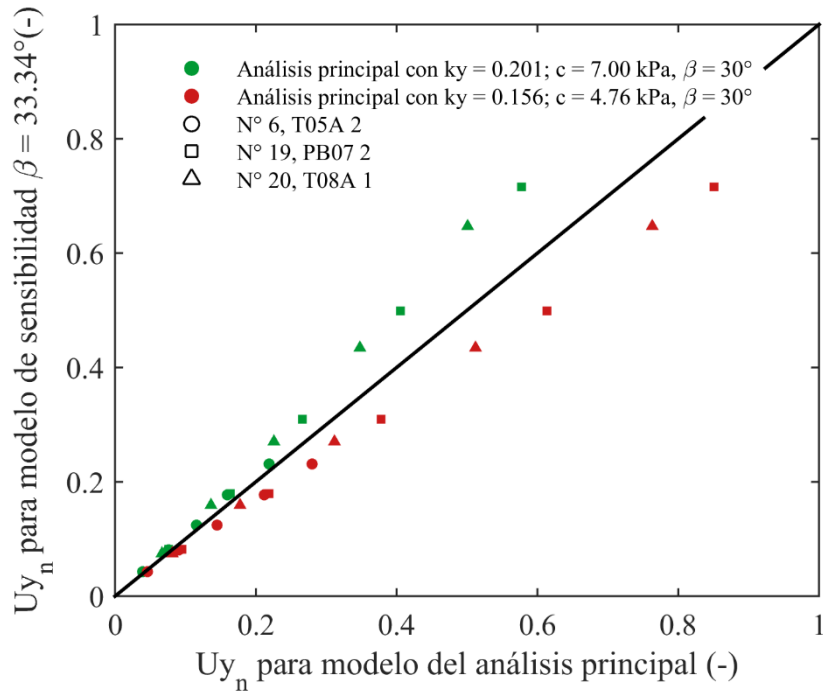


Figura 9.5. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo con ángulo de inclinación del talud 33.34° ($k_y = 0.156$, $c = 7$ kPa) y modelos del análisis principal.

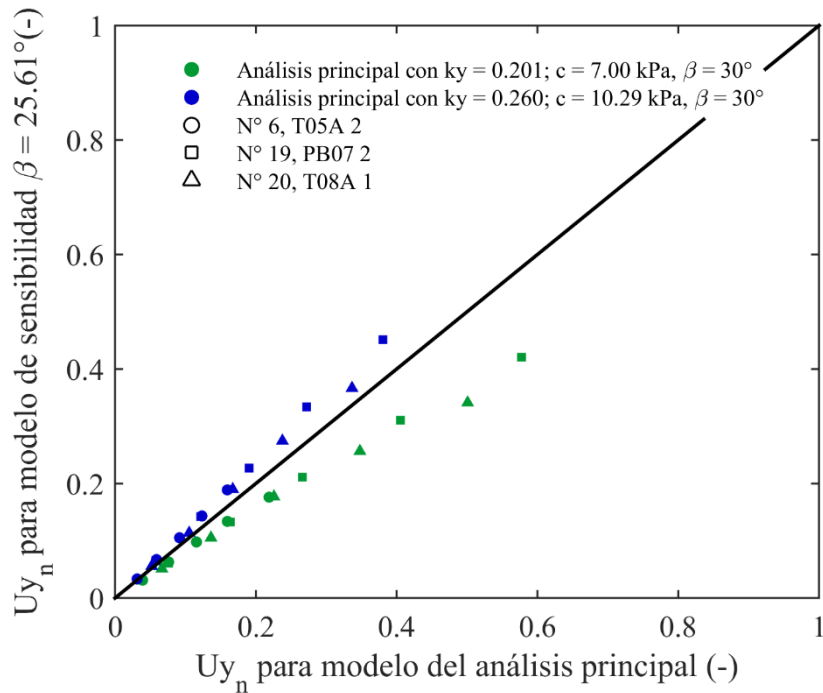


Figura 9.6. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo con ángulo de inclinación del talud 25.61° ($k_y = 0.260$, $c = 7$ kPa) y modelos del análisis principal.

9.2. Sensibilidad ante variaciones en ángulo de fricción, ϕ :

Los valores de ángulo de fricción interna para este análisis de sensibilidad se escogen realizando análisis pseudoestáticos iterativos sobre el talud del caso base con una cohesión de 7 kPa, hasta alcanzar los valores de ϕ que reproducen el mismo nivel de estabilidad definido por k_y . Estos ángulos son 27.55° y 33.15° , para los niveles de estabilidad definidos por $k_y = 0.156$ y $k_y = 0.260$ respectivamente.

Los desplazamientos verticales normalizados, Uy_n , de los modelos de sensibilidad con un ángulo de fricción interna de 27.55° se comparan con los obtenidos en los modelos del análisis principal de coeficiente de fluencia 0.156 y 0.202, ya que presenta el mismo nivel de estabilidad y la misma cohesión, respectivamente. Esta comparación se muestra en la Figura 9.7, donde se grafica Uy_n de los modelos del análisis principal en el eje horizontal y los Uy_n del modelo de sensibilidad en el eje vertical.

Los desplazamientos verticales normalizados, Uy_n , de los modelos de sensibilidad con un ángulo de fricción interna de 33.15° se comparan con los obtenidos en los modelos del análisis principal de coeficiente de fluencia 0.260 y 0.202, ya que presenta el mismo nivel de estabilidad y la misma cohesión, respectivamente. Esta comparación se muestra en la Figura 9.8, donde se grafica Uy_n de los modelos del análisis principal en el eje horizontal y los Uy_n del modelo de sensibilidad en el eje vertical.

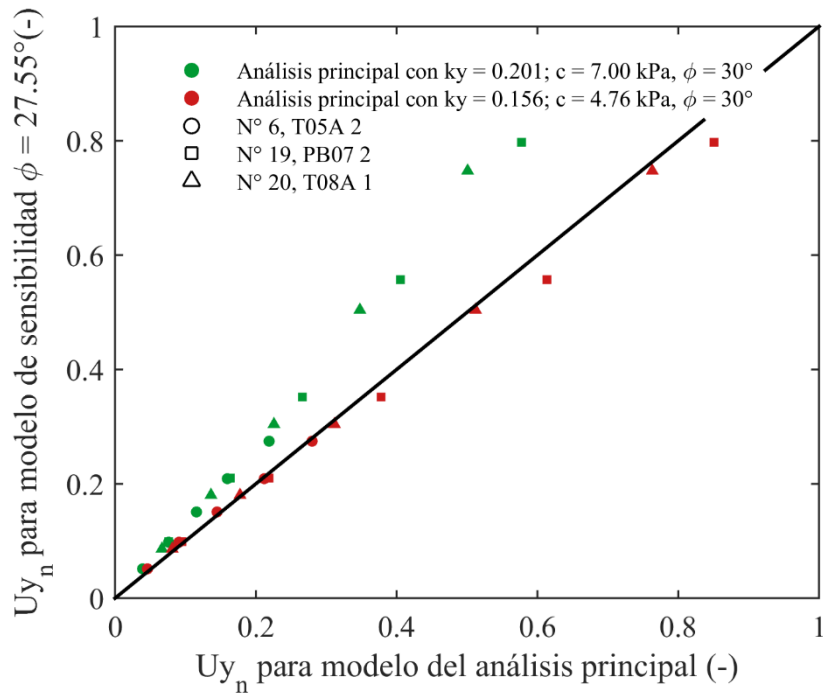


Figura 9.7. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo con ángulo de fricción interna de 27.55° ($k_y = 0.156$, $c = 7$ kPa) y modelos del análisis principal.

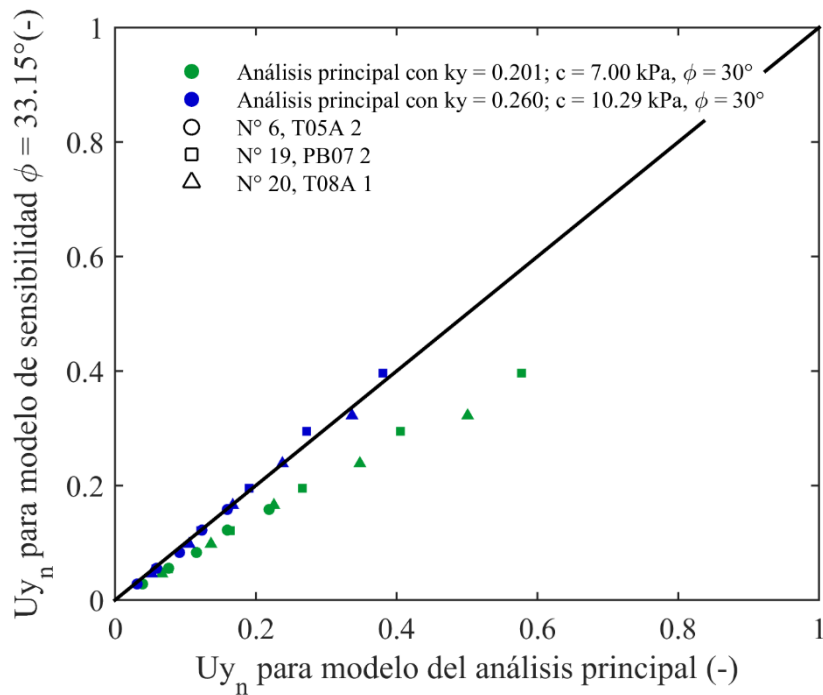


Figura 9.8. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo con ángulo de fricción interna de 33.15° ($k_y = 0.260$, $c = 7$ kPa) y modelos del análisis principal.

9.3. Sensibilidad ante variaciones en módulos de deformación:

Se definen dos casos: flexible y rígido. En el modelo flexible se multiplicaron todos los módulos de deformación de entrada del modelo constitutivo del material de relaves por 0.5 y en el modelo rígido se multiplicaron por 1.5. La Tabla 9.3 muestra el valor de los parámetros que definen los módulos de deformación para el modelo base y los modelos del análisis de sensibilidad (flexible y rígido).

Tabla 9.3. Cambio de módulos de deformación para el análisis de sensibilidad.

Parámetro	Modelo base	Modelo flexible	Modelo rígido
E_{50}^{ref} (MPa)	6	3	9
E_{oed}^{ref} (MPa)	4	2	6
E_{ur}^{ref} (MPa)	36	18	54
G_0 (GPa)	80	40	120

El valor original busca representar un material con una velocidad de onda de corte de 200 m/s, por lo que los modelos flexible y rígido se corresponden con un material de una velocidad de onda de corte de 100 m/s y 300 m/s, respectivamente. Se debe resaltar que estos valores abarcan un mayor rango de materiales que los medidos mediante correlaciones cruzadas en los depósitos de relaves abandonados visitados por Pulgar (2020), cuya velocidad de onda de corte fue estimada desde los 164 a los 243 m/s.

Los desplazamientos verticales normalizados, Uy_n , de los modelos de sensibilidad de módulos de deformación (modelo flexible y modelo rígido) se comparan con los obtenidos en los modelos del análisis principal de coeficiente de fluencia 0.201, es decir, el caso base. Se debe mencionar que el coeficiente sísmico de fluencia no se ve afectado por la rigidez del material, por lo que tanto el modelo flexible y el modelo rígido presentan un $k_y = 0.201$.

La comparación para los modelos flexibles y rígidos se muestran en la Figura 9.9 y Figura 9.10, respectivamente, donde se grafica Uy_n de los modelos del análisis principal en el eje horizontal y los Uy_n del modelo de sensibilidad en el eje vertical.

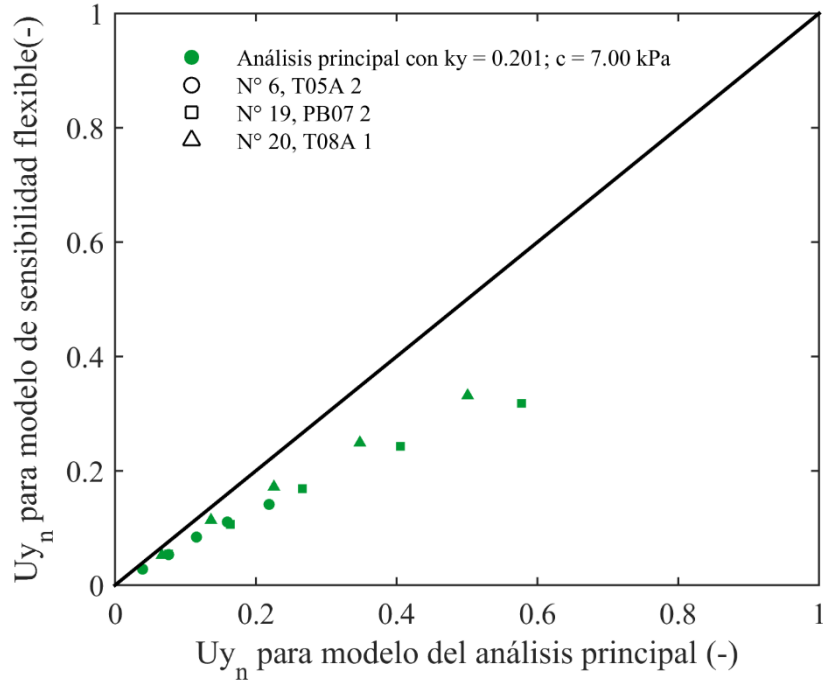


Figura 9.9. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo flexible ($k_y = 0.201, c = 7 \text{ kPa}$) y modelos del análisis principal (modelo base).

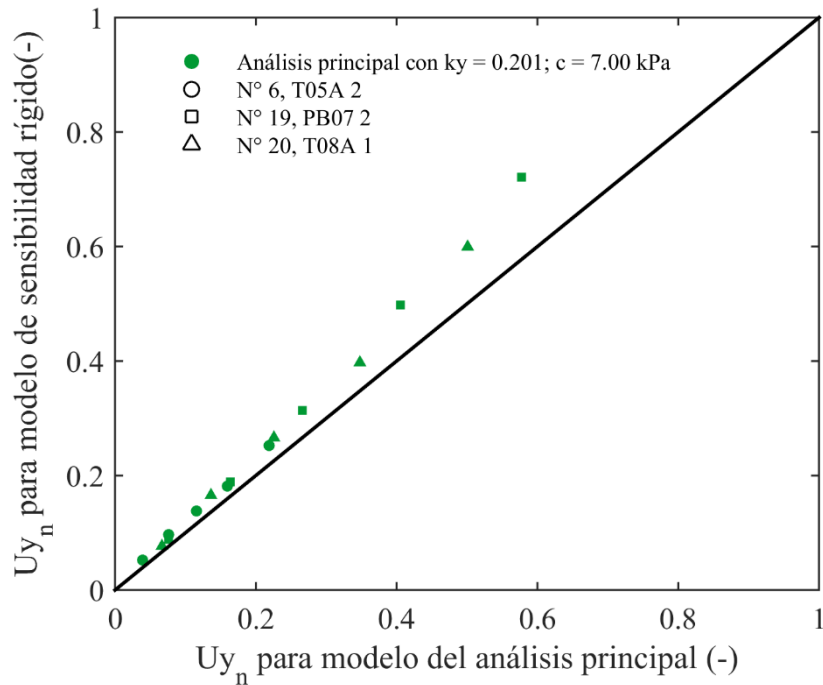


Figura 9.10. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo rígido ($k_y = 0.201, c = 7 \text{ kPa}$) y modelos del análisis principal (modelo base).

El comportamiento observado en las Figuras 9.9 y 9.10 refleja que los resultados del análisis principal son conservadores en la predicción de daño para taludes de material más flexible y subestiman el daño para taludes de material más rígido. Esto se puede evidenciar en la Figura 9.11, donde se observa que el talud más flexible (a) presenta menos puntos de falla que el talud del material rígido (b). También es interesante mencionar que el talud original (c) se encuentra en un estado de daño intermedio a los dos tipos de modelos de sensibilidad, tal como lo indica la Figura 9.9 y Figura 9.10.

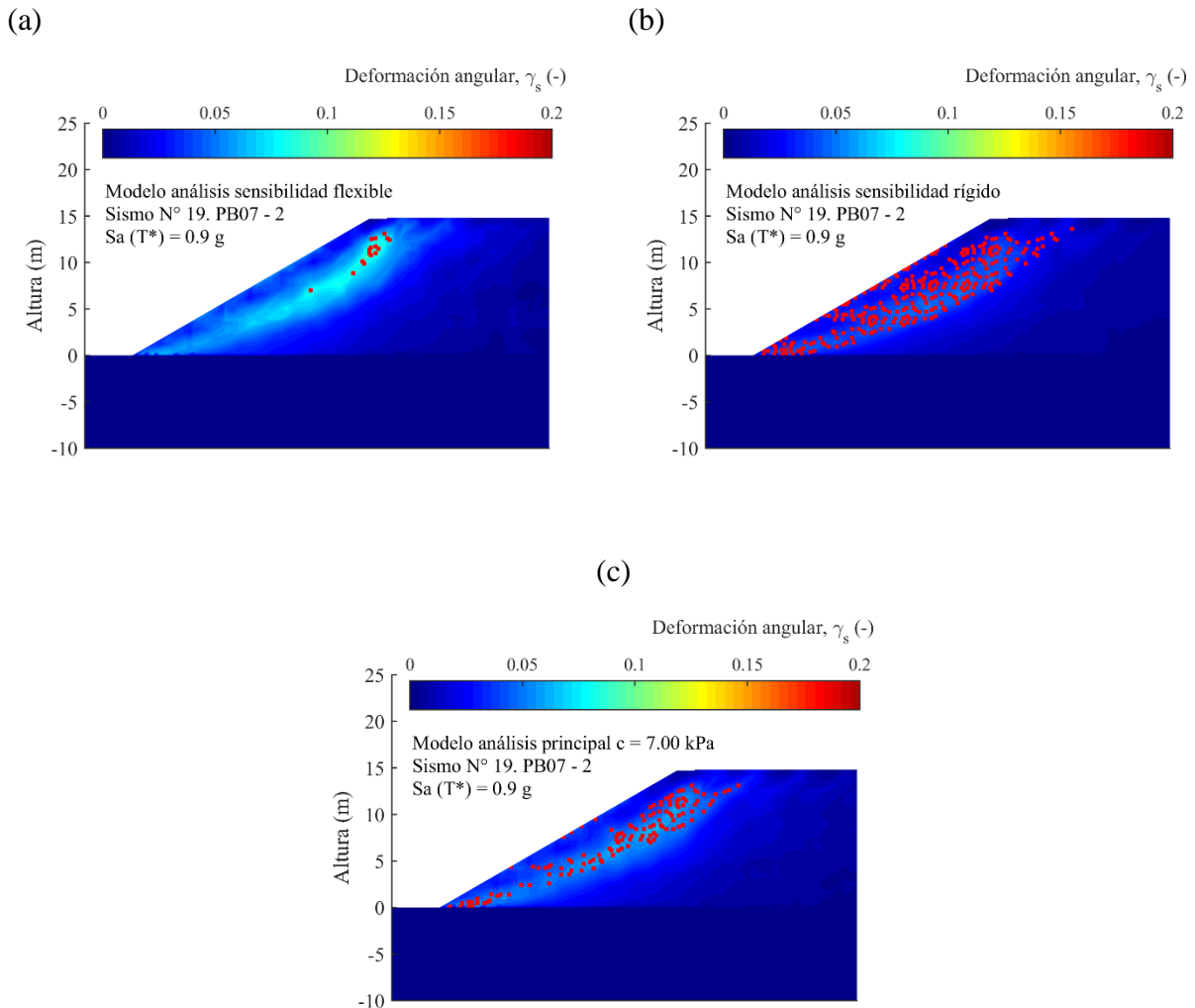


Figura 9.11. Comparación de contornos de deformaciones angulares y puntos de falla de los modelos (a) flexible, (b) rígido y (c) original, sometidos al mismo sismo. El coeficiente sísmico de fluencia corresponde a $k_y = 0.201$ para los tres modelos.

9.4. Sensibilidad ante variaciones en altura:

Para estudiar el efecto en las variaciones de altura se definen dos casos: caso alto y caso bajo, con una altura de 20 y 10 metros, respectivamente. Se realizó un mallado con elementos de un tamaño similar al modelo original, con el fin de respetar la resolución de frecuencias definida para el análisis principal.

Los modelos con alturas variadas cambian el nivel de estabilidad, el cual se ha definido mediante los coeficientes sísmicos de fluencia, k_y , determinados mediante análisis pseudoestático. Los coeficientes de fluencia son 0.165 y 0.27 para el modelo de $h = 20\text{ m}$ y $h = 10\text{ m}$, respectivamente, y su determinación se muestra en la Figura 9.11.

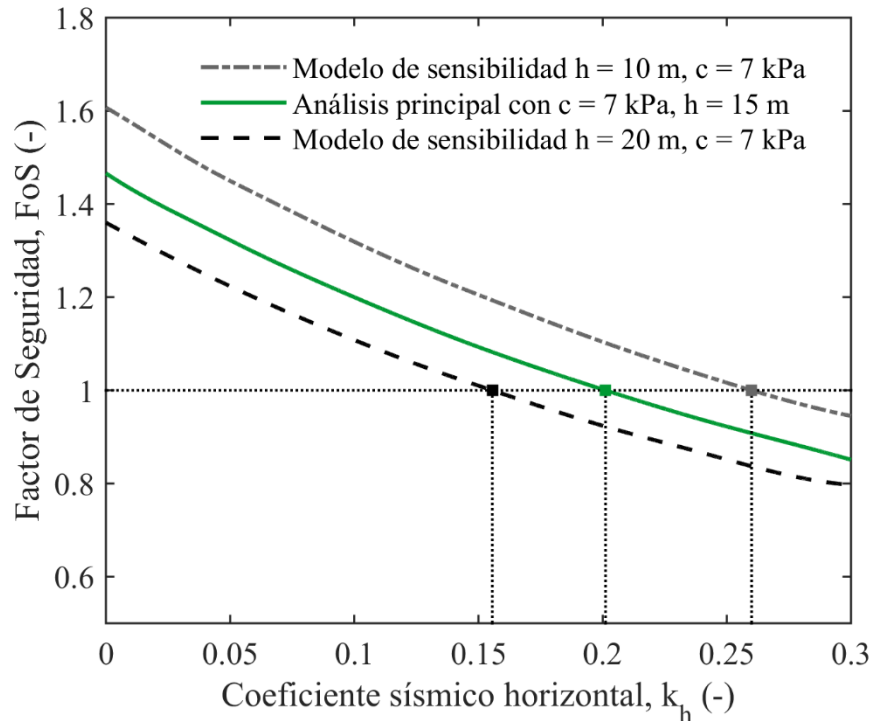


Figura 9.12. Factores de seguridad para diferentes niveles de coeficientes horizontales los modelos de sensibilidad de altura y el análisis principal de $c = 7\text{ kPa}$. Se muestra con línea punteada la intersección con el $\text{FoS}=1$, cuya proyección en el eje de las abscisas corresponde al coeficiente de fluencia del talud.

La Figura 9.12 muestra cómo, bajo un análisis pseudoestático, a mayor altura del talud menor es su nivel de estabilidad, considerando los mismos parámetros resistentes del material y para los rangos estudiados. Además, los coeficientes de fluencia de los modelos de sensibilidad de $h = 20\text{ m}$ y $h = 10\text{ m}$ son cercanos (difieren en 0.01 en ambos casos) a los coeficientes del análisis principal para las cohesiones de 4.76 kPa y 10.29 kPa , respectivamente.

Los resultados del modelo de $h = 20\text{ m}$ se comparan con los resultados del análisis principal de $c = 4.76\text{ kPa}$, que define un nivel de estabilidad de dado por $k_y = 0.156$. Esta comparación se muestra en la Figura 9.13.

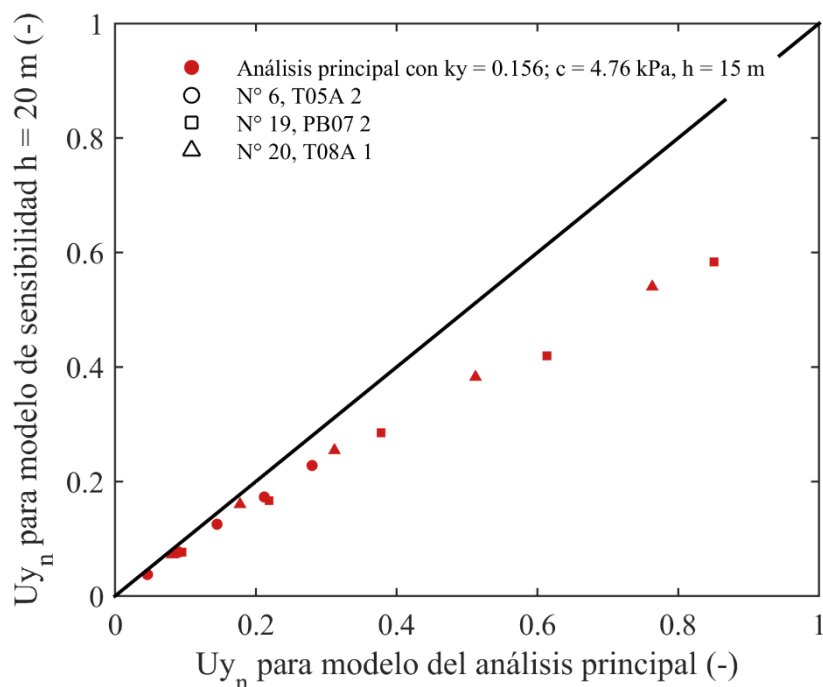


Figura 9.13. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo de sensibilidad $h = 20\text{ m}$ ($k_y = 0.165$, $c = 7\text{ kPa}$) y el modelo del análisis principal con $c = 4.76\text{ kPa}$ ($k_y = 0.156$, $c = 7\text{ kPa}$).

La Figura 9.13 muestra que los resultados de los modelos del análisis de sensibilidad para $h = 20\text{ m}$ son inferiores que los resultados obtenidos en los modelos del análisis principal del correspondiente nivel de estabilidad ($c = 4.76\text{ kPa}$, $k_y = 0.156$). Esto se evidencia en la Figura 9.14, la cual muestra los contornos de deformaciones angulares y puntos de falla del (a) modelo del análisis de sensibilidad $h = 20\text{ m}$ y del (b) modelo del análisis principal con el similar nivel de

estabilidad ($k_y = 0.156$), donde el talud de $h = 20\text{ m}$ presenta menores deformaciones angulares y cantidad de puntos de falla que el talud de $h = 15\text{ m}$.

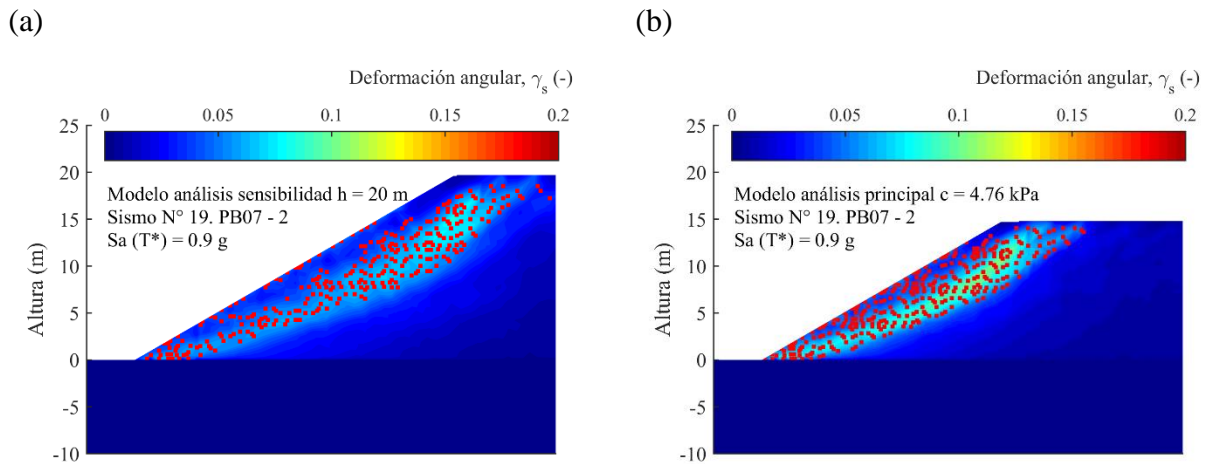


Figura 9.14. Contornos de deformaciones angulares y puntos del (a) modelo de sensibilidad con $h = 20\text{ m}$ ($k_y = 0.165, c = 7\text{ kPa}$) y del (b) modelo del análisis principal con $c = 4.76\text{ kPa}$ ($k_y = 0.156, h = 15\text{ m}$).

Con esto se debe tener en consideración que, al generalizar la respuesta del talud en un coeficiente de fluencia, k_y , la respuesta de los taludes mayores a 15 y menores a 20 metros de altura son inferiores a las predichas por el modelo propuesto en base al análisis principal.

Los resultados del modelo de $h = 10\text{ m}$ se comparan con los resultados del análisis principal de $c = 10.29\text{ kPa}$, que define un nivel de estabilidad de dado por $k_y = 0.260$. Esta comparación se muestra en la Figura 9.14.

La Figura 9.15 muestra que los resultados de los modelos del análisis de sensibilidad para $h = 10\text{ m}$ son inferiores que los resultados obtenidos en los modelos del análisis principal del correspondiente nivel de estabilidad ($c = 10.29\text{ kPa}, k_y = 0.260$). Esto se evidencia en la Figura 9.16, la cual muestra los contornos de deformaciones angulares y puntos de falla del (a) modelo del análisis de sensibilidad $h = 10\text{ m}$ y del (b) modelo del análisis principal con el similar nivel de estabilidad ($k_y = 0.260$), donde el talud de $h = 10\text{ m}$ presenta mayores deformaciones angulares y cantidad de puntos de falla que el talud de $h = 15\text{ m}$.

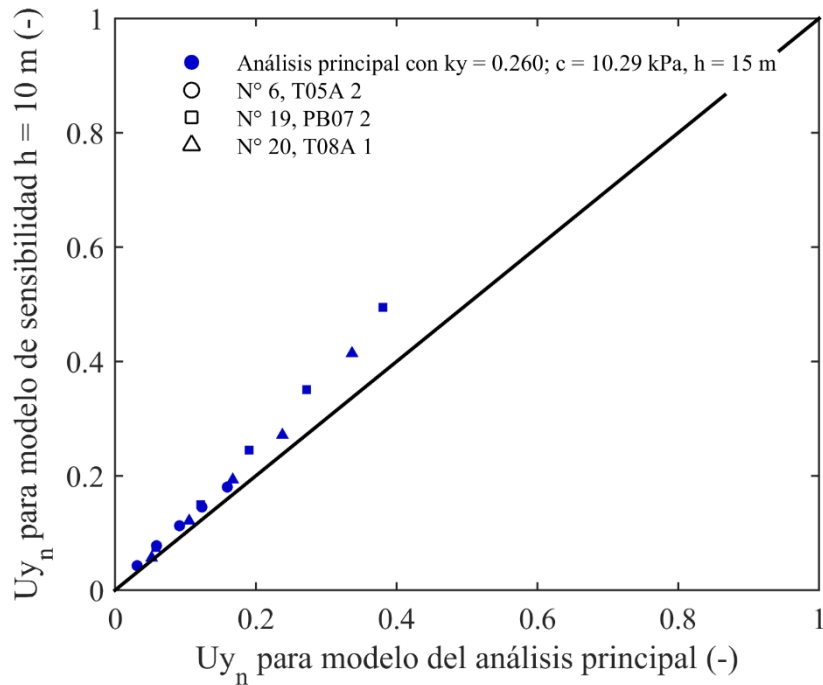


Figura 9.15. Comparación entre desplazamientos verticales normalizados para el modelo de sensibilidad $h = 10\text{ m}$ ($k_y = 0.270, c = 7\text{ kPa}$) y el modelo del análisis principal con $c = 10.29\text{ kPa}$ ($k_y = 0.260, c = 7\text{ kPa}$).

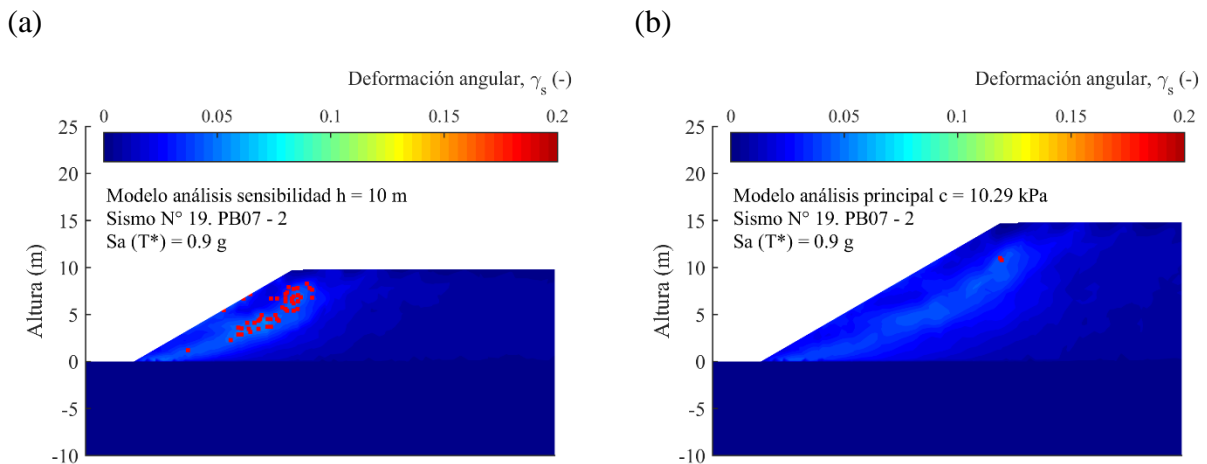


Figura 9.16. Contornos de deformaciones angulares y puntos del (a) modelo de sensibilidad con $h = 20\text{ m}$ ($k_y = 0.165, c = 7\text{ kPa}$) y del (b) modelo del análisis principal con $c = 4.76\text{ kPa}$ ($k_y = 0.156, h = 15\text{ m}$).

Con esto se debe tener en consideración que, al generalizar la respuesta del talud en un coeficiente de fluencia, k_y , la respuesta de los taludes menores a 15 y mayores a 10 metros de altura son superiores a las predichas por el modelo propuesto.

El análisis de sensibilidad muestra que el coeficiente sísmico de fluencia, k_y , puede condensar las propiedades del talud sin incurrir en grandes errores. A pesar de esto, los modelos de predicción generados en este trabajo deben ser utilizados considerando las indicaciones de la Tabla 9.4.

La Tabla 9.4 resume el análisis de sensibilidad, identificando las respuestas de los modelos en referencia a los modelos con los parámetros base, es decir, ángulo de inclinación de 30° , ángulo de fricción interna de 30° , velocidad de onda de corte de 200 m/s y altura de 15 metros, y un mismo nivel de estabilidad dado por k_y .

Tabla 9.4. Resumen del análisis de sensibilidad.

Variable	Variación	Predicción según análisis principal, dado un k_y
Ángulo de inclinación del talud	Aumento del ángulo de inclinación	Levemente conservadora
	Disminución del ángulo de inclinación del talud	Levemente insegura
Ángulo de fricción interna del material	Disminución del ángulo de fricción interna	Correcta
	Aumento del ángulo de inclinación del talud	Correcta
Módulo de deformación del material	Aumento de los módulos de deformación (flexible)	Levemente conservadora
	Disminución de los módulos de deformación (rígido)	Levemente insegura
Altura del talud	Aumento de la altura	Levemente conservadora
	Disminución de la altura	Levemente insegura

10. Generación de curvas de fragilidad

La obtención de curvas de fragilidad se realiza mediante la combinación de los resultados de los capítulos 7 y 8, es decir, cómo distribuye el desplazamiento vertical dado una intensidad sísmica y cuál es la probabilidad de incurrir en un nivel de daño dado un desplazamiento vertical, respectivamente.

A partir del análisis de sensibilidad se confirmó que, el coeficiente sísmico de fluencia, k_y , puede condensar las propiedades del talud del depósito, sin incurrir en grandes errores. Por esto, la distribución obtenida (en el análisis principal, sección 7.2) para los desplazamientos verticales dado una intensidad sísmica y una cohesión, se corresponde con nivel de estabilidad (dado por k_y) que impone el valor de la cohesión. Es decir, las curvas IDAs para las cohesiones de 4.76, 7.00 y 10.29 kPa, son representativas de los niveles de estabilidad $k_y = 0.156$, $k_y = 0.201$ y $k_y = 0.260$, respectivamente.

Las probabilidades que definen las curvas de fragilidad generadas en este trabajo se obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$P(DM | Sa(T^*), k_y) = \int_0^{\infty} P(DM | Uy) \cdot f_{Uy}(uy | Sa(T^*), k_y) \cdot d(uy) \quad (10.1)$$

Donde $P(DM | Sa(T^*), k_y)$ es la probabilidad de presentar un nivel de daño DM, dado una aceleración espectral $Sa(T^*)$ y un coeficiente de fluencia k_y , mientras que $P(DM | Uy)$ es la probabilidad de daño DM dado un desplazamiento vertical Uy , y $f_{Uy}(uy | Sa(T^*), k_y)$ es la función de densidad de probabilidad del desplazamiento vertical Uy dado una aceleración espectral $Sa(T^*)$ y un coeficiente de fluencia k_y .

El conjunto de probabilidades dadas por esta expresión es ajustado mediante una función lognormal acumulativa, mediante el método de mínimos cuadrados:

$$\{\hat{\theta}, \hat{\beta}\} = \underset{\theta, \beta}{\operatorname{argmin}} \sum_{j=1}^m \left[P(DM | IM_j) - \Phi \left(\frac{\ln(IM_j / \theta)}{\beta} \right) \right]^2 \quad (10.2)$$

Donde $P(DM|IM_j)$ corresponde al conjunto de puntos definidos por la ecuación 10.1 y IM_j es un valor específico de medida de intensidad. Las Figuras 10.1, 10.2 y 10.3 muestran las curvas de fragilidad obtenidas, separadas según el nivel de estabilidad dado por el coeficiente sísmico de fluencia, k_y .

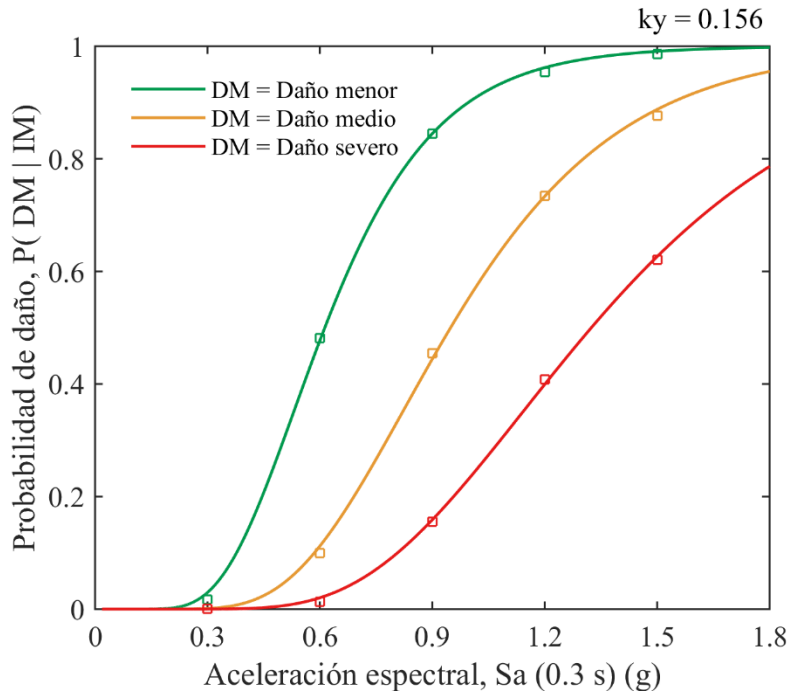


Figura 10.1. Curvas de fragilidad generadas con los modelos de $c = 4.76 \text{ kPa}$, o equivalentemente según el análisis de sensibilidad, para $k_y = 0.156$.

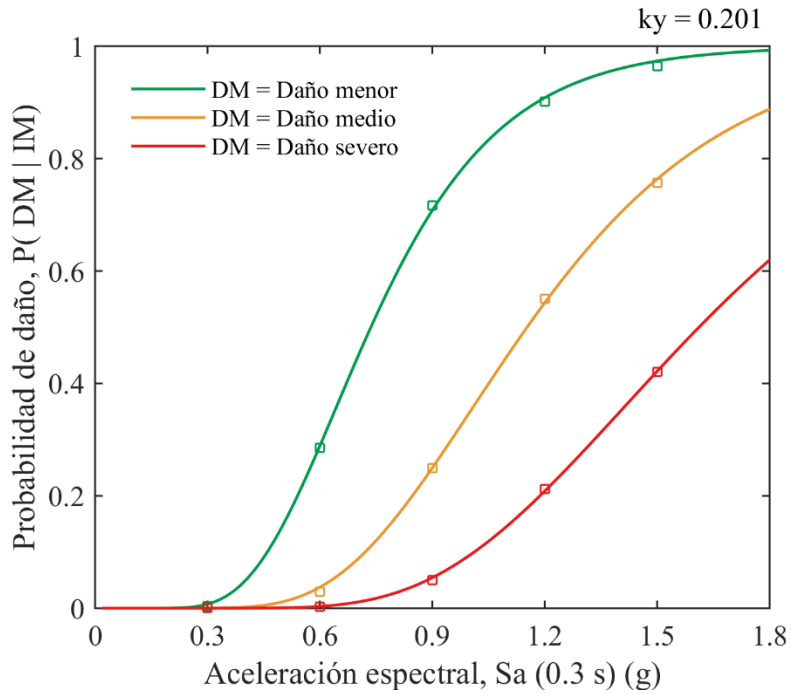


Figura 10.2 Curvas de fragilidad generadas con los modelos de $c = 7 \text{ kPa}$, o equivalentemente según el análisis de sensibilidad, para $k_y = 0.202$.

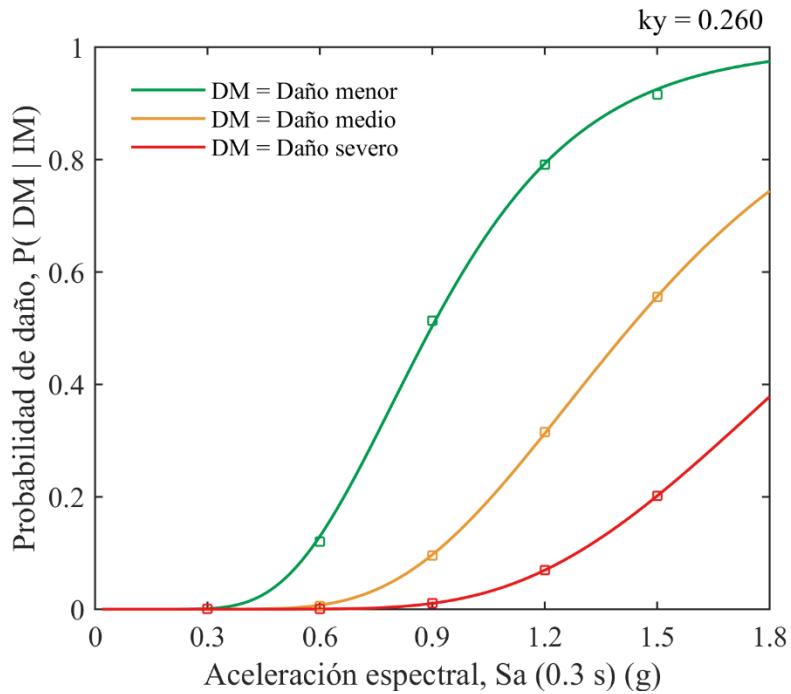


Figura 10.3. Curvas de fragilidad generadas según los modelos de $c = 10.29 \text{ kPa}$, o equivalentemente según el análisis de sensibilidad, para $k_y = 0.260$.

Los estimadores θ y β que determinan las curvas de fragilidad mostradas en las Figuras 10.1, 10.2 y 10.3 se muestran en la Tabla 10.1.

Tabla 10.1. Parámetros de las curvas de fragilidad.

Cohesión, c (kPa)	Nivel de daño	Estimador $\hat{\theta}$	Estimador $\hat{\beta}$
4.76	Daño menor	0.622	0.376
	Daño medio	0.954	0.373
	Daño severo	1.323	0.372
7.00	Daño menor	0.742	0.370
	Daño medio	1.156	0.359
	Daño severo	1.604	0.353
10.29	Daño menor	0.902	0.356
	Daño medio	1.424	0.349
	Daño severo	2.002	0.346

9.1. Intervalos de confianza de las curvas de fragilidad

Se realiza un análisis estadístico de las curvas de fragilidad para determinar los intervalos de confianza de estas curvas, asociados al error epistémico de la elección de registros sísmicos. Para esto, se realiza un procedimiento de Bootstrap (Efron, 1979), remuestreando con reposición el conjunto de 30 registros sísmicos utilizados. Se simulan 20000 combinaciones.

Para cada set de registros remuestreados se ajusta una curva de fragilidad mediante el procedimiento descrito anteriormente. Luego, se obtiene la distribución acumulada (CDF) empírica para todos los valores de intensidad que definen la curva de fragilidad y a partir de esta se obtienen los valores correspondientes al percentil 2.5 y 97.5.

Repetiendo este procedimiento para cada intensidad se pueden obtener las curvas que limitan el intervalo de confianza de 95%, para cada curva de fragilidad. La Figura 10.4 esquematiza el proceso realizado, mientras que las curvas de fragilidad con sus intervalos de confianza se muestran en las Figuras 10.5, 10.6 y 10.7.

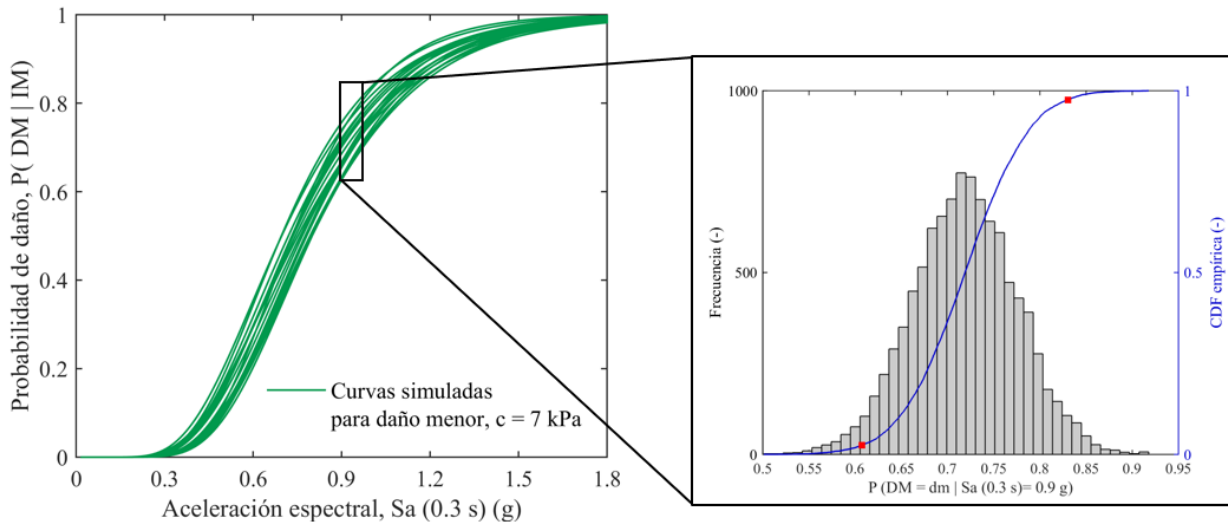


Figura 10.4. Esquema del procedimiento para determinar los intervalos de confianza para una intensidad. Los puntos rojos corresponden a los valores de los percentiles 2.5 y 97.5.⁵

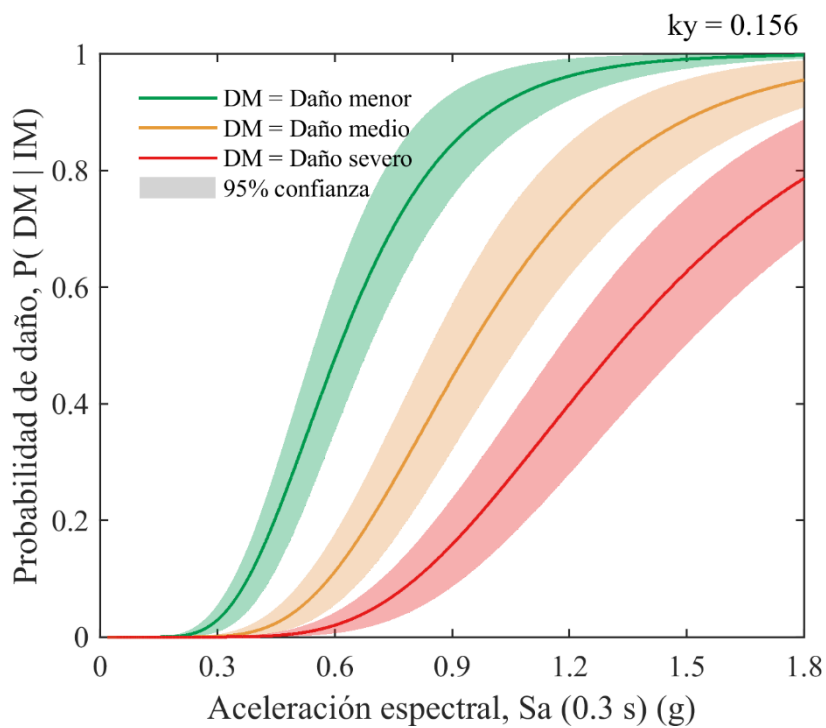


Figura 10.5. Curvas de fragilidad para depósitos de relaves abandonados con taludes $k_y = 0.156$ (según el análisis de sensibilidad del capítulo 10).

⁵ Se muestran solo 100 curvas de fragilidad de las 20000 obtenidas, por motivos visuales. La distribución de la parte derecha de la Figura corresponde a la distribución real obtenida.

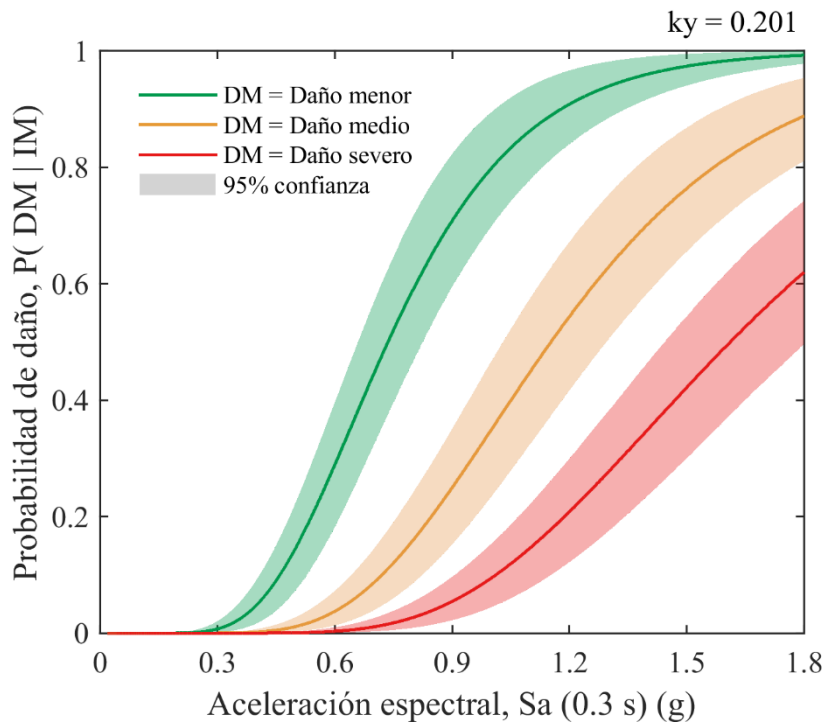


Figura 10.6. Curvas de fragilidad para depósitos de relaves abandonados con taludes $k_y = 0.201$. (según el análisis de sensibilidad del capítulo 10).

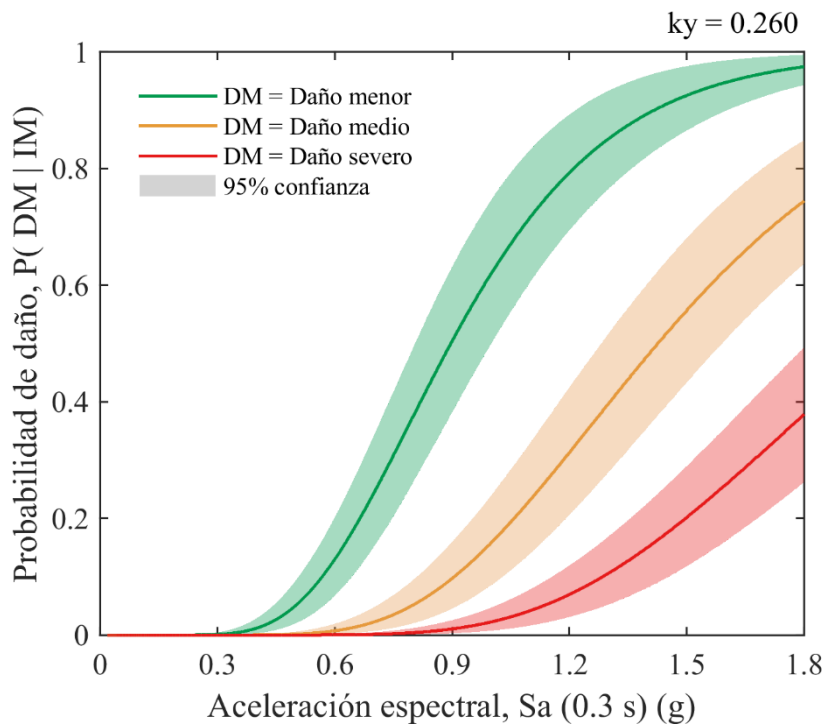


Figura 10.7. Curvas de fragilidad para depósitos de relaves abandonados con taludes $k_y = 0.260$. (según el análisis de sensibilidad del capítulo 10).

11. Discusión y análisis de resultados

En el presente capítulo se realiza un análisis crítico sobre las metodologías y resultados obtenidos durante las distintas etapas del trabajo.

Sobre la caracterización de depósitos de relaves abandonados:

La caracterización de los depósitos de relaves abandonados se basa en el trabajo de Pulgar (2020) en el cual se estiman un total de 50 estructuras cuya pérdida de estabilidad física representa una amenaza para la población, medio ambiente, redes viales o actividades económicas. La mayoría de los depósitos se encuentra entre Copiapó y Santiago, concentrados mayormente en la Región de Coquimbo.

Las funciones de transferencia empíricas sobre los depósitos visitados muestran períodos de vibración similares a los obtenidos por Pulgar (2020) mediante HVSR. Esto es consistente con los resultados de la investigación de Pastén et al. (2019) sobre un depósito activo de grandes dimensiones. Estas funciones de transferencia empíricas tienen la ventaja de anular el efecto amplificador del suelo de fundación en comparación con el método HVSR, que considera el efecto de toda la columna de suelo hasta el lecho rocoso. La similitud entre las mediciones HVSR y las funciones de transferencia empíricas permiten estimar que los depósitos visitados se emplazan sobre suelo rígido, provocando que los efectos de amplificación del suelo de fundación sean menores y menos importantes que los efectos de amplificación del propio material de relaves.

De todos modos, las mediciones HVSR, más estimaciones de altura para estimar la velocidad de onda de corte del material, se posicionan como una buena manera de caracterizar dinámicamente estos depósitos, de forma más económica (cantidad de instrumentos y tiempo) que el método de las razones espectrales estándar (SSR).

Sobre la selección de registros:

La selección de registros sísmicos tiene como objetivo proponer una forma espectral acorde con el tipo de terreno sobre el cual se fundan estos depósitos, y no reemplazar un análisis de amenaza sísmica en los sitios de emplazamiento. Esta investigación debe ser complementada con una determinación de la amenaza sísmica para establecer el riesgo de cada depósito en particular.

Se debe enfatizar que solo se utilizaron registros de terremotos interplaca, debido a la escasez de acelerogramas de terremotos intraplaca y corticales de altas intensidades en el territorio chileno.

Por lo tanto, este análisis solo es válido para terremotos interplaca. La recurrencia y longitud del área de ruptura de estos eventos conducen a que sean los más relevantes para el estudio de los depósitos en su conjunto, pero se debe estudiar la respuesta de estas geoestructuras ante terremotos de otras naturalezas, especialmente intraplaca de profundidad intermedia, considerando que en los últimos 60 años se han producido dos sismos de esta naturaleza que han provocado daños (La Ligua 1965, Mw 7.4 y Punitaqui 1997, Mw 7.1) y que sus características podrían generar mayor daño local que los sismos interplaca, como diferencias en el mecanismo focal y mayor liberación de energía para una misma magnitud (Leyton et al., 2009).

Como la magnitud es un parámetro relevante en la respuesta de taludes, en términos de desplazamientos, y es utilizada en varios modelos como parámetro predictor⁶ (Makdisi y Seed, 1978; Bray y Travasarou, 2007) la base de datos se acotó a sismos de gran magnitud (sobre Mw 7.7). En este sentido el análisis es conservador para sismos de magnitudes inferiores a Mw 7.7. Aun así, la naturaleza sísmica del territorio permite suponer que estas estructuras serán sometidas a sismos de magnitudes superiores a Mw 7.7 en algún momento, cuyo efecto es más importante de estimar que las consecuencias de terremotos de menor magnitud, dado que la serviciabilidad de los depósitos de relaves abandonados no es un aspecto importante.

La medida de intensidad (IM) escogida fue la aceleración espectral en el período fundamental del depósito ($S_a(0.3 s)$), a pesar de que la Intensidad de Arias es la IM más eficiente de las evaluadas. Ésta fue descartada porque el modelo predictivo (GMPE) para esta intensidad en el territorio estudiado presenta altas dispersiones, por lo que su predictibilidad es baja. El PGV también tiene una buena correlación con el daño observado, pero no cuenta con GMPE calibrada con sismos chilenos.

La selección mediante el ajuste de un espectro condicionado permite captar con rigor probabilístico el efecto de condicionar una aceleración en un período sobre el resto de la respuesta espectral. Además, el ajuste se realiza sobre el espectro condicionado completo, es decir, la media espectral y su dispersión.

Sobre el modelo constitutivo:

El material de relaves fue representado con un modelo constitutivo de endurecimiento isotrópico (HSS). De aquí nace una importante limitación: estas curvas no son aplicables cuando el material

⁶ El parámetro que realmente afecta en la respuesta de los taludes es la duración, pero como tiene una buena correlación con la magnitud, se utiliza este último.

de relaves presente una curva tensión-deformación con ablandamiento o pérdida de resistencia ante cargas cíclicas.

La calibración del material se realizó observando las medidas geofísicas de la campaña de exploración de Pulgar (2020) y con referencias bibliográficas de ensayos de corte simple y triaxiales. Es importante que el material de los depósitos abandonados sea caracterizado con ensayos triaxiales en un futuro, para comparar las características reales con los parámetros propuestos.

Sobre el modelo numérico:

No se han incluido los efectos de segundo orden del desplazamiento de la malla (“Updated Mesh”), por lo que este análisis utiliza la teoría de pequeñas deformaciones. Se analizó el impacto de los efectos de segundo orden simulando algunos de los registros que más solicitan al talud, llegando a desplazamientos de un 10-15% inferiores en los casos con actualización de malla. Esto ocurre porque la situación deformada es más estable (menor inclinación) que el talud original. Dada la poca influencia en el análisis y el elevado coste computacional, no se incluyen estos efectos.

El proceso de deconvolución resultó satisfactorio, logrando reproducir el registro original en superficie, tanto en términos de aceleraciones como en Intensidad de Arias y espectro de respuesta. El mayor error en la comparación de aceleraciones espectrales en el período de interés fue del 3.39% en el registro 8. Estos leves errores están dados por la diferencia entre el amortiguamiento constante de la deconvolución en DeepSoil y el amortiguamiento de Rayleigh del material de fundación en Plaxis2D.

Las funciones de transferencia entre la superficie libre del suelo de fundación y la base del modelo logran reproducir la función teórica, para los rangos de frecuencia en que el amortiguamiento de Rayleigh es cercano a 4%. Esto explica la diferencia en el tercer modo del suelo de fundación.

Los espectros de respuesta del registro sobre el material de relaves muestran la amplificación cercana a los períodos del primer y segundo modo del depósito, 0.3 y 0.1 segundos, respectivamente, para bajas intensidades. A medida que se aumenta la intensidad, el primer modo se traslada hacia períodos más altos, reflejando la degradación de rigidez del material, mientras que en ocasiones el espectro en superficie libre del suelo de fundación supera al espectro sobre el depósito, generando incluso una deamplificación del PGA. Este fenómeno se le puede atribuir a:

fluencia del material, imprecisiones en la resolución de alta frecuencia y/o amortiguamiento excesivo en altas deformaciones.

Sobre la respuesta sísmica:

Las curvas IDA (Figuras 7.4, 7.5 y 7.6) del análisis principal tienen el aspecto esperado, con menor incertidumbre en intensidades donde se prevé una respuesta elástica y mayor donde se acrecientan los efectos no lineales. En general, las curvas IDA clásicas de estructuras terminan mostrando claramente el momento de la falla, lo que no sucede en este trabajo. Esto ocurre porque el modelo constitutivo HSS no presenta ablandamiento, por lo tanto, no es esperable que el talud se deforme indefinidamente debido a la generación de un sistema inestable por disminución de resistencia del material.

La correlación entre los desplazamientos verticales y $Sa(0.3s)$ pasó de $R^2 = 0.90$ en la etapa preliminar a $R^2 \approx 0.74$ en la etapa principal. Esta variación tiene dos explicaciones: (1) se ejecutaron muchos más modelos con registros de altas aceleraciones espectrales (zona de mayor dispersión) que en la etapa preliminar y (2) variaciones asociadas a la propia diferencia entre los sets de registros evaluados. Estas diferencias son el reflejo de que la aceleración espectral en el período fundamental del depósito no es una buena medida de intensidad para predecir el fenómeno y termina por agregar mucha incertidumbre al modelo. Aun así, actualmente no se disponen GMPEs que puedan reducir la dispersión de este análisis.

Sobre los estados de daño:

Una falencia de los modelos de desplazamientos cosísmicos es que no entregan información acerca de las probabilidades de daño en función de los desplazamientos obtenidos, teniendo que ser complementados con alguna metodología empírica (p.ej. Pells y Fell, 2002). En este trabajo se estudia la relación entre el daño y el desplazamiento observando la tendencia del área en falla en función del desplazamiento vertical del coronamiento. Esta tendencia es seguida por todos los modelos ejecutados en el análisis principal y entrega de forma simplificada información acerca de las deformaciones angulares.

El sustento físico de la razón de área en falla es que los puntos de integración que alcanzaron su envolvente de falla no ofrecen resistencia a la deformación progresiva. La acumulación de puntos de falla genera potenciales líneas de falla. Idealmente el área en falla debiese ser calculada en base a los puntos que alcanzaron simultáneamente la falla en un instante de tiempo, pero considerando

la complejidad de determinar el momento donde esta situación es crítica y las limitaciones computacionales para almacenar el estado tensional de cada punto para cada paso de tiempo, se utilizaron los puntos que alcanzaron el criterio de falla de Mohr-Coulomb durante la aplicación del registro de aceleraciones.

La curva razón en falla en función del desplazamiento vertical no es extrapolable para taludes con diferentes parámetros, pero evaluando la función en los desplazamientos verticales normalizados, Uy_n , se puede explicar la tendencia de modelos distintos, al menos para los rangos de sensibilidad evaluados en el capítulo 9.

Los estados de daño menor y medio difieren de los estados de daño calibrados por Pells y Fell, 2003. El desplazamiento vertical que indica colapso en aquella metodología se corresponde con el 50% de probabilidad de daño severo de las curvas de daño propuestas. De todas formas, estas metodologías no son comparables: (1) son estructuras con materiales de rigidez diferente, (2) el asentamiento del coronamiento se mide distinto y (3) la investigación de Pells y Fell está más enfocada en la erosión interna y derrames que en la estabilidad global del talud.

Los estados de daño definidos fueron generados son interpretados de forma cualitativa para taludes reales:

- **Daño menor:** En un talud real, este estado de daño puede no ser percibido a simple vista, necesiándose instrumentación para su detección. Esta caracterizado por la aparición de pequeñas grietas longitudinales en el coronamiento. Si un talud alcanza o se presume que alcanzó este nivel de daño, se debe realizar una inspección visual, buscando información que permita realizar un análisis de estabilidad post-sísmico del depósito.
- **Daño medio:** Este nivel de daño es observable a simple vista y se caracteriza por notorias grietas longitudinales y algunas dislocaciones verticales en el coronamiento. Si un talud de un depósito alcanza o presumiblemente alcanzó este estado de daño se debe considerar la evacuación provisional de la población aguas abajo. La observación del estado del depósito se debe realizar de forma remota, por ejemplo, mediante un dron, ya que tanto el tránsito de personas, maquinaria o una réplica del movimiento sísmico principal compromete la estabilidad del talud. Si se verifica el daño, se deben efectuar medidas geotécnicas de estabilización siguiendo las recomendaciones de un especialista para el caso específico.
- **Daño severo:** Cualitativamente, abarca desde notorias dislocaciones en zonas del coronamiento hasta deslizamientos de material del orden de metros. Si un depósito alcanza

o presumiblemente alcanzó este estado de daño, se debe efectuar la evacuación inmediata de la población aguas abajo ya que el talud se encuentra seriamente dañado y las réplicas comprometen la estabilidad. La inspección debe ser realizada de forma remota. Si se verifica este nivel de daño se debe consultar a un especialista geotécnico para evaluar las medidas de mitigación del riesgo, ya sea medidas de estabilización del talud o, preferiblemente, el reperfilado de este.

Sobre el análisis de sensibilidad:

La homogeneización de los niveles de daño mediante el parámetro de desplazamiento vertical normalizado funciona de buena forma, logrando reproducir la tendencia de evolución de razón de área en falla, por lo tanto, permitiendo la comparación de la respuesta sísmica de los modelos con distintos parámetros en términos de daño. Las diferencias observadas en los contornos de deformación y puntos de falla de los modelos del análisis principal con los modelos de sensibilidad son consistentes con el valor del desplazamiento vertical normalizado.

El análisis de sensibilidad permitió estimar el comportamiento del modelo, ante variaciones de los parámetros base, y la generalización de las curvas de fragilidad para un nivel de estabilidad equivalente dado por un coeficiente de fluencia, k_y , teniendo en cuenta las consideraciones de la Tabla 9.4. Con ello, las respuestas sísmicas propuestas son generalizables para los niveles de k_y de 0.156, 0.202 y 0.260. Este coeficiente ha sido utilizado por múltiples investigaciones (Makdisi y Seed, 1978; Bray y Travasarou, 2007; Bray et al., 2017) como único parámetro que define la resistencia del talud.

El coeficiente sísmico de fluencia puede ser utilizado como un parámetro que condensa las propiedades del talud, pero se debe conocer la sensibilidad del modelo a la variación de los distintos parámetros que definen la estabilidad, ya que, como se vio en el capítulo 9, el modelo numérico no es completamente consistente con el k_y obtenido desde un análisis pseudoestático. Un ejemplo de esto es la altura, cuya variación modifica más los resultados del análisis pseudoestático que la respuesta del modelo numérico.

Es importante mencionar que el análisis de sensibilidad permite estimar la importancia de los distintos parámetros en la estabilidad del modelo numérico. Si se toma como punto de referencia el análisis principal base de $c = 7.00 \text{ kPa}$, $\phi = 30^\circ$, $\beta = 30^\circ$ y $h = 15 \text{ m}$, la cohesión (c) y el

ángulo de fricción interna (ϕ) son los parámetros que más controlan la respuesta del modelo numérico, considerando el mismo nivel de estabilidad pseudoestática, dado por k_y , seguido por el ángulo de inclinación (β) y, en último lugar, la altura del talud (h). Debido a la alta incertidumbre de la cohesión

Se aprecia que los efectos dinámicos afectan la tendencia en algunos análisis de sensibilidad. Por ejemplo, para taludes altos o flexibles, se observa que el registro con mayor contenido de períodos altos, N° 20 – T08A 1, se escapa levemente de la tendencia de los demás pares de puntos hacia el mayor daño, es decir, hacia la parte superior de la línea 1:1 (Figuras 10.10 y 10.13). Esta observación indica que los efectos de sitio pueden agravar la respuesta sísmica del talud, y, como este modelo no considero dichos efectos, no es aplicable para suelos que los presenten.

Sobre las curvas de fragilidad:

Resulta muy complejo realizar una validación de las curvas de fragilidad porque se desconoce el nivel de estabilidad de cada depósito en particular, hay pocas fallas documentadas y se desconoce la IM en el emplazamiento del depósito de relaves que presentó daños. A pesar de esto, se realiza el ejercicio de buscar el registro más cercano al depósito dañado durante algún evento sísmico y se compara con lo predicho por el modelo propuesto en la siguiente Tabla 11.1. El límite inferior mostrado en la columna Prob. Daño severo corresponde a la cota inferior del intervalo de confianza de daño severo en las curvas de fragilidad para $k_y = 0.260$ (caso de estabilidad más favorable), mientras que el límite superior es la cota superior del intervalo de confianza de daño severo en las curvas de fragilidad para $k_y = 0.156$ (caso de estabilidad más desfavorable).

Si bien no se ha encontrado documentación de fallas en depósitos abandonados para los sismos estudiados, los depósitos inactivos mostrados en la Tabla 11.1 presentan condiciones similares a los depósitos abandonados, a excepción del depósito Las Palmas, que presentaba una cantidad de agua superior. La Tabla 11.1 también incluye algunas fallas documentadas de depósitos activos, los que fallaron por licuación, por lo que son de carácter referencial para este trabajo.

Tabla 11.1. Relación entre la respuesta de algunos depósitos de relaves con distintas intensidades sísmicas medidas en la estación más cercana.

Nombre depósito	Evento	Estación cercana	PGA (g)	IA (cm/s)	Sa (T*) (g)	Respuesta	Prob. Daño severo
Cobre No.4 (IN)	1985	Llay Llay - 30 km	0.47	587	1.12	Falla	1.3 – 44 %
Cerro Negro No.4 (AC)	1985	Llay Llay - 30 km	0.47	587	1.12	Falla*	1.3 – 44 %
Veta de Agua No.1 (AC)	1985	Llay Llay - 25 km	0.47	587	1.12	Falla*	1.3 – 44 %
Tranque Adosado (AC)	2010	Melipilla - 40 km	0.78	635	0.69	Falla*	0 – 8 %
Las Palmas (IN)	2010	Hualañe - 25 km	0.39	819	0.95	Falla*	0.5 – 27%
Tranque Chacón (IN)	2010	Melipilla - 60 km	0.78	635	0.69	Falla	0 – 8 %
Veta de Agua No.5 (IN)	2010	Cabildo - 30 km	0.33	276	0.89	Falla	0.25 – 22%
Tranque No.1 Minera Clarita (IN)	2010	Cabildo - 40 km	0.33	276	0.89	Falla	0.25 – 22%
Depósitos							
Andacollo (13) (AB)	2015	Andacollo - 1 km	0.29	160	0.33	Sin daños	0 – 0 %

* Se estima que la falla se produjo por licuación.

IN: Inactivo, AC: Activo, AB: Abandonado.

A pesar de las limitaciones descritas anteriormente, las curvas propuestas estiman que existe probabilidad de daño severo en los depósitos que fallaron, y probabilidad nula para el caso de 13 depósitos abandonados en la localidad de Andacollo que están a menos de 1 kilómetro de una estación sísmica, sobre los cuales no se documentan ni observan daños en el Terremoto de Illapel de 2015. Además, la probabilidad de daño menor más desfavorable (cota superior intervalo de confianza del caso $k_y = 0.156$) es del 8%. Con esto se determina que las curvas tienen cierta consistencia con los casos de fallas consultados y con registros sísmicos cercanos disponibles.

De forma general, las curvas propuestas indican que sobre 0.3 g de aceleración espectral en 0.3 segundos en el sitio de emplazamiento empiezan a haber probabilidades de daño menor, sobre 0.6

g comienzan las probabilidades de daño severo y sobre 1 g la probabilidad de daño severo es importante (sobre un 30% en el caso más desfavorable).

Si bien el modelo indica que el daño severo se produce para intensidades muy altas, estas han sido registradas en algunas estaciones en todos los eventos importantes de los últimos 20 años. La Tabla 11.2 muestra los valores de IMs de algunos registros de terremotos interplaca en territorio chileno, que introducidas en el modelo propuesto presentan importantes probabilidades de inducir un daño severo en los depósitos. Estos registros fueron acompañados de daños en las localidades cercanas a la estación de medición.

Tabla 11.2. Propiedades de algunos registros sísmicos, sobre los cuales el modelo predice una probabilidad de daño considerable en los depósitos de relaves abandonados.

ID Estación	Lugar	Evento	PGA (g)	IA (cm/s)	Sa (T*) (g)
ANGO	Angol	2010	0.95	2243	1.73
C11O	Monte Patria	2015	0.82	1458	2.66
IQEC	Iquique	2014	0.60	803	1.59
TOCO	Tocopilla	2007	0.53	806	1.14

Sobre las limitaciones y precauciones de las curvas de fragilidad propuestas:

Las curvas de fragilidad son de carácter referencial principalmente porque se supuso homogeneidad de la estructura resistente de los depósitos. Estos depósitos pueden presentar estratificaciones o capas débiles que controlen el modo de falla. La única forma fiable para comprobar esto es realizando prospecciones invasivas: extracción de muestras vía sondaje o ensayos CPT.

Otra limitación del modelo propuesto es que el depósito de relaves se debe encontrar seco. En caso contrario, el material puede exhibir un comportamiento no drenado o desencadenar licuación, fenómenos que no han sido considerados en el análisis y pueden controlar el modo de falla. Se recomienda que la estimación del grado de saturación de las zonas de interés se realice con métodos de prospección no invasivos en primera instancia, ya que permiten abarcar grandes áreas, idealmente complementados con sondajes y extracción de muestras en las zonas identificadas como potencialmente saturadas. La tomografía de resistividad eléctrica (ERT) es un método geofísico que ha sido utilizado para este fin, permitiendo detectar contrastes de humedad en depósitos de relaves (Martinez et al., 2014; Gomez-Ortiz et al., 2010; Martín-Crespo et al., 2018).

Este análisis ha sido calibrado con registros de sismos que no presentan mayores efectos de sitio, según observaciones sobre el lugar de emplazamiento de los depósitos. Si se verifica la existencia de efectos de sitio importantes, principalmente que amplifiquen los períodos altos, se debe tener cuidado en la aplicación de las curvas de fragilidad.

Los materiales constituyentes deben tener un comportamiento similar al material modelado. En especial, este análisis no es aplicable para depósitos con materiales con ablandamiento.

12. Conclusiones y recomendaciones

12.1. Conclusiones

Los depósitos de relaves abandonados, además de generar problemáticas administrativas y financieras, son estructuras cuyo comportamiento sísmico es difícil de evaluar, debido al desconocimiento del nivel de ingeniería detrás del diseño y construcción de la estructura. Para abarcar el problema, se propone un set de curvas de fragilidad para los depósitos de relaves abandonados de la zona centro-norte de Chile, para tres niveles de estabilidad. Estos niveles se corresponden con tres valores de coeficiente de fluencia del talud, k_y : 0.156, 0.202, 0.260. Este valor se puede usar para condensar todos los parámetros que modifican el análisis estático de taludes sin incurrir en grandes errores.

Las curvas de fragilidad se generaron a partir de un modelo numérico representativo de los depósitos de relaves, en el que el material de relaves presenta un modelo constitutivo elastoplástico de endurecimiento isotrópico que logra capturar la propagación de ondas y permite obtener respuestas dinámicas razonables en términos de frecuencias amplificadas y degradación de la rigidez.

La medida de intensidad (IM) utilizada para desarrollar las curvas de fragilidad son las aceleraciones espectrales en 0.3 segundos de período, a pesar de que hay medidas de intensidad más eficientes en la predicción del fenómeno, como la Intensidad de Arias y la velocidad máxima de suelo (PGV). Estas IMs se descartaron por problemas de predictibilidad: alta dispersión del modelo predictivo (GMPE) para la Intensidad de Arias e inexistencia de GMPE calibrada con sismos chilenos para PGV.

Las curvas de fragilidad son de carácter referencial, principalmente por el supuesto de homogeneidad del material de relaves. Además, la aplicabilidad de las curvas está limitada a: valores de parámetros similares a los establecidos, depósitos sin nivel freático en su interior, estratos de fundación rígidos y materiales resistentes que no presenten pérdidas de resistencia ante cargas cíclicas.

Se realiza una interpretación de los niveles de daño mediante la relación entre la razón de área en falla y la deformación vertical del coronamiento. Se introduce un procedimiento para normalizar esta relación, en base a la altura del talud y la ductilidad del material, que permite capturar el

comportamiento de todos los modelos simulados. Esta metodología permite que las curvas generadas sean comparables con estudios sobre estructuras similares con diferentes propiedades.

La estabilidad sísmica de los depósitos abandonados depende fuertemente del coeficiente de fluencia del talud, cuyo rango de variación se estima que es alto. Además, las intensidades sísmicas que generan daños considerables en estas estructuras han sido medidas en algunas estaciones para todos los terremotos sobre Mw 7.7 de los últimos 40 años. Por esto, es urgente caracterizar los parámetros resistentes de los depósitos abandonados prioritarios (Pulgar, 2020) mediante campañas prospección geotécnica.

El coeficiente de fluencia (k_y) permite aproximar el comportamiento del modelo numérico, pero presenta problemas de precisión, el cual se ve reflejado en las diferencias de la deformación en modelos de un mismo coeficiente de fluencia. Esto deja en evidencia las inconsistencias entre las respuestas de los modelos numéricos y los modelos basados en equilibrio límite que deben ser estudiadas. En esta línea, considerando un mismo coeficiente de fluencia, la cohesión y el ángulo de fricción interna se alzan como los parámetros que tienen mayor influencia en las deformaciones del modelo numérico, en los rangos estudiados.

Las curvas de fragilidad son consistentes con los daños observados en estas estructuras: estiman probabilidades de daño considerable para los casos de falla sísmica de depósitos de relaves en Chile y predicen nula probabilidad de daño para los depósitos que en efecto no presentaron daños anteriormente, en los cuales se conocía el movimiento sísmico percibido. En esta línea, se debe comparar el comportamiento real de los depósitos de relaves abandonados con lo predicho por las curvas propuesta cuando exista más información.

Este estudio pretende incentivar el uso de herramientas probabilísticas en el análisis de estructuras geotécnicas en Chile, las cuales son escasamente aprovechadas. La utilización de estas metodologías permite considerar las variabilidades asociadas a los problemas de mecánica de suelos y resultan muy útiles cuando se busca evaluar la respuesta ante fenómenos con grandes incertidumbres como la sismicidad y la respuesta sísmica de las estructuras.

12.2. Recomendaciones

- Las curvas propuestas pueden ser utilizadas en conjunto con un estudio de amenaza sísmica para estimar el riesgo de los depósitos de relaves abandonados en conjunto o individualmente. Esta línea investigativa requiere una campaña en terreno para la determinación del coeficiente de fluencia asociado al/los depósitos estudiados.
- La metodología expuesta resulta útil para la estimación de la respuesta sísmica de otras estructuras geotécnicas similares como depósitos de relaves activos e inactivos, terraplenes viales, estructuras de contención, entre otras.
- Este estudio puede ser replicado para registros de terremotos intraplaca o corticales, ya que pueden generar respuestas sísmicas en los depósitos diferentes a las observadas, según sus diferentes características.
- La precisión de este tipo de estudios depende, entre otras cosas, de la fidelidad con la que se reproduzca el comportamiento real del material, por lo que es necesario realizar una caracterización exhaustiva del material constituyente de los depósitos abandonados para modelar estas estructuras de forma más detallada.
- Se detectaron diferencias en la respuesta de modelos numéricos con el mismo coeficiente de fluencia, las cuales reflejan inconsistencias entre los análisis basados en equilibrio límite y los modelos numéricos. Estas deben ser estudiadas, especialmente considerando que ambos métodos son de amplia utilización.

BIBLIOGRAFÍA

- Argyroudis S. y Kaynia A. 2015. Analytical seismic fragility functions for highway and railway embankments and cuts. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44, 1863-1879.
- Arias A. 1970. A measure of earthquake intensity. Hansen R (ed) *Seismic design for nuclear power plants*. MIT Press, Cambridge, pp 438–483.
- Astroza M., Moya, R. y Sanhueza S. 2002. Estudio comparativo de los efectos de los terremotos de Chillán de 1939 y de Talca de 1928. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica.
- Baker J. 2011. "Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection." *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331.
- Baker J. y Cornell C. 2006. Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), 1077–1095.
- Baker Research Group. Ground motion selection algorithm. [en línea] <https://web.stanford.edu/~bakerjw/gm_selection_old.html>. [consulta: 30 de diciembre, 2020].
- Bard P. y Sesame Team. 2008. Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations measurements, processing and interpretation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, 1–2.
- Bardet J. y Liu F. 2009. Motions of gently sloping ground during earthquakes. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 114, F02010.
- Barrera S. y Campaña J. 2004. Análisis de Estabilidad de Presas de Relaves. *Práctica Chilena. V Congreso Chile de Ingeniería Geotécnica*. Santiago, Chile (pp. 28-30).
- Barrientos S., Vera E., Alvarado P. y Monfret T. 2004. Crustal seismicity in central Chile. *Journal of South American Earth Sciences*, 16, 8, 759-768.
- Benz T. 2006. Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Ph.d. thesis, Universität Stuttgart.

- Bhanbhro R., Knutsson R., Auchar Zardari M., Edeskar T. y Knutsson S. 2018. Mechanical properties of soft tailings from different depths of a Swedish tailings dam: Results from triaxial tests. *Scientia Iranica A*, 27 (3), 1066 – 1074.
- Bray J. y Rathje E. 1998. Earthquake-Induced Displacements of Solid-Waste Landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(3), pp. 242-253.
- Bray J. y Travasarou T. 2007. Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133(4), 381–392.
- Bray J., Macedo J. y Travasarou T .2017. Simplified procedure for estimating seismic slope displacements for subduction zone earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 144(3):04017124.
- Calabrese A. y Lai C. 2013. Fragility functions of blockwork wharves using artificial neural networks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* ,52:88–102.
- Candia G., Poulos A., de la Llera J., Crempien, J. y Macedo J. 2020. Correlations of spectral accelerations in the Chilean subduction zone. *Earthquake Spectra*, 36(2):788-805.
- Carter J. 1995. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering – From Research to Practice*. 7th Australia New Zealand Conference on Geomechanic.
- Centro Sismológico Nacional. Registros de eventos significativos [en línea] <<http://evtdb.csn.uchile.cl/>>. [consulta: 30 de diciembre, 2020].
- Céspedes S., Boroschek R. y Ruiz R. 2019. Modelos de movimiento fuerte para duración e Intensidad de Arias para registros de movimiento fuerte en Chile. Conference: XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valdivia.
- CHILE. Ministerio de Minería. 2007. Decreto Supremo N°248: Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves.
- Consejo Minero. 2020. Reporte Anual 2019 [en línea] <www.consejominero.cl>. [consulta: 29 de diciembre, 2020].

- Cornell A. y Krawinkler H. 2000. Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. PEER Center News, Vol. 3, No. 2, Spring 2000.
- Correia N. y Pastén C. 2019. Using Seismic Records to Determine the Predominant Vibration Frequency of a Tailings Dam Embankment: First Results. 6th International Seminar on Tailings Management, Tailings 2019. Santiago, Chile.
- DamEngineer. [en línea] <<http://www.damengineer.com/embankments/sm.html>>. [consulta: 29 de diciembre, 2020].
- Darendeli M. 2001. Development of a new family of normalised modulus reduction curves and material damping curves. PhD thesis. The University of Texas at Austin.
- Das B. 2007. Principles of Foundation Engineering, 6th ed. Thomson, Toronto, ON, Canada. ISBN 9781305081567.
- Dávalos H. y Miranda E. Evaluation of bias on the probability of collapse from amplitude scaling using spectral-shape-matched records. Earthq. Eng. Struct. Dyn. 2019, 48, 970–986.
- Deierlein G., Krawinkler H. y Cornell C. 2003. A framework for performance-based earthquake engineering. 7th Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand: February 13-15, 2003.
- Dey A. 2011. Calibration of a PLAXIS Finite Element Dynamic Model: Effect of Domain Width and Meshing Schemes/AES. Third Indian Young Geotechnical Engineers Conference (3IYGEC) 25 - 26 March 2011, Indian Geotechnical Society, New Delhi.
- Duncan J. 2000. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 126 (4): 307-316.
- Duncan J. y Chang C. 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,96(SM5), pp. 1629-1653.
- Efron B. 1979. Bootstrap Methods: Another Look at the Jackknife, The Annals of Statistics 7, 1 – 26.
- Esteva L. y Rosenblueth E. 1964. Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes. Boletín Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 2, 1-18.

- Fundación Chile, Equipo Programa Tranque. 2018. Avances y retos para la gestión de los depósitos de relaves en Chile [en línea] <www.fch.cl>. [consulta: 29 de diciembre, 2020].
- Gómez-Ortiz D., Martín-Velázquez S., Martín-Crespo T., De Ignacio-San José C. y Lillo-Ramos J. 2010. Application of electrical resistivity tomography to the environmental characterization of abandoned massive sulphide mine ponds (Iberian Pyrite Belt, SW Spain). *Near Surface Geophysics*, 8, 65–74.
- Hardin B.O. y Drnevich V. 1972. Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM7), 667–692.
- Hashash Y., Musgrove M., Harmon J., Ilhan O., Xing G., Numanoglu O., Groholski, D., Phillips C. y Park D. 2020. DEEPSOIL 7.0, User Manual. Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Hernández D. 2017. Implementación de un equipo triaxial modificado para el estudio de una arena de relaves en condición parcialmente saturada. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.
- Hurtado-López G. y Mayoral-Villa J. 2020. Fragility curves for hardfill dams under seismic loading Curvas de fragilidad para presas de hardfill bajo carga sísmica. *Tecnología y ciencias del agua*, 11(1), 132-168.
- Idini B., Rojas F., Ruiz S. y Pastén C. 2017. Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), 1853–1880.
- Jaky J. 1948. Pressure in soils, 2nd ICSMFE, London, Vol. 1, pp 103-107.
- Jayaram N., Lin T. y Baker, J. 2011. A Computationally Efficient Ground-Motion Selection Algorithm for Matching a Target Response Spectrum Mean and Variance. *Earthquake Spectra*, 27, 797–815.
- Kondner R. y Zelasko J. 1963. A hyperbolic stress-strain formulation for sands. In 2nd Pan. Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng., volume 1, pages 289–394, Brazil.
- Krahn J. 2003. “The 2001 R.M. Hardy lecture: The limits of limit equilibrium analysis”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, pp. 643-660.

- Kramer S. 1996. Geotechnical earthquake engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J
- Kuhlemeyer R. y Lysmer J. 1973. Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99:65.
- Leyton F., Leopold A., Hurtado G., Pastén C., Ruiz S., Montalva G. y Saez E. 2018. Geophysical characterization of the Chilean seismological stations: first results. *Seismological Research Letters*, 89(2A):519–525.
- Leyton F., Ruiz J., Campos J. y Kausel E. 2009. Intraplate and interplate earthquakes in Chilean subduction zone: A theoretical and observational comparison. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 175(1–2), 37–46.
- Li X. y Dafalias Y. 2000. Dilatancy for cohesionless soils. *Geotechnique*, 50(4), 449 – 460.
- Makdisi F. y Seed H. 1978. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104 (7), 849-867.
- Martin-Crespo T., Gomez-Ortiz D., Martín-Velázquez S., Martínez-Pagán P., De Ignacio C. y Lillo J. 2018. Geoenvironmental characterization of unstable abandoned mine tailings combining geophysical and geochemical method. *Engineering Geology*. 2018, 232, 135–146.
- Martínez J., Rey J., Hidalgo M., Garrido J. y Rojas D. 2014. Influence of measurement conditions on the resolution of electrical resistivity imaging: The example of abandoned mining dams in the La Carolina District (Southern Spain). *International Journal of Mineral Processing*, 133, 67–72.
- Mayne P., Coop M., Springman S., Huang A. y Zornberg J. 2009. Geomaterial behavior and testing. *ICSMGE, 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, volume 4, pages 2777–2872.
- Montalva G., Bastías N. y Rodriguez-Marek A. 2017. Groundmotion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(2):901–911.

- Morgenstern NR, Price VE (1965) The analysis stability of general slip surfaces. *Geotechnique* 15(1):79–93.
- Nakamura Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Reports of the Railway Technical Research Institute*, 30, 25–33.
- Newmark N. 1965. *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*. Geotechnique, London, England, Vol. 5, No. 2.
- Noda S. y T. Uwave. 1976. Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quaywalls. 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India.
- Obrzud R. 2011. On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice [en línea] <www.zsoil.com>. [consulta: 30 de diciembre, 2020].
- Obrzud R. y Truty A. 2018. *The Hardening Soil Model – A practical guidebook*, Edition 2018 [en línea] <www.zsoil.com>. [consulta: 30 de diciembre, 2020].
- Pastén C., Comte, D., Peña, G., Burgos y J., and Rietbrock, A. 2019. Dynamic characterization of a tailings dam embankment using a dense seismic array – Preliminary results. 6th International Seminar on Tailings Management, Tailings 2019. Santiago, Chile.
- Fundación Chile - Pastén C., Ihle C., Comte D., Gesche R., Campos F., Troncoso J., Campaña J., Carvajal M., Rojas S. y Cartes I. 2019. Physical stability monitoring and assessment standard for tailings storage facilities – A proposal from Chile. Technical Report. Fundación Chile, Programa Tranque.
- Pastén C., Saez M., Ruiz S., Leyton F., Salomon J., y Poli P. 2016. Deep characterization of the Santiago Basin using HVSR and cross-correlation of ambient seismic noise. *Engineering Geology*, 201, 57–66.
- Pells S. y Fell R. 2003. *Damage and Cracking of Embankment Dams by Earthquake and the implications for internal Erosion and Piping*. Commission International Des Grands Barrages, Montréal, Canada.
- Plaxis. 2017. *Plaxis2D – Material Models Manual*.

Plaxis. 2017. Plaxis2D - Reference Manual.

Pulgar B. 2020. Metodología de evaluación de estabilidad física de depósitos de relaves abandonados en la zona centro norte de Chile. Memoria para optar al título de Ingeniera Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.

Revista Técnicos Mineros. 2016. [en línea] <<https://www.revistatecnicosmineros.com/2016/06/minera-teck-propone-trabajar-en-la-remocion-de-los-relaves-abandonados-de-andacollo/>>. [consulta: 29 diciembre, 2020].

Rowe P. 1962. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society A*, No. 269. 500–527.

Ruiz S. y Madariaga R. 2018. Historical and recent large megathrust earthquakes in Chile. *Tectonophysics* 733:37–56.

Santos J. y Correia A. 2001. Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. In *Proceedings 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Istanbul, Turkey, volume 1, 267–270.

Saragoni R. 1993. Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. *6tas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Vol 2, 165-178.

Schanz T., Vermeer P. y Bonnier P. 1999. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, chapter Formulation and verification of the Hardening-Soil Model, pages 281–290. Balkema, Rotterdam.

Schweiger H., Fabris C., Ausweger G. and Hauser L. 2019. Examples of successful numerical modelling of complex geotechnical problems. *Innovative Infrastructure Solutions*, 4(1), 2.

Seed H. and Martin G. 1966. “The seismic coefficient in earth dam design”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.92, No. SM3, pp.25-58.

Sernageomin. 2020. Catastro de Depósitos de Relaves en Chile (actualización 10-08-2020) [en línea] <www.sernageomin.cl>. [consulta: 29 de diciembre, 2020].

- Swaisgood J. 2003. Embankment dam deformations caused by earthquakes. Proceedings of the 2003 Pacific conference on earthquake engineering. Christchurch, NZ.
- Tsai C., Park D., Chen C. Selection of the optimal frequencies of viscous damping formulation in nonlinear time-domain site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2014; 67; 353–358.
- Tsompanakis Y., Lagaros N., Psarropoulos P. y Georgopoulos E. 2010. Probabilistic seismic slope stability assessment of geotechnical structures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1-2): 179-191.
- Vamvatsikos D. y Cornell C. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 31(3): 491–514.
- Verdugo R., Valenzuela L. y Campaña J. 2017. Evaluation of Tailings Dams Subjected to Large Earthquakes. [en línea] <<https://www.issmge.org/publications/online-library>>. [consulta: 29 diciembre, 2020].
- Vigny C., Rudloff A., Ruegg J., Madariaga R., Campos J. y Alvarez M. 2009. Upper plate deformation measured by GPS in the Coquimbo Gap, Chile. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 175(1), 86–95.
- Villavicencio G., Espinace R., Palma J., Fourie A., y Valenzuela P. (2013). Failures of Sand Tailings Dams in a Highly Seismic Country. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(4), 449–464. <https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0142>.
- Wathelet M., Chatelain J., Cornou C., Di Giulio G., Guillier B., Ohrnberger M. y Savvaidis A. 2020. Geopsy: A User-Friendly Open-Source Tool Set for Ambient Vibration Processing. *Seismological Research Letters*, 91.
- Wieland M. 2008. Large Dams the First Structures Designed Systematically against Earthquakes. Special Session S13, Proc. 14th World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing, China, Oct. 2008.
- Wu X. 2015. Development of Fragility Functions for Slope Instability Analysis. *Landslides* 12: 165–175.

ANEXO A: Registros deconvolucionados

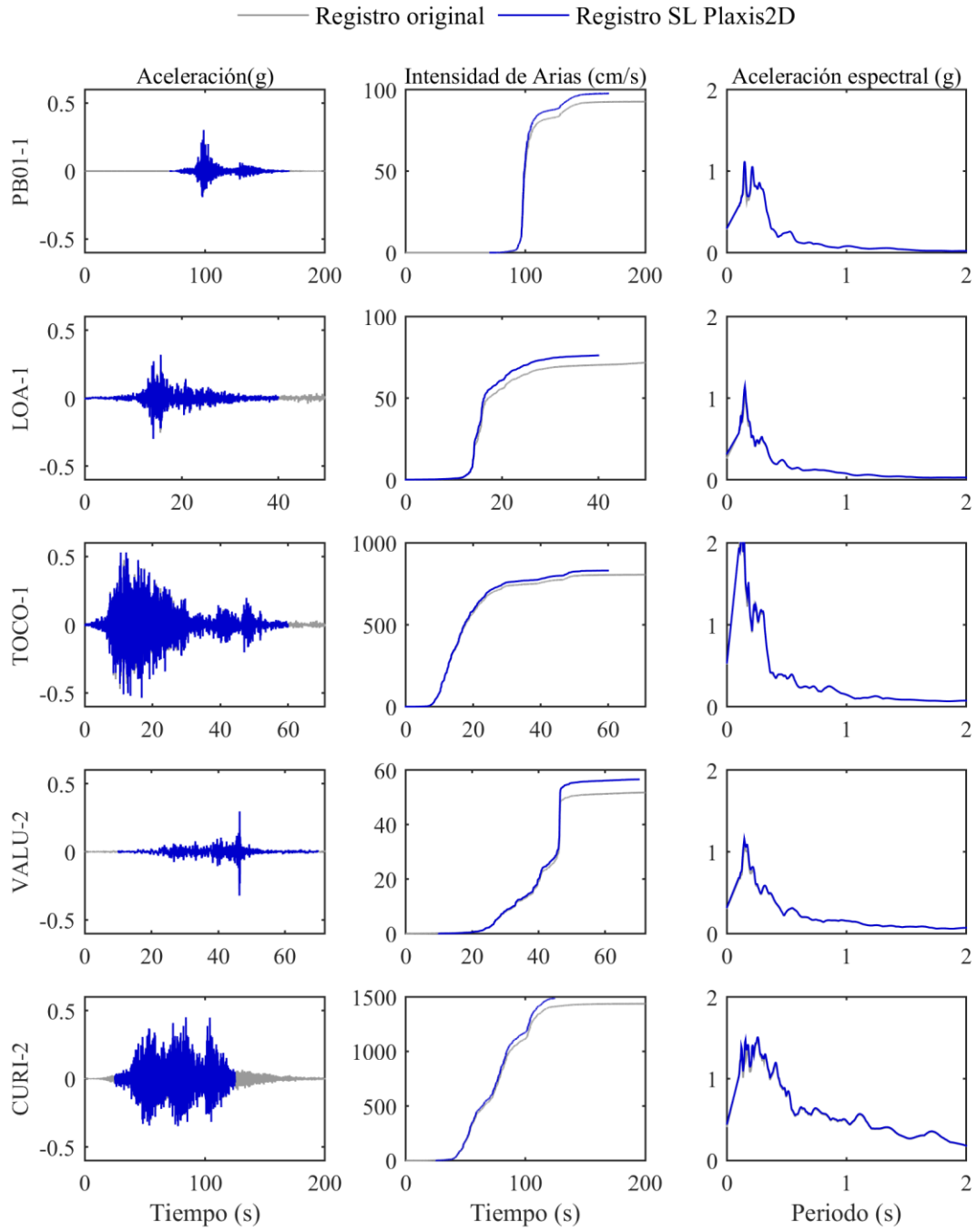


Figura A.1. Resultados deconvolución para sismos N° 1 al 5.

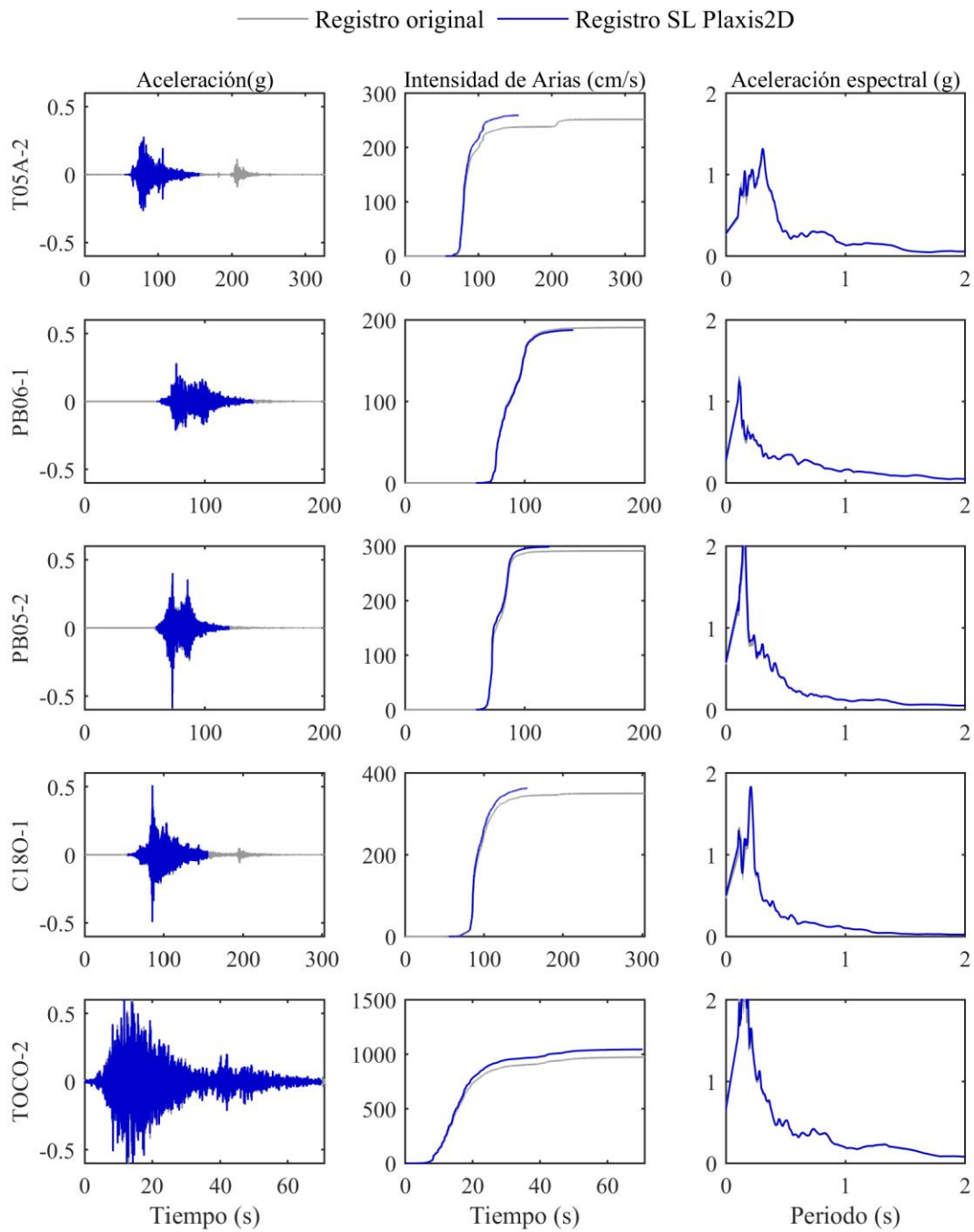


Figura A.2. Resultados deconvolución para sismos N° 6 al 10.

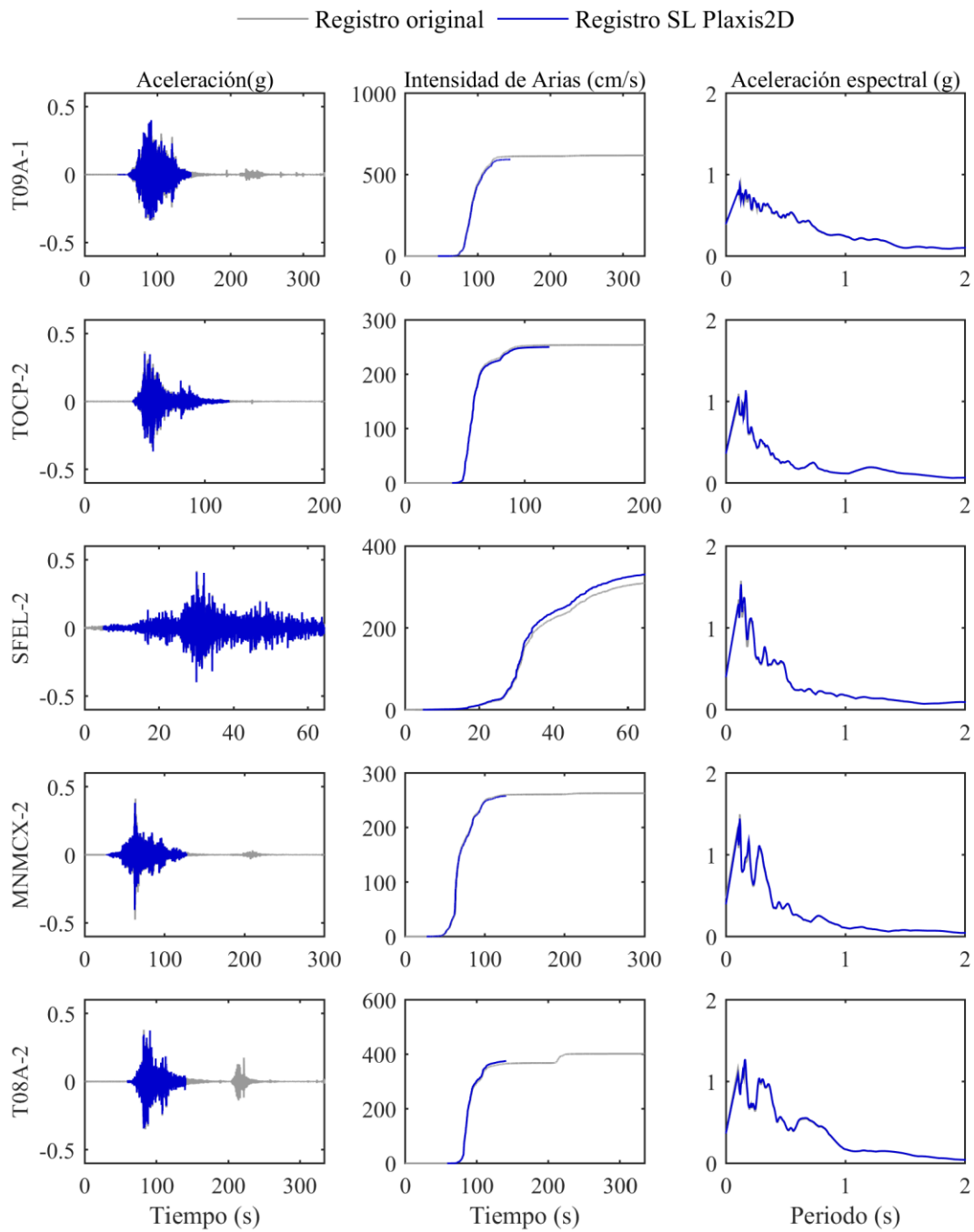


Figura A.3. Resultados deconvolución para sismos N° 11 al 15.

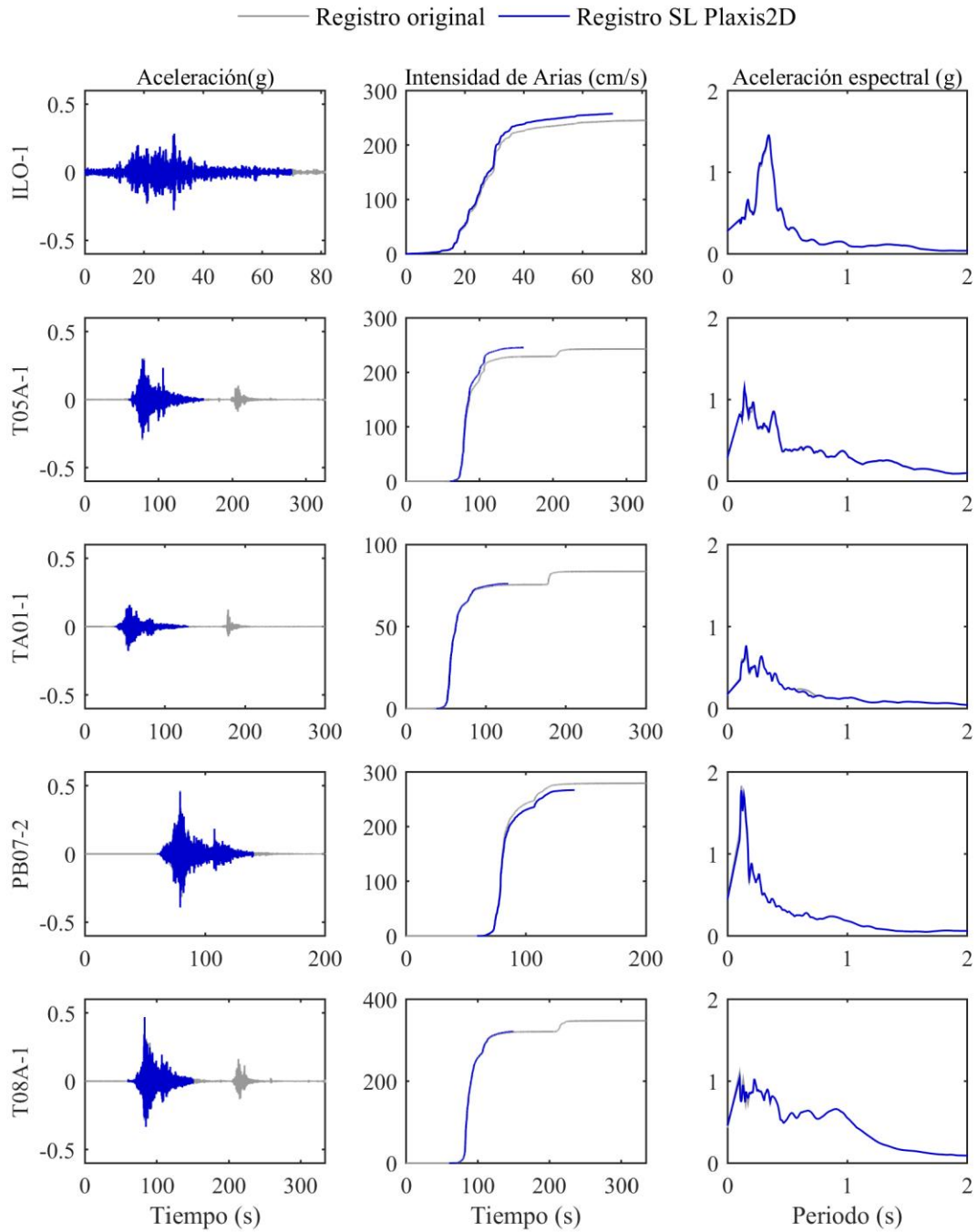


Figura A.4. Resultados deconvolución para sismos N° 16 al 20.

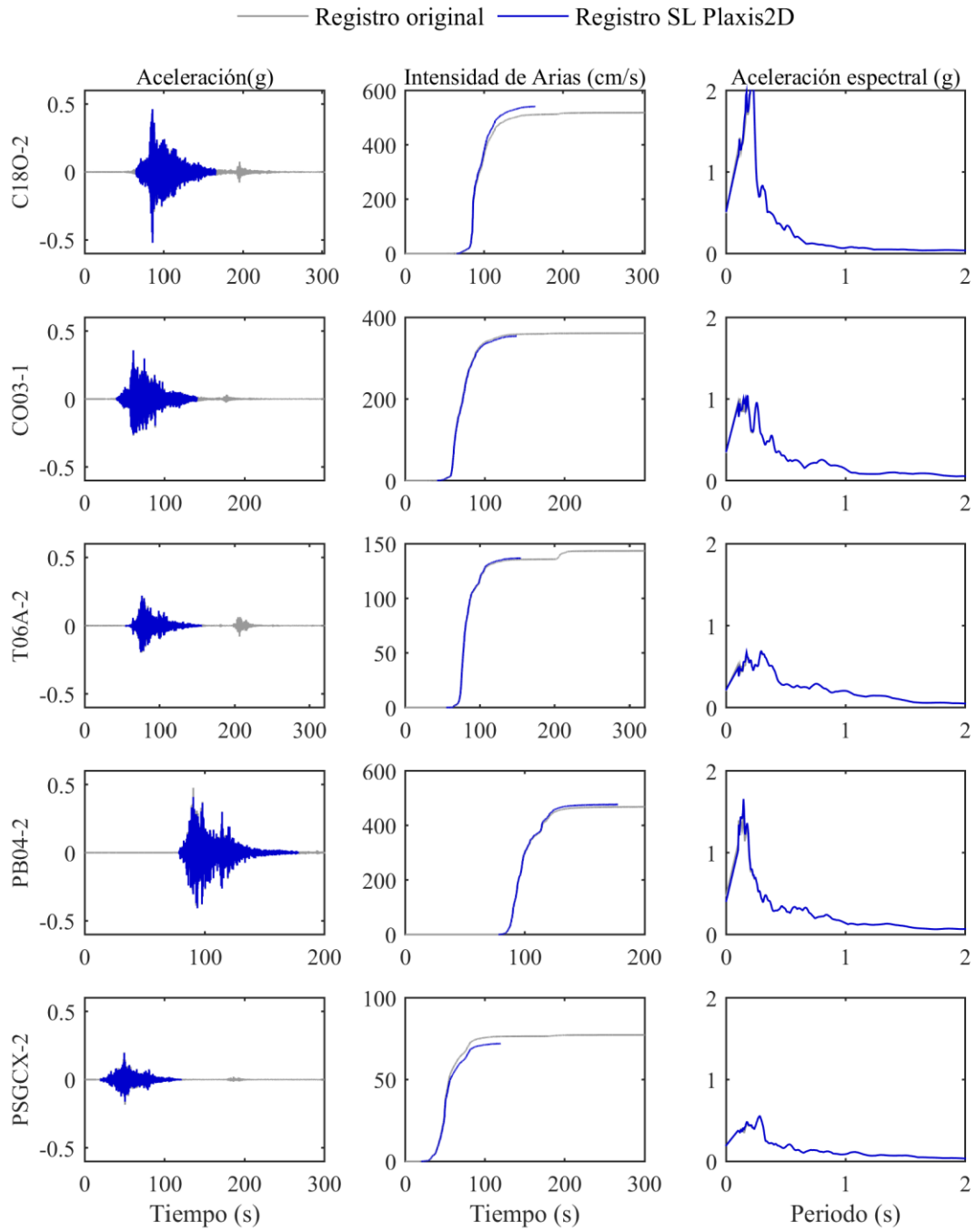


Figura A.5. Resultados deconvolución para sismos N° 21 al 25.

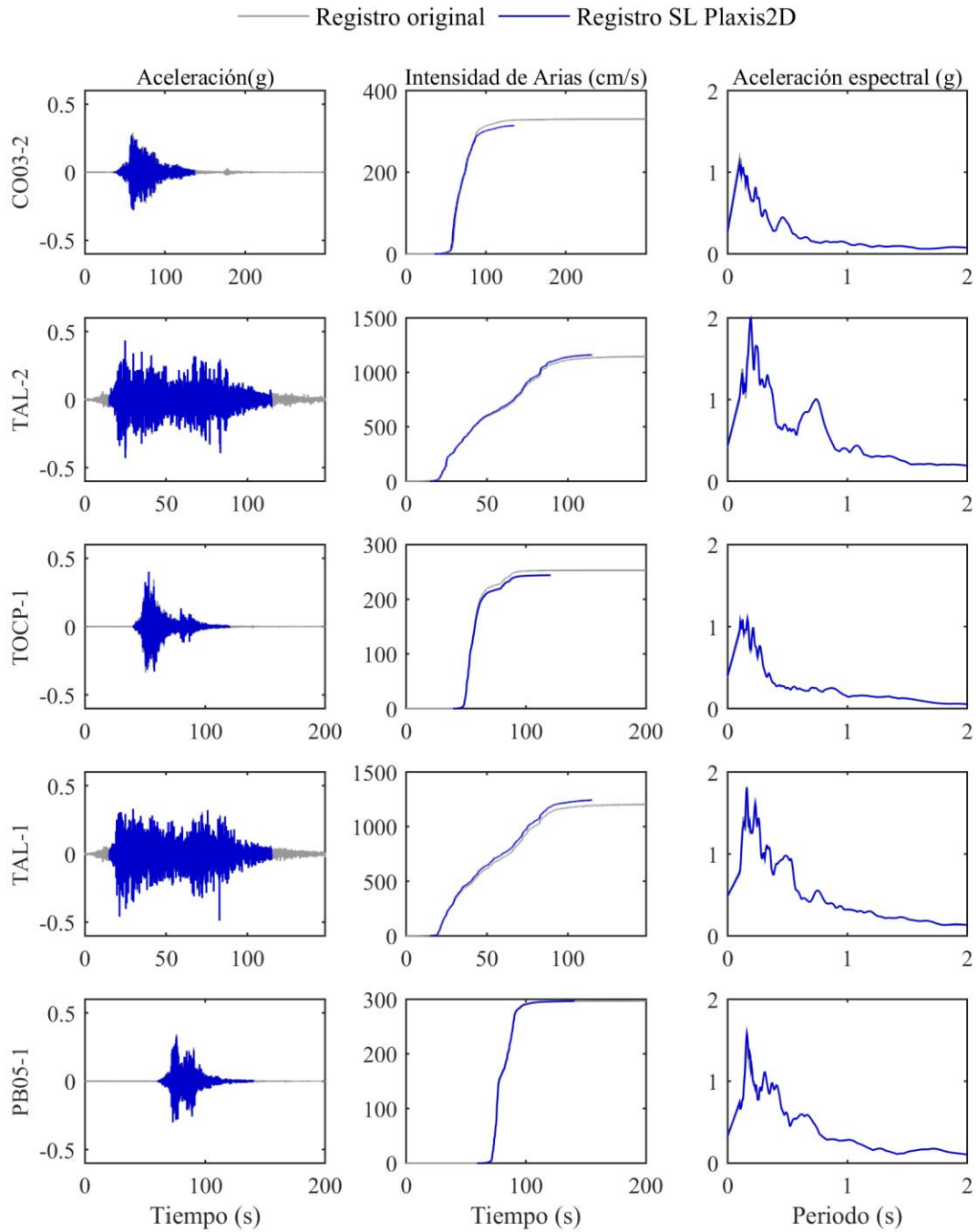


Figura A.6. Resultados deconvolución para sismos N° 21 al 25.

ANEXO B: Correlaciones entre desplazamientos verticales y medidas de intensidad

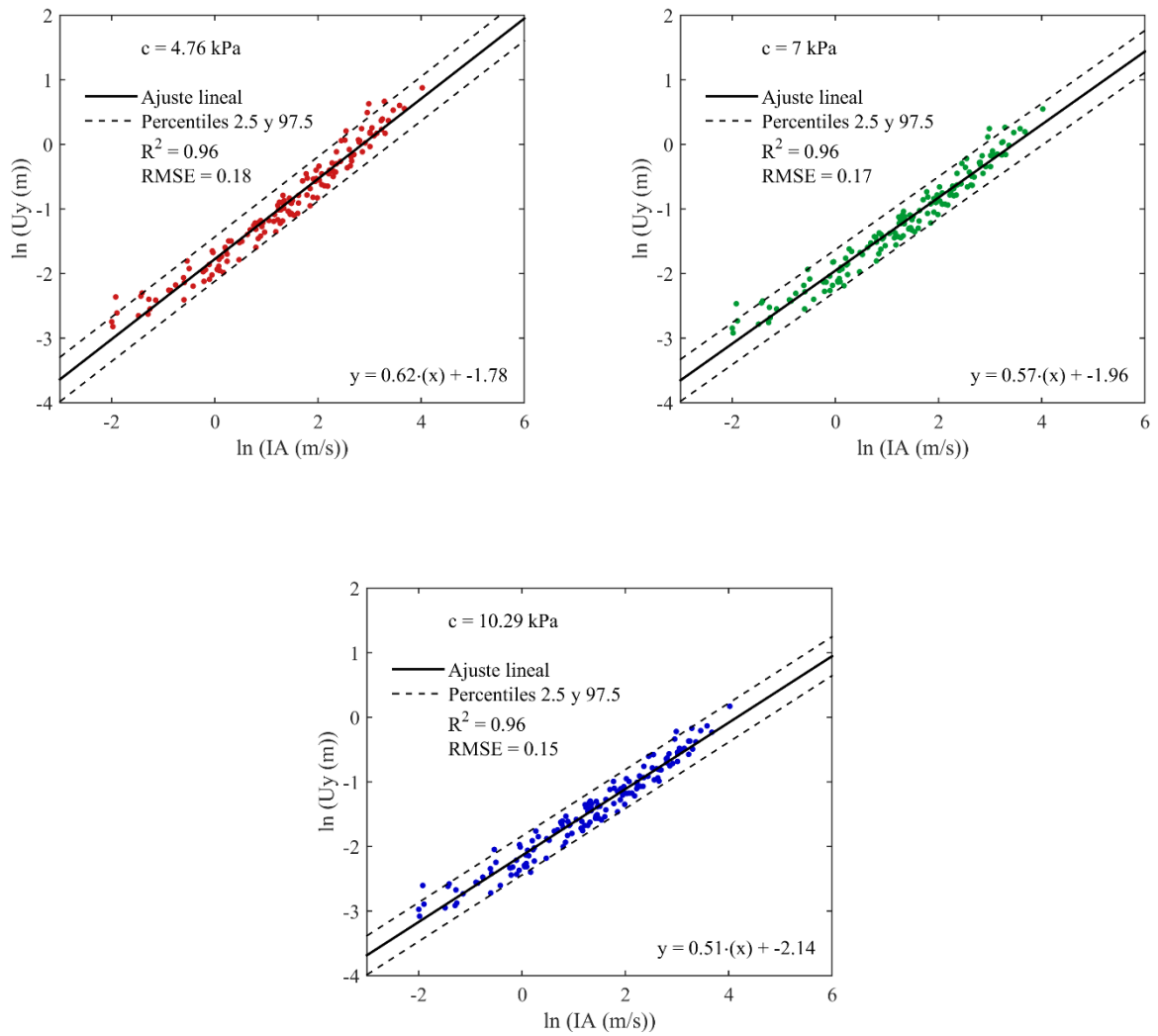


Figura B.1. Correlaciones obtenidas para Intensidad de Arias (m/s).

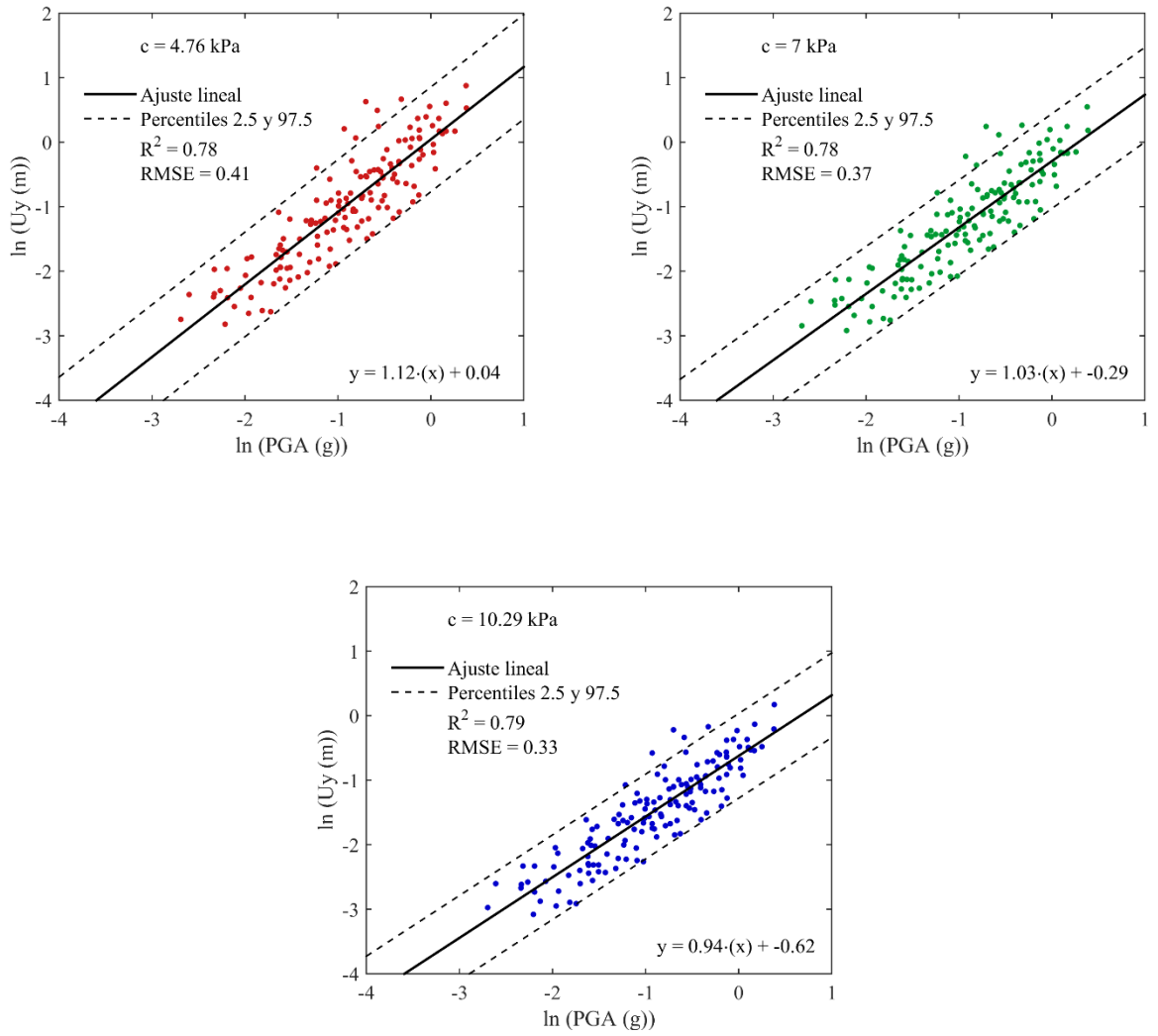


Figura B.2. Correlaciones obtenidas para PGA (g)

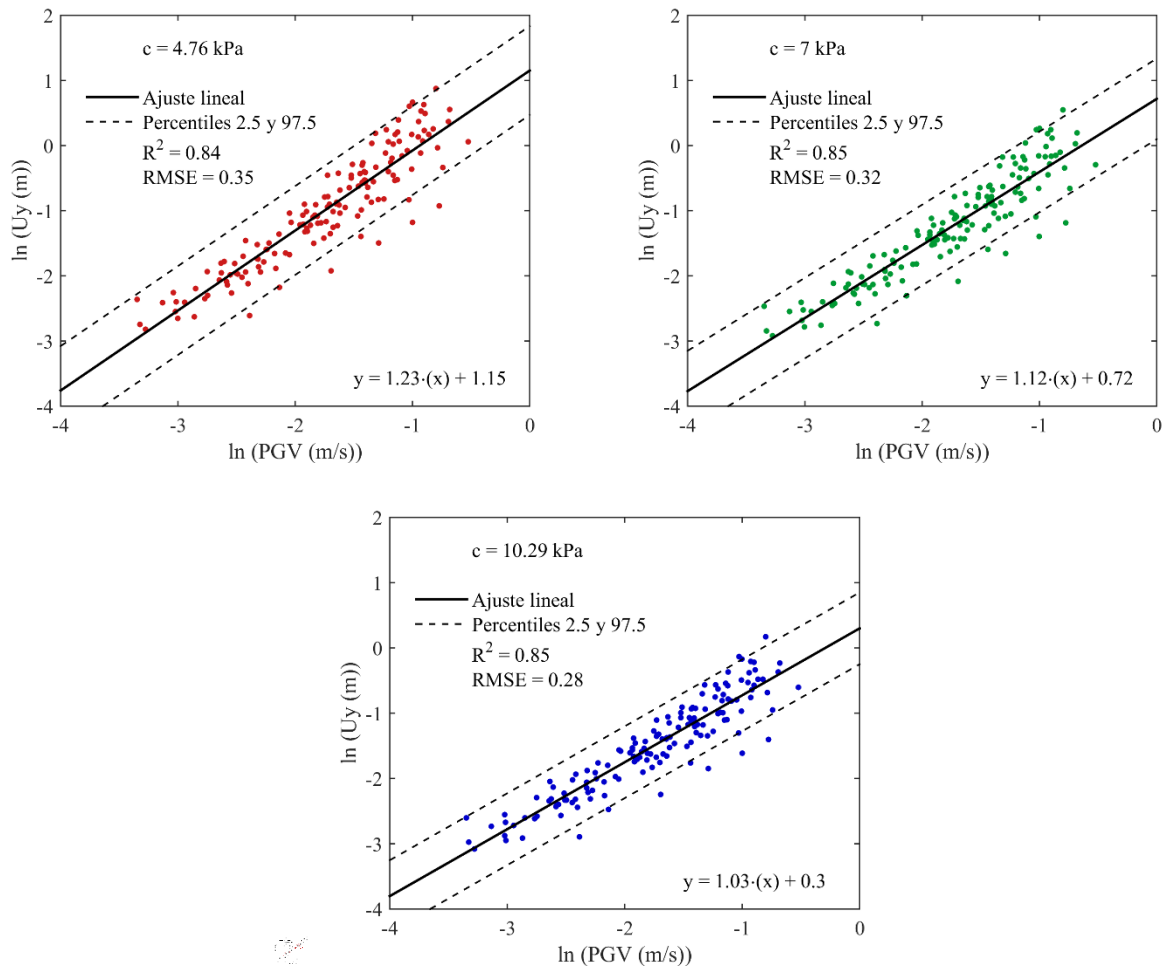


Figura B.3. Correlaciones obtenidas para PGV (m/s).

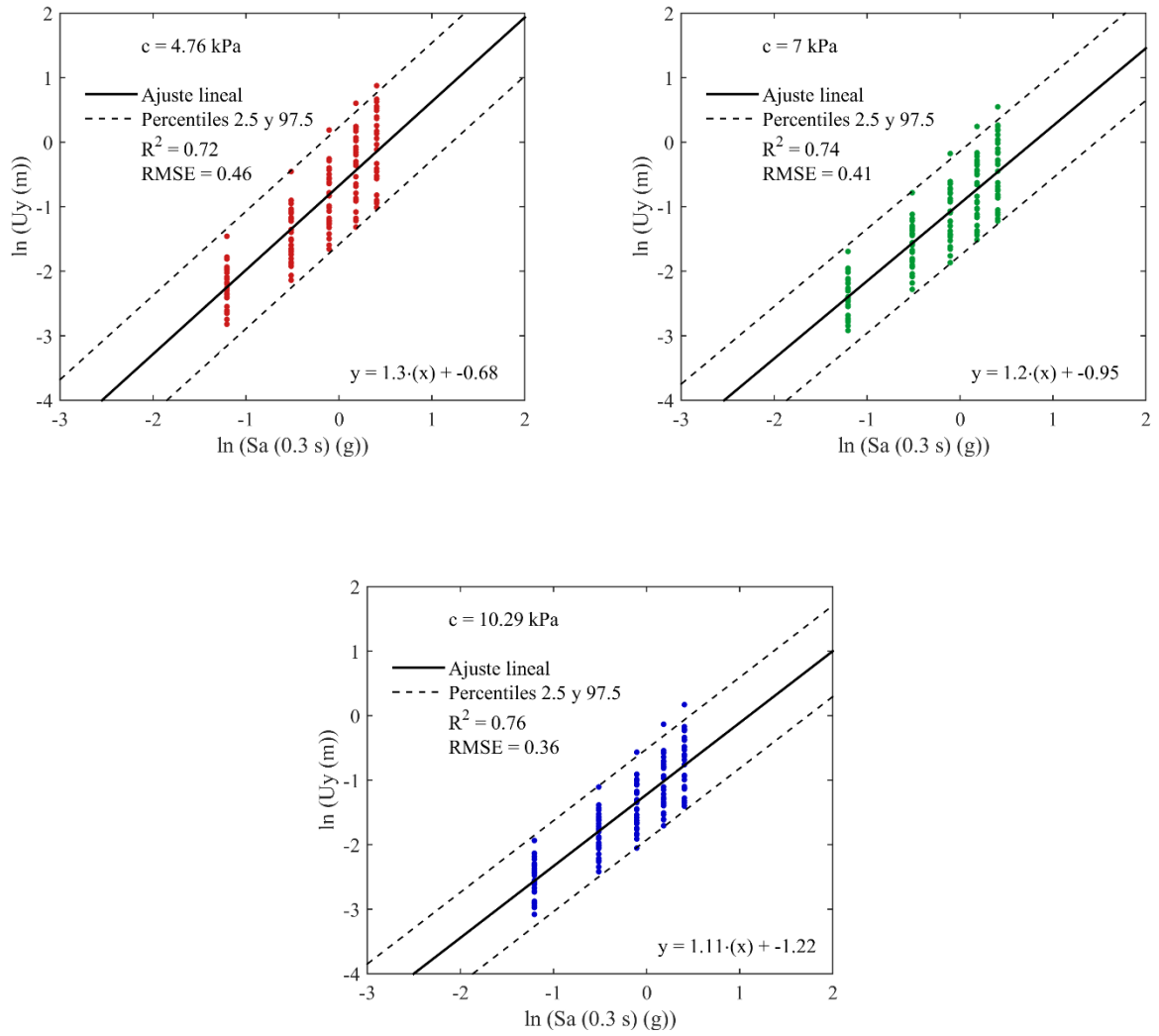


Figura B.4. Correlaciones obtenidas para aceleraciones espectral, 5% de amortiguamiento (g).

ANEXO C: Funciones densidad de probabilidad, f_{U_y} .

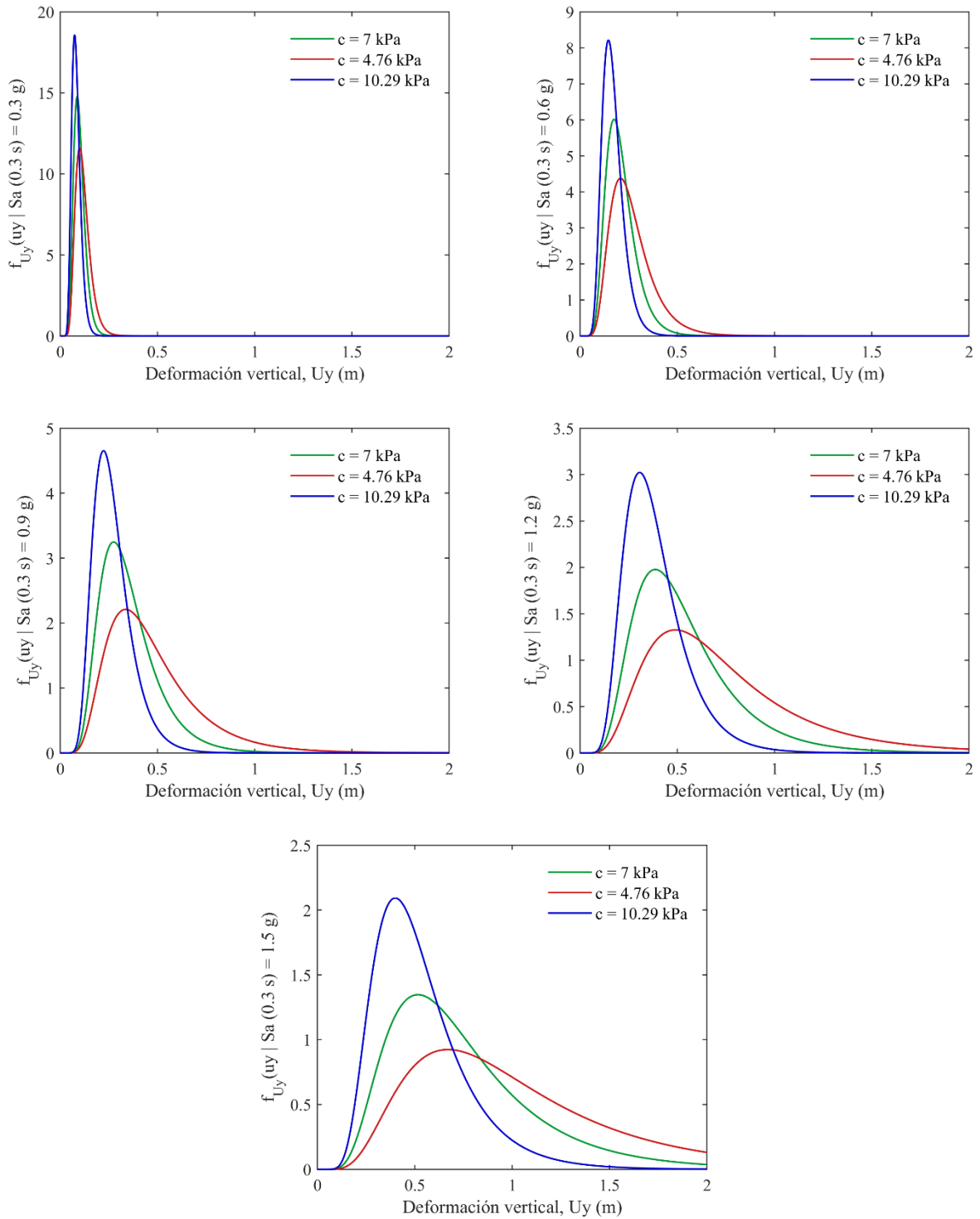


Figura C.1. Funciones densidad de probabilidad para las distintas IMs.

ANEXO D: Simulación ensayos triaxiales para etapa de sensibilidad.

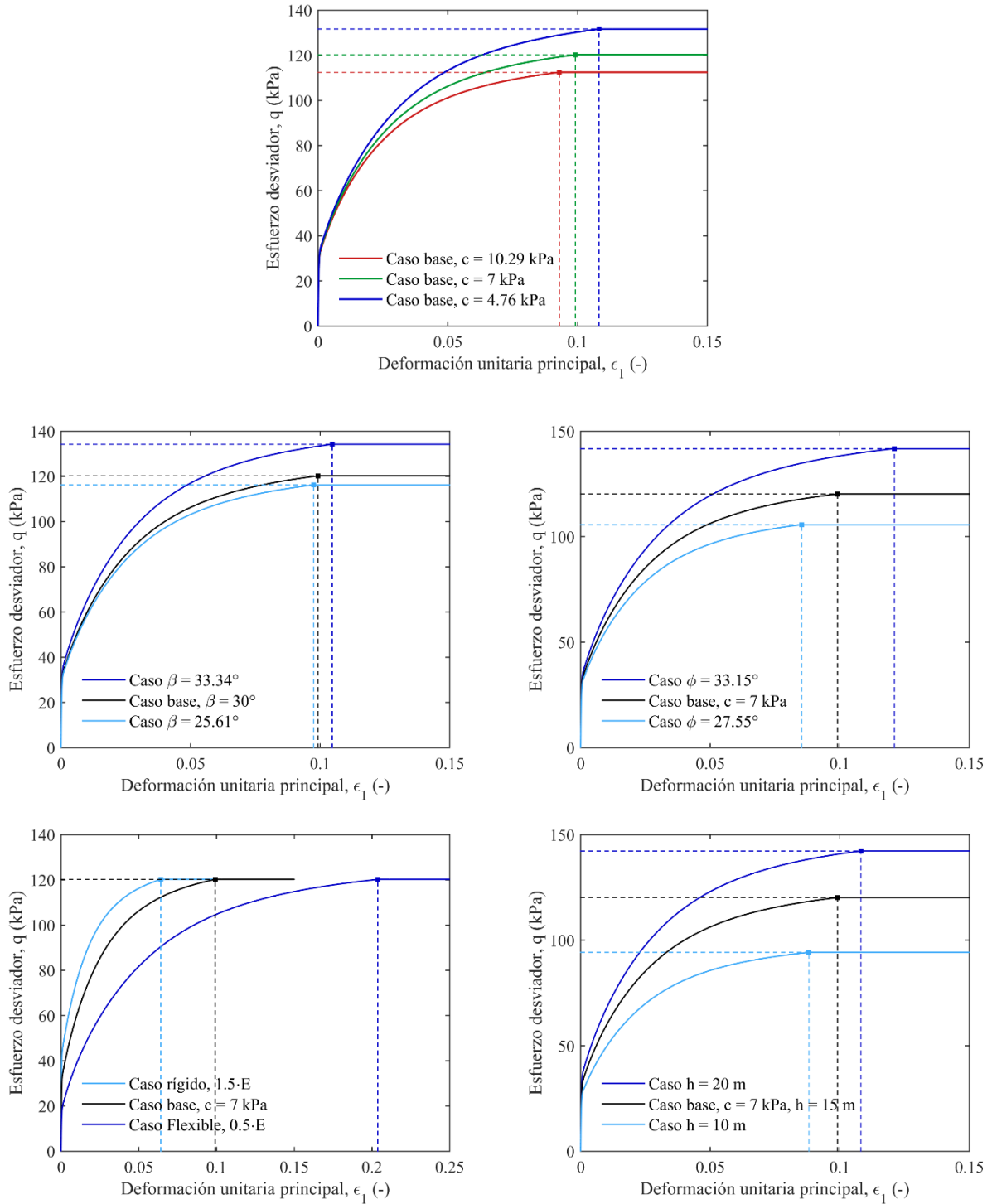


Figura D.1. Diagramas q - ϵ_1 ensayos triaxiales para etapa de sensibilidad