

Universidad Nacional de Ingeniería

Facultad de Ingeniería Civil



TESIS

Análisis no lineal de deformaciones inducidas por sismos en un depósito de relaves en la zona central de Perú

Para obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

Elaborado por

Nestor Gedeon Bellido Añanca

 [0009-0003-8738-6507](https://orcid.org/0009-0003-8738-6507)

Asesor

Dr. Zenón Aguilar Bardales

 [0000-0003-4710-3333](https://orcid.org/0000-0003-4710-3333)

LIMA – PERÚ

2025

Citar/How to cite	Bellido Añanca [1]
Referencia/Reference	[1] N. G. Bellido Añanca, “ <i>Análisis no lineal de deformaciones inducidas por sismos en un depósito de relaves en la zona central de Perú</i> ” [Tesis de pregrado]. Lima (Perú): Universidad Nacional de Ingeniería, 2025.
Estilo/Style: IEEE (2020)	

Citar/How to cite	(Bellido, 2025)
Referencia/Reference	Bellido, N. G. (2025). <i>Análisis no lineal de deformaciones inducidas por sismos en un depósito de relaves en la zona central de Perú</i> . [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional Cybertesis UNI.
Estilo/Style: APA (7ma ed.)	

Dedicatoria

*Con mucho aprecio al apoyo incondicional de mis padres Gideon y Susana, al
cariño siempre presente de mis abuelos Sofía, Nestor y Benita, y de mi tía Teodora.
Además, a mis hermanos Erwin, Hankel, Johann y Mikhail por ser mi constante fuente de
inspiración y apoyo.*

Agradecimientos

A mi querida familia por el cariño que siempre mostraron hacia mí. En especial, a mis abuelos paternos Sofía y Nestor, por su ejemplo de dedicación y esfuerzo por salir adelante. A mi abuela materna, Benita, a quien tuve la fortuna de tener en vida hasta mi etapa de adolescencia y quien me inculcó un profundo aprecio por la importancia de la unidad familiar. A mis padres por siempre brindarme una educación y formación profesional a pesar de las adversidades. A mis hermanos con quienes mantengo el espíritu de la unidad familiar.

A mi asesor el Dr. Zenón Aguilar Bardales, por su enorme confianza depositada en mí, por el gran apoyo que me brinda y por su constante respaldo e invaluable guía que me ha brindado. Además, agradezco su colaboración en la redacción de distintas publicaciones, contribuyendo significativamente al desarrollo de la presente tesis.

A los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, por la buena calidad y exigencia en la educación que se imparte, la cual nos motiva en mejorar cada día nuestra formación académica y profesional.

A todas las personas que de alguna manera contribuyeron en el desarrollo de la presente Tesis, colegas tales como Carlos Sánchez por su apoyo en el procesamiento de la información. También agradezco a colegas de ZER Geosystem Perú S.A.C. y Ausenco Peru S.R.L. con quienes tuve la oportunidad de adquirir y compartir conocimientos profesionales de manera enriquecedora.

Resumen

En los últimos años, el interés por comprender el comportamiento estático y cíclico de los relaves ha aumentado debido a la necesidad de cumplir con estándares internacionales que garanticen la estabilidad dinámica de depósitos de relaves. En un país de minería activa como el Perú, caracterizado por su alta sismicidad, resulta necesario emplear modelos constitutivos avanzados y herramientas numéricas que permitan comprender su respuesta sísmica. Dado que los códigos nacionales aún no contemplan criterios específicos para la evaluación dinámica de estructuras geotécnicas, en la práctica se utilizan guías y normativas internacionales.

En esta investigación se analizó la respuesta sísmica de un depósito de relaves ubicado en la zona central del Perú mediante análisis dinámicos no lineales (ADNL). Para ello se generaron registros sísmicos con dos metodologías: ajuste espectral y selección de un set de registros compatibles con un espectro de diseño. Los ADNL se realizaron con el método de diferencias finitas, utilizando el modelo PM4Silt para el relave, UBCHyst para enrocado y filtro/dren, y el modelo elástico lineal para el basamento rocoso. Las propiedades dinámicas se estimaron a partir de ensayos cíclicos de laboratorio y ensayos geofísicos.

Los resultados muestran una correlación significativa entre los desplazamientos y las medidas de intensidad sísmica, siendo la potencia espectral la que presentó menor incertidumbre en la predicción del desplazamiento en la corona. Asimismo, se observó amplificación en torno al periodo fundamental del depósito. Se concluye que el modelo PM4Silt reproduce de manera razonable el comportamiento cíclico de los relaves.

Palabras clave – Análisis dinámico no lineal, depósitos de relaves, PM4Silt, potencia espectral, respuesta sísmica.

Abstract

In recent years, interest in understanding the static and cyclic behavior of tailings has increased due to the need to comply with international standards that ensure the dynamic stability of tailings storage facilities. In a mining country such as Peru, characterized by high seismicity, it is necessary to employ advanced constitutive models and numerical tools to properly assess their seismic response. Since national codes do not yet include specific criteria for the dynamic evaluation of geotechnical structures, international guidelines and standards are commonly applied in practice.

In this study, the seismic response of a tailings dam located in central Peru was analyzed through nonlinear dynamic analyses (NDAs). Seismic records were generated using two methodologies: spectral matching and the selection of a set of records compatible with a design spectrum. The NDAs were carried out using the finite difference method, applying the PM4Silt constitutive model for the tailings, UBCHyst for the rockfill and filter/drain, and a linear elastic model for the bedrock. The dynamic properties were estimated from cyclic laboratory tests and geophysical surveys.

The results show a significant correlation between displacements and seismic intensity measures, with spectral power exhibiting the lowest uncertainty in predicting crest displacements. Furthermore, amplification was observed around the fundamental period of the dam. It is concluded that the PM4Silt model reasonably reproduces the cyclic behavior of tailings materials.

Keywords – Nonlinear dynamic analysis, tailings dams, PM4Silt, spectral power, seismic response.

Prólogo

Los análisis dinámicos no lineales (ADNL) han adquirido vital relevancia en el diseño sísmico de estructuras geotécnicas, en especial en el diseño de depósitos de relaves. En el contexto de Sudamérica, se desarrollan proyectos de una industria minera activa (p. ej., Perú, Colombia, Chile, Argentina), en países con una sismicidad moderada a significativa, o en el caso de una industria minera emergente (p. ej., Ecuador), en los cuales es de gran interés conocer la respuesta sísmica de los depósitos de relaves frente a cargas sísmicas. Además, dado que no existe un código peruano que regule el diseño sísmico de depósitos de relaves, surge la necesidad de llevar a cabo los diseños de acuerdo con normas y guías internacionales.

La presente investigación desarrolla una descripción detallada de la evaluación numérica de un depósito de relaves ubicado en la parte central de Perú, considerando una sección representativa del depósito construido aguas abajo y empleando el estado del arte actual en la geotecnia sísmica. Esta tesis ha sido estructurada en seis capítulos principales, los cuales se resumen a continuación:

El capítulo I presenta un resumen de los trabajos previos que evaluaron el comportamiento sísmico de depósitos, destacando a autores que realizaron aportes significativos en el análisis, metodologías y filosofías de diseño sísmico, además de los retos y problemas que esto conlleva.

El capítulo II ofrece un breve marco teórico sobre el comportamiento dinámico del suelo. Se presenta en mayor detalle un marco teórico de modelamiento numérico, enfatizando en la metodología de diferencias finitas y los modelos constitutivos empleados para simular el comportamiento del suelo.

El capítulo III aborda la caracterización del ambiente sísmico y del sitio donde se encuentra el depósito de relaves, acorde a una evaluación de peligro sísmico determinístico.

El capítulo IV se centra en el desarrollo del proceso de generación de registros sísmicos para su uso en los modelos numéricos, partiendo de la determinación del peligro sísmico determinístico para la zona de estudio. Se emplearon dos metodologías: la primera enfocada en la generación de registros sísmicos ajustados espectralmente a un espectro objetivo; y la segunda, en la generación de un set de registros compatibles con un espectro objetivo y sus desviaciones estándar asociadas.

El capítulo V se refiere a la caracterización geotécnica de los parámetros estáticos y dinámicos de los materiales que conforman el depósito de relaves, en la cual se describen los ensayos de campo y laboratorio empleados, así como la calibración de los modelos constitutivos PM4Silt y UBCHyst.

El capítulo VI desarrolla la conformación de los modelos de diferencias finitas a partir de la información obtenida de la caracterización de los materiales, la geometría del modelo, los modelos constitutivos y los registros sísmicos, con la finalidad de realizar los ADNL. Se presentan los resultados en términos de desplazamientos, espectros de respuesta y la capacidad del modelo PM4Silt para reproducir el comportamiento cíclico de los relaves mineros.

Posteriormente se describen las conclusiones a las que se ha llegado en la presente tesis, relacionadas con el comportamiento sísmico de la estructura evaluada y los factores influyentes en esta evaluación.

Finalmente, se presentan las recomendaciones del presente estudio, las cuales están orientadas a lograr un mayor entendimiento de los distintos factores que pueden influir significativamente en la respuesta sísmica de los depósitos de relaves.

Esta tesis presenta un procedimiento de análisis que incorpora las últimas investigaciones sobre la evaluación y caracterización del comportamiento dinámico de los materiales, la evaluación del peligro sísmico y la selección de registros sísmicos basados en medidas de intensidad. Este procedimiento se integra en una guía práctica que puede aplicarse para evaluar la respuesta sísmica de los depósitos de relaves.

Asesor.

Tabla de Contenido

	Pág.
Resumen.....	v
Abstract.....	vi
Prólogo.....	vii
Lista de tablas	xiii
Lista de figuras.....	xiv
Lista de símbolos y siglas.....	xvii
Capítulo I. Introducción	1
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Problemática.....	4
1.3 Objetivos	5
1.3.1 Objetivo general	5
1.3.2 Objetivos específicos	5
Capítulo II. Marco teórico y conceptual.....	7
2.1 Comportamiento dinámico del suelo	7
2.1.1 Rollins et al., 1998.....	7
2.1.2 Rollins et al., 2020.....	9
2.1.3 Darendeli, 2001	10
2.2 Ensayos cíclicos de laboratorio	12
2.2.1 Ensayo triaxial cíclico (CTX).....	12
2.2.2 Ensayo de corte torsional simple cíclico (CTSS)	13
2.2.3 Ensayo de corte directo simple cíclico (CDSS).....	15
2.2.3.1 Ensayos de esfuerzo controlado versus deformación controlada	16
2.3 Licuación de suelos	17
2.3.1 Mecánica del Suelo en Estado Crítico	19
2.3.2 Comportamiento bajo carga monotónica – Licuación estática	23
2.3.3 Comportamiento bajo carga cíclica	27
2.4 Modelamiento numérico en FLAC.....	29
2.4.1 Introducción.....	29
2.4.1.1 Método de diferencias finitas.....	29
2.4.1.2 Esquema de solución explícita y dinámica	30
2.4.1.3 Análisis Lagrangiano.....	32
2.4.2 Consideraciones en el modelamiento dinámico en FLAC.....	32
2.4.2.1 Carga dinámica y condiciones de contorno	32
2.4.2.2 Transmisión de ondas.....	39

2.4.2.3 Amortiguamiento mecánico y respuesta del material	40
2.5 Modelo constitutivo PM4Silt.....	45
2.5.1 Introducción.....	45
2.5.2 Formulación del modelo	46
2.5.2.1 Términos básicos de esfuerzo y deformación	46
2.5.2.2 Estado crítico.....	48
2.5.2.3 Superficies límite, de dilatación y crítica	48
2.5.2.4 Superficie de fluencia y tensores representativos de la razón de esfuerzos de retroceso	50
2.6 Modelo constitutivo UBCHyst	55
Capítulo III. Análisis de peligro sísmico determinístico	57
3.1 Introducción.....	57
3.1.1 Procedimiento y metodología	57
3.1.1.1 Análisis de Peligro Sísmico Determinístico	57
3.2 Tectónica del área de estudio.....	59
3.2.1 Marco Tectónico Regional.....	59
3.2.2 Sismicidad Instrumental e Histórica del Área de Estudio	60
3.2.3 Catálogo Sísmico	61
3.3 Descripción del ambiente tectónico	62
3.3.1 Fuentes Sísmicas de Interplaca – F1	63
3.3.2 Fuentes Sísmicas de Intraplaca – F2, F3 y F4	63
3.3.3 Fuentes Sísmicas de corteza – F22 y 28.....	63
3.3.4 Fallas regionales	63
3.4 Modelamiento sísmico – tectónica del área de estudio	64
3.4.1 Fuentes Sísmicas Potenciales.....	64
3.4.2 Ecuaciones de Predicción de Movimiento Sísmico.....	64
3.5 Análisis de peligro sísmico.....	66
3.5.1 Clasificación de terreno	66
3.5.2 Análisis de Peligro Sísmico Determinístico (DSHA).....	66
3.5.2.1 Resultados del Análisis de Peligro Sísmico Determinístico (DSHA)	67
3.5.3 Discusión del Análisis de Peligro Sísmico en Sudamérica.....	69
Capítulo IV. Generación de movimientos sísmicos de diseño	71
4.1 Introducción.....	71
4.2 Procedimientos para la generación de movimientos sísmicos de diseño	71
4.2.1 Metodología de Ajuste Espectral Mediante Fragmentos de Onda en el Dominio del Tiempo.....	71

4.2.2 Procedimiento Automatizado para la selección de sismo de Diseño – Universidad de Stanford	72
4.3 Generación de movimientos sísmicos de diseño para el sitio del depósito	75
4.3.1 Generación de Registros Sísmicos – Método de Ajuste Espectral	76
4.3.2 Selección de un Set de Registros Sísmicos (Univ. de Standford).....	78
4.3.3 Modelos de Movimientos del Suelo Condicionado (CGMMs)	79
4.3.3.1 Modelo condicionado para estimar la intensidad de Arias (AI)	80
4.3.3.2 Modelo condicionado para estimar la velocidad absoluta acumulada (CAV)	80
4.3.3.3 Modelo condicionado para estimar la velocidad máxima del suelo (PGV).....	81
4.3.4 Evaluación de Registros Sísmicos mediante los CGMMs.....	82
4.3.5 Evaluación de Registros Sísmicos basados en la Potencia Espectral	84
4.3.5.1 Definición de una medida de intensidad basada en la potencia espectral ..	84
4.3.5.2 Evaluación de los registros sísmicos basados en la potencia espectral	86
Capítulo V. Caracterización geotécnica del depósito de relaves.....	89
5.1 Introducción	89
5.2 Descripción del depósito de relaves	89
5.2.1 Ubicación	89
5.2.2 Procedimiento constructivo	89
5.2.3 Geometría y Materiales del Depósito de Relaves	91
5.3 Caracterización geotécnica.....	91
5.3.1 Comportamiento en carga monotónica del relave.....	92
5.3.2 Comportamiento en carga cíclica del relave	94
5.3.2.1 Propiedades dinámicas del material.....	94
5.3.2.2 Ensayo de corte simple cíclico y resistencia a la licuación	95
5.3.3 Caracterización de los materiales antrópicos (enrocado y filtro/dren).....	97
5.3.4 Calibración de modelos constitutivos.....	100
5.3.4.1 Calibración del modelo constitutivo PM4Silt.....	100
5.3.4.2 Calibración del modelo constitutivo UBCHyst.....	104
5.3.5 Resumen de parámetros para el análisis mediante modelamiento numérico	106
Capítulo VI. Análisis de respuesta sísmica no lineal del depósito de relaves	107
6.1 Procedimiento de análisis	107
6.2 Resultados de la evaluación dinámica	108
6.2.1 Evaluación de la eficiencia de medidas de intensidad	108
6.2.2 Respuesta sísmica de aceleraciones	112
6.2.3 Deformación de la malla.....	114

6.2.4 Relación de exceso de presión de poros (R_u)	114
6.3 Discusión de resultados de la evaluación dinámica	116
Conclusiones.....	119
Recomendaciones.....	121
Referencias bibliograficas	122
Anexos	136

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1: Descripción de los parámetros primarios de entrada del modelo PM4Silt	52
Tabla 2: Descripción de los parámetros secundarios de entrada del modelo PM4Silt.....	53
Tabla 3: Sismos históricos e instrumentales de la Zona del Proyecto con Magnitud mayor a 8.1.....	60
Tabla 4: Ponderación de Leyes de Atenuación por Fuente Sísmica.	66
Tabla 5: Escenarios Determinísticos – Suelo Tipo BC ($V_{s30}=760$ m/s).	67
Tabla 6: Resultados del Análisis Determinístico – Suelo Tipo BC ($V_{s30}=760$ m/s) – Aceleración Espectrales.	68
Tabla 7: Registros sísmicos empleados para el ajuste espectral	77
Tabla 8: Sismos seleccionados para la generación de registros sísmicos compatibles al espectro determinístico. Metodología U. Stanford.....	78
Tabla 9: Características del espectro MCE (P.84).	82
Tabla 10: Estimación de las IMs acorde a los CGMMs.	82
Tabla 11: Valores de $k2, max$ reportados en la literatura existente.	97
Tabla 12: Calibración del modelo constitutivo PM4Silt.....	101
Tabla 13: Resumen de parámetros calibrados para el modelo UBCHyst.....	104
Tabla 14: Resumen de parámetros para el análisis estático y de flujo.	106
Tabla 15: Resumen de parámetros para el análisis dinámico.	106
Tabla 16: Medidas de intensidad y el desplazamiento total en cresta.	111

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1: Relación G/G_{max} vs γ para suelos gravosos.....	8
Figura 2: Relación D vs γ para suelos gravosos.....	9
Figura 3: Esquema del dispositivo de la prueba triaxial cíclica.....	13
Figura 4: Esquema del ensayo corte torsional de cilindro hueco.....	14
Figura 5: Esquema del ensayo de corte directo simple cíclico.....	15
Figura 6: Resultados de la prueba de corte directo simple cíclico no drenado.....	16
Figura 7: Bucle de esfuerzo-deformación de un ensayo cíclico controlado por deformación de varios niveles en arcilla caolinita.....	17
Figura 8: Definición de la licuación para varios escenarios	18
Figura 9: Curvas para arenas sueltas y densas a la misma presión de confinamiento efectiva ensayadas bajo condiciones drenadas	19
Figura 10: Línea de estado crítico, CSL.....	20
Figura 11: Comportamiento de especímenes sueltos y densos bajo condiciones drenadas y no drenadas para la presión efectiva de confinamiento.....	22
Figura 12: CVR como límite entre estados iniciales susceptibles y no susceptibles a la licuación.....	22
Figura 13: Definición del parámetro de estado ψ	23
Figura 14: Comportamiento no drenado de tres especímenes a diferentes densidades iniciales con la misma presión de confinamiento.....	24
Figura 15: Respuesta de pruebas triaxiales con la misma relación de vacíos inicial, pero a diferentes presiones efectivas de confinamiento.....	25
Figura 16: Definición de la superficie de colapso y la línea de inestabilidad o licuación por flujo.....	26
Figura 17: Zona de susceptibilidad a la licuación por flujo.....	27
Figura 18: Casos de movilidad cíclica.....	28
Figura 19: Zona de susceptibilidad a la movilidad cíclica.....	28
Figura 20: Ciclo básico del cálculo explícito.....	31
Figura 21: Tipos de condiciones de contorno de carga dinámica disponibles en FLAC....	34
Figura 22: Modelo para el análisis sísmico de estructuras superficiales y malla de campo libre.....	36
Figura 23: Sismo de entrada en FLAC.....	38
Figura 24: Variación de la razón de amortiguamiento crítico normalizado con la frecuencia angular.....	43
Figura 25: Gráfico del espectro de velocidad versus frecuencia.....	44

Figura 26: Esquema de la línea de estado crítico y el parámetro de estado.....	48
Figura 27: Esquema de las líneas de fluencia, críticas, de dilatación y límite en el espacio q-p para un valor fijo del parámetro de estado.....	51
Figura 28: Esquema de las superficies límite, de dilatación y de fluencia en el plano de razón de esfuerzos r_{yy} - r_{xy} con las superficies de fluencia, tensor normal, razón de retroceso de esfuerzos de dilatación y razón de retroceso de esfuerzos límite.....	52
Figura 29: Ilustración de cómo el modelo UBCHyst controla el escalado del tangente del módulo de corte para representar un comportamiento histerético.....	56
Figura 30: Ubicación del área de estudio.....	57
Figura 31: Frecuencia de Eventos Sísmicos por Años (1471 – 2023).....	62
Figura 32: Frecuencia de Eventos Sísmicos por Magnitudes (4.0 – 8.7).....	62
Figura 33: Aceleraciones Espectrales MCE M8.0 R=106.7 km – Suelo Tipo BC (V_{s30} =760 m/s).....	69
Figura 34: Diagrama de flujo de los pasos principales en el proceso de selección de registros sísmicos.	75
Figura 35: Espectros de respuesta de aceleraciones (gris) ajustados al espectro objetivo (Verde) correspondiente al MCE P.84.....	76
Figura 36: Espectros de respuesta asociados al espectro objetivo MCE P.50 y sus desviaciones estándares asociadas.....	79
Figura 37: Comparación de las IMs estimadas de los CGMMs y los obtenidos de registros sísmicos de diseño (mediante 02 metodologías) en escala logarítmica.....	83
Figura 38: Potencia espectral de los sismos ajustados espectralmente.....	87
Figura 39: Potencia espectral del set de registros sísmicos compatibles con el MCE	88
Figura 40: Ubicación del área de estudio.....	89
Figura 41: Método de construcción Aguas Arriba	90
Figura 42: Método de construcción Aguas Abajo	90
Figura 43: Método de construcción Eje Central	90
Figura 44: Materiales que conforman el depósito de relaves.....	91
Figura 45: Distribución de tamaño de partícula de los relaves mineros y materiales de presa.....	92
Figura 46: Definición de la línea de estado crítico.....	93
Figura 47: Módulo de corte normalizado y curvas de amortiguamiento para el material de relave.	94
Figura 48: Evaluación del módulo de corte.....	95
Figura 49: Resultados de una prueba del ensayo de corte directo simple cíclico (CSS) para un CSR=0.10 a un confinamiento de 100 kPa y α =0.0 (esfuerzo cortante estático inicial).....	95

Figura 50: Curva de resistencia a la licuación para el relave a diferentes esfuerzos de confinamiento.....	97
Figura 51: Esfuerzo medio efectivo vs Módulo de Corte Máximo (Ensayos MASW) – Enrocado.....	99
Figura 52: Variabilidad de la velocidad de ondas de corte (V_s) del enrocado comparado con los resultados de Park & Kishida (2018).	99
Figura 53: Curva de resistencia propuestas por Leps (1970) para enrocados y data de ensayos triaxiales del material de enrocado de la presente evaluación.....	100
Figura 54: Curvas de resistencia a la licuación obtenidas por el modelo constitutivo PM4Silt.	102
Figura 55: Comparación de la respuesta experimental y calibrada del Relave 1, para un $CSR=0.10$ y esfuerzo de confinamiento de 100 kPa.	103
Figura 56: Calibración del modelo UBCHyst para el enrocado (C_u : coeficiente de uniformidad, SD : <i>Standard deviation</i>).....	104
Figura 57: Calibración del modelo UBCHyst para el filtro/dren.....	105
Figura 58: Modelo geométrico bidimensional del depósito de relaves.....	107
Figura 59: Regresión lineal del modelo de demanda de ingeniería.....	109
Figura 60: Puntos de control en el modelo numérico.....	110
Figura 61: Eficiencia de las medidas de intensidad en la estimación del desplazamiento total de la cresta del depósito de relaves.....	110
Figura 62: Dispersión del desplazamiento total en la cresta condicionada a diferentes medidas de intensidad (IMs).....	112
Figura 63: Evaluación de la amplificación del PGA.....	112
Figura 64: Evaluación de la amplificación espectral.....	113
Figura 65: Evaluación de la deformación de corte y distorsión de la malla.....	114
Figura 66: Relación del exceso de presión de poros (R_u) al finalizar la acción sísmica (sismo ID-A).....	115
Figura 67: Respuesta dinámica para un punto de control del sismo ID-A.....	115

Lista de símbolos y siglas

α	Constante de amortiguamiento proporcional a la masa.
β	Constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez.
γ	Deformación cíclica por corte.
γ_{ref}	Deformación de referencia.
Γ	Altitud de la CSL.
Δu	Exceso de presión de poros.
$\Delta\phi$	Reducción del ángulo de fricción por cada ciclo logarítmico de aumento del nivel de esfuerzo.
η	Relación de esfuerzos actual ($=\tau_{xy}/\sigma'_v$).
η_{max}	Relación de esfuerzos máximo en la última inversión.
η_1	Cambio en la relación de esfuerzos desde la última inversión ($=\eta - \eta_{max}$).
η_{1f}	Cambio en la relación de esfuerzos para alcanzar la envolvente de falla ($=\eta_f - \eta_{max}$).
λ	Pendiente de la CSL.
λ_e	Pendiente de la CSL en escala logaritmo natural.
λ_{min}	Longitud de onda.
ξ	Amortiguamiento.
ξ_i	Amortiguamiento crítico.
ρ	Densidad del material.
ρ_d	Densidad seca.
σ'_m	Presión de confinamiento medio.
σ'_o	Presión de confinamiento.
σ'_v	Esfuerzo efectivo vertical.
σ'_{vo}	Esfuerzo efectivo vertical inicial.
σ'_{vc}	Esfuerzo efectivo vertical después de la consolidación.
σ'_1	Esfuerzo efectivo principal mayor.
σ'_3	Esfuerzo efectivo principal menor.
σ	Desviación estándar.
τ_{xy}	Esfuerzo de corte.
ϕ	Ángulo de fricción.
ϕ_1	Ángulo de fricción de referencia.
ϕ'_{cv}	Ángulo de fricción a volumen constante.
ϕ'_{cs}	Ángulo de fricción crítico.

ψ	Parámetro de estado.
ω_i	Frecuencia angular.
ASCE	American Society of Civil Engineers.
ANSS	Advanced National Seismic System Composite Catalog.
AI	Arias Intensity.
CSL	Critical State Line.
CVR	Critical Void Ratio Line.
CSSM	Critical State Soil Mechanic.
CTSS	Cyclic Torsional Simple Shear.
CTX	Cyclic Triaxial Test.
CUTX	Consolidated Undrained Triaxial test.
CDTX	Consolidated Drained Triaxial Test.
CDSS	Cyclic Direct Simple Shear.
CSR	Cyclic Stress Ratio.
C_u	Coeficiente de uniformidad.
C	Matriz de amortiguamiento.
COSMOS	The Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems.
CISMID	Centro Peruano de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.
CSN	Centro Sismológico Nacional – Universidad de Chile.
CGMM	Conditional Ground Motion Model.
CAV	Cumulative Absolute Velocity.
DSHA	Deterministic Seismic Hazard Analysis.
DM	Damage Measure.
D	Razón de amortiguamiento.
e	Relación de vacíos.
e_c	Relación de vacíos crítico.
e_{cs}	Relación de vacíos en el estado crítico.
$e_{0,cs}$	Relación de vacíos en el estado crítico para $p'=0$ kPa.
e_{1kPa}	Relación de vacíos en el estado crítico para $p'=1$ kPa.
FEMA	Federal Emergency Management Agency.
FLS	Flow Liquefaction Surface.
$f_{m\acute{a}x}$	Frecuencia máxima del registro sísmico.
f_{min}	Frecuencia central.
g	Aceleración de la gravedad.

G_s	Módulo de corte secante.
G_{max}	Módulo de corte máximo.
G/G_{max}	Módulo de corte normalizado.
G_o	Coeficiente del módulo de corte.
G_t	Módulo de corte tangente.
GCTM	Global Centroid Moment Tensor.
GMPE	Ecuación de predicción de movimiento.
h_{po}	Parámetro de tasa de contracción.
IP	Índice de Plasticidad.
IM	Intensity Measure.
ISC-EHB	International Seismological Center-EHB.
ISC-GEM	International Seismological Centre – GEM.
IGP	Instituto Geofísico del Perú.
ICOLD	International Commission on Large Dams.
JCOLD	Japan Commission on Large Dams.
k_o	Coeficiente de empuje en reposo.
$k_{2,max}$	Coeficiente del módulo.
K	Matriz de rigidez.
M	Matriz de masa.
M_{tc}	Relación de esfuerzos en el estado crítico.
M^b	Razón de superficie límite.
M^d	Razón de dilatación.
MCE	Maximum Credible Earthquake.
M_b	Magnitud de ondas de cuerpo.
M_s	Magnitud de ondas superficiales.
M_w	Magnitud Momento.
MASW	Multichannel Analysis of Surface Waves.
NDA	Nonlinear Dynamic Analysis.
n_G	Exponente del módulo de corte.
NGA	New Generation Attenuation.
NOAA	National Oceanic and Atmospheric Administration.
OCR	Overconsolidation Ratio.
p'	Esfuerzo efectivo medio.
p'_{cs}	Esfuerzo efectivo medio en el estado crítico.
p_A	Presión atmosférica (101.3 kPa).
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research Center.

PGA	Peak Ground Acceleration.
PGV	Peak Ground Velocity.
q	Esfuerzo desviador.
RENADIC	Red Acelerográfica de la Universidad de Chile.
R_u	Relación del exceso de presión de poros.
RC	Resonant Column.
RCTS	Resonant Column Torsional Shear.
R_{rup}	Distancia más cercana al área de rotura (km).
R_{epi}	Distancia epicentral.
SCEC	Southern California Earthquake Center.
SSL	Steady Stable Line.
$S_{u,cs,eq}$	Resistencia al corte no drenado en el estado crítico.
$S_{u,cs,eq}/\sigma'_{vc}$	Razón de resistencia al corte no drenado en el estado crítico.
SA	Aceleración espectral.
TSF	Tailings Storage Facility.
USSD	United States Society on Dams.
USGS	United States Geological Survey.
V_{s30}	Velocidad de ondas de corte de los 30 primeros metros superficiales.
V_s	Velocidad de ondas de corte.

Capítulo I. Introducción

El Perú es un país con una industria minera activa, y las estructuras geotécnicas involucradas en esta actividad, como las instalaciones de almacenamiento de relaves (IAR), desempeñan un papel fundamental en garantizar la seguridad y la operatividad de la industria minera. El Perú pertenece a una región de alta sismicidad, conocido como el Cinturón de Fuego del Pacífico. A mayor escala, el marco tectónico regional está regido por la interacción de las placas de Nazca y Sudamérica. La subducción continua de la placa de Nazca a lo largo de la fosa Perú-Chile es la principal fuente de grandes terremotos ($M_w > 7.0$) (Macedo et al., 2022). Dada las recientes fallas de las IAR alrededor del mundo, la comunidad de relaves ha estado trabajando activamente para entender mejor el comportamiento mecánico de los relaves mineros (Vergaray et al., 2023). Por lo descrito, resulta esencial evaluar el comportamiento de las IAR frente a cargas sísmicas en un país de alta actividad sísmica como el Perú. Una falla de estas estructuras tendría consecuencias catastróficas en términos económicos, sociales y ambientales.

Los análisis dinámicos no lineales (ADNL) son ampliamente utilizados en la práctica de ingeniería para evaluar el desempeño sísmico de estructuras geotécnicas afectadas por la licuación o el ablandamiento cíclico. Los ADNL pueden proporcionar una base mejorada para estimar las deformaciones en comparación con métodos simplificados que no tienen en cuenta la dinámica o que se limitan a geometrías o condiciones idealizadas. Esto puede ser particularmente importante para cualquier evaluación basada en el desempeño de los efectos de la licuación. Sin embargo, la calidad de los resultados de un estudio de ADNL depende de varios factores técnicos y no técnicos, incluidos la selección y calibración de los modelos constitutivos, las limitaciones de los procedimientos de modelado numérico, la calidad del trabajo de caracterización del sitio, la selección de los registros sísmicos de entrada, la experiencia del analista, la asignación de suficiente tiempo y recursos para completar el trabajo, y la calidad de la documentación y los procesos de revisión (Boulanger & Ziotopoulou, 2018).

Recientemente, se han desarrollado procedimientos simplificados que pueden emplearse para estimar desplazamientos permanentes en taludes para zonas de subducción (p. ej., Bray et al., 2018; Macedo et al., 2023), con ciertas limitaciones. Sin embargo, cuando suelos potencialmente licuables afectan el desempeño sísmico de las estructuras geotécnicas, procedimientos más rigurosos como los ADNL deberían emplearse, como sería en el caso de la evaluación de la respuesta sísmica de las IAR.

Actualmente, se están realizando muchas investigaciones sobre la evaluación dinámica de las IAR, que involucran la creación de modelos constitutivos cada vez más sofisticados, con el propósito de ser empleados en modelamientos numéricos. Uno de estos es el modelo constitutivo PM4Silt (Boulanger & Ziotopoulou, 2023), el cual está siendo utilizado para reproducir el comportamiento cíclico de los relaves mineros (p. ej., Salam et al., 2021; Cerna-Díaz et al., 2023; Macedo et al., 2022). El tema a desarrollar en la presente tesis es la respuesta sísmica de un depósito de relaves bajo registros sísmicos de distintas medidas de intensidad, empleando para tales fines el método de diferencias finitas.

1.1 Antecedentes

En Perú, la búsqueda de economías de escala ha llevado a las empresas mineras a realizar explotaciones de mayor envergadura, lo que ha generado volúmenes récord de desechos, como desmontes y relaves. Para almacenar estos residuos, se han construido presas de relaves colosales y depósitos de desmonte de alturas significativas. Este incremento en la producción plantea el desafío de diseñar y construir depósitos de relaves con mayores alturas y capacidades. Uno de los principales desafíos para la ingeniería geotécnica es prevenir la ocurrencia de fallas en estas enormes estructuras. El reto consiste en diseñar estos depósitos para que puedan resistir condiciones límite, como un sismo de gran magnitud (De La Vega, 2020).

Los recientes fallos de depósito de relaves en todo el mundo han desencadenado debates internacionales sobre la seguridad de los sistemas de las IAR y la respuesta mecánica de los relaves mineros. Vergaray et al., 2023, mencionan que esto es particularmente desafiante, ya que los relaves mineros son geomateriales hechos por el hombre, generalmente clasificados como limos arenosos hasta limos casi puros, y la mayoría de los enfoques en ingeniería geotécnica se han desarrollado para arenas y arcillas; en comparación, existe muy poco sobre materiales intermedios. Los relaves mineros también son materiales geológicamente jóvenes, con granos angulares en lugar de subredondeados y, a menudo, con proporciones más bajas de cuarzo que muchos suelos naturales; por lo tanto, las correlaciones geotécnicas estándar no deben considerarse aplicables a los relaves sin una consideración detallada de estos factores.

Pese a la importancia de las IAR, el país no cuenta con una normativa que regule su diseño sísmico. Por ende, en el contexto peruano, se siguen normas, guías y recomendaciones de instituciones internacionales, así como las experiencias de la comunidad científica en la evaluación de casos históricos mediante modelos numéricos.

La motivación para utilizar ADNL con modelos constitutivos más realistas, completos o sofisticados es la expectativa de que proporcionarán una mejor comprensión, menor sesgo y menor dispersión. Los ADNL con modelos constitutivos más sofisticados (p. ej., plasticidad de superficie límite o modelos de múltiples superficies de fluencia), cuando se realizan correctamente, pueden ofrecer respuestas más realistas y una comprensión más profunda que no se pueden obtener mediante métodos estáticos equivalentes o ADNL con modelos constitutivos más simples que no consideran la dilatación ni pueden simular la movilidad cíclica (Boulanger & Ziotopoulou, 2018).

Una de las referencias más influyentes en la evaluación de los ADNL fue la realizada por Chowdhury (2018), quien llevó a cabo una evaluación del estado actual de la práctica en los análisis no lineales de deformación sísmica de presas de tierra sujetas a licuación de suelos, basándose en casos históricos. En su enfoque, se utilizaron combinaciones de (1) cuatro modelos analíticos o constitutivos diferentes, (2) tres relaciones para el desencadenamiento de la licuación, (3) tres relaciones para la resistencia residual post-licuación, y (4) varios protocolos adicionales de análisis retrospectivos en tres casos históricos bien documentados de desempeño sísmico. La lección más importante de estos estudios es que estos tipos de análisis de deformación sísmica no lineal pueden producir resultados ingenieriles útiles. Estos análisis retrospectivos demostraron una capacidad para generar "predicciones" ingenieriles muy precisas, tanto de los mecanismos observados de desplazamientos y daños, como de las magnitudes de deformaciones y desplazamientos. Para lograr esto, se requirió el uso de modelos analíticos o constitutivos apropiados, su calibración adecuada, la selección de relaciones idóneas para la resistencia residual post-licuación, una caracterización detallada de los suelos, el desarrollo de los movimientos sísmicos a utilizar, y una evaluación e interpretación precisa de los resultados del análisis, comprendiendo tanto los modelos y relaciones utilizados como las limitaciones intrínsecas de los métodos de análisis y el juicio ingenieril.

Un reciente caso de un análisis dinámico de una IAR en la literatura técnica, que resalta por emplear el conocimiento más reciente en la práctica actual, es el de Macedo et al., 2022, en el cual se evaluó la respuesta sísmica de una presa de relaves en línea central en los Andes Sudamericanos a través de análisis dinámicos de esfuerzos efectivos con modelos constitutivos avanzados. Se realizaron los análisis dinámicos utilizando el modelo constitutivo UBCHYST (Naesgaard, 2011) para materiales que no se espera que generen exceso significativo de presión de poros, y el modelo constitutivo PM4Silt para materiales que pueden generar exceso de presión de poros debido a la carga cíclica. Los resultados mostraron que los patrones de deformación en la presa de relaves en línea central,

después de la carga sísmica, se ven significativamente afectados por la presencia de relaves mineros. Los hallazgos de este trabajo serán útiles para planificar la gestión operativa general de la instalación de relaves evaluada.

Uno de los estándares de referencia para el diseño y evaluación sísmica de presas es el *“Earthquake Analyses and Design of Dams, Federal Emergency Management Agency, 2005 (FEMA, 2005)”*. Además, actualmente se dispone del reporte *“Analysis of Seismic Deformations of Embankment Dams, United States Society on Dams (USSD, 2022)”*, cuyo objetivo es proporcionar orientación sobre la evaluación de las deformaciones sísmicas de presas y el uso de procedimientos de análisis numérico para tales evaluaciones. Este reporte está destinado a servir como referencia sobre los métodos de análisis disponibles para consultores, reguladores y propietarios involucrados en la realización, revisión y adquisición de análisis de estabilidad y deformaciones sísmicas de presas. Ambos reportes fueron elaborados en función de las prácticas habituales en Estados Unidos.

1.2 Problemática

Las estructuras geotécnicas de gran importancia, como los depósitos de relaves, requieren de evaluaciones exhaustivas que vayan más allá de los análisis de equilibrio límite o los análisis simplificados de desplazamientos permanentes inducidos por sismos. Es necesario incorporar análisis más rigurosos y complejos, como los análisis dinámicos no lineales, que demandan un profundo entendimiento de la simulación del comportamiento del suelo frente a cargas cíclicas, así como un conocimiento sólido de las ventajas y limitaciones de los modelos numéricos utilizados.

Actualmente existen métodos simplificados para estimar las deformaciones en estructuras geotécnicas; sin embargo, estos métodos no consideran adecuadamente las cargas dinámicas o se basan en suposiciones simplificadas en cuanto a la geometría y las condiciones ideales. Como resultado, no tienen en cuenta efectos importantes como la licuación de suelos, que pueden tener un impacto significativo en el desempeño de estas estructuras. En este sentido, los análisis dinámicos no lineales ofrecen una mejor aproximación para la estimación de las deformaciones, ya que permiten emplear modelos constitutivos calibrados mediante ensayos de laboratorio estáticos y dinámicos, los cuales representan de manera más precisa el comportamiento cíclico de los materiales (Boulanger & Ziotopoulou, 2018).

A medida que se desarrollan modelos constitutivos cada vez más sofisticados para simular el comportamiento del suelo frente a cargas estáticas o dinámicas en estructuras

geotécnicas, es fundamental tener en cuenta tanto las ventajas como las limitaciones que estos modelos pueden presentar (Bard, 2019). Cada modelo constitutivo tiene su propia formulación y supuestos, y su validez puede depender de las condiciones específicas del suelo y las cargas aplicadas. Por lo tanto, es esencial realizar una evaluación crítica de los modelos constitutivos utilizados en los análisis dinámicos no lineales, asegurándose de que sean apropiados y confiables para representar el comportamiento del suelo en un contexto sísmico.

Para la realización de los análisis dinámicos no lineales, es importante tener en consideración el ambiente sísmico del área del proyecto para la selección de registros sísmicos compatibles con un espectro de diseño. Una de las metodologías más empleadas en la práctica ingenieril para la obtención de registros sísmicos sintéticos es el método de ajuste espectral desarrollado por Al Atik y Abrahamson (2010); sin embargo, actualmente existen distintas metodologías para la selección de sismos, como las propuestas por Kottke y Rathje (2008), Baker y Lee (2018), y Arteta y Abrahamson (2019) las cuales se vienen empleando en distintos proyectos de análisis no lineales. Esta variedad de metodologías sugiere que la respuesta sísmica de las estructuras geotécnicas evaluadas podría estar condicionado por la elección de la metodología para determinar los sismos de diseño compatibles con un espectro de diseño.

Como resultado de las consideraciones mencionadas anteriormente, surge la necesidad de estudiar y analizar la respuesta sísmica de un depósito de relaves empleando modelos constitutivos representativos de la práctica actual. Además, es fundamental explorar distintas metodologías para la selección de sismos de diseño, a fin de evaluar la variabilidad en la respuesta del depósito en términos de desplazamientos. Con este enfoque, se busca obtener una comprensión más completa de la respuesta sísmica de los depósitos de relaves, con el objetivo de mejorar su planificación, diseño y gestión.

1.3 Objetivos

1.3.1 *Objetivo general*

Realizar el análisis dinámico no lineal de las deformaciones inducidas por sismos en un depósito de relaves ubicado en la zona central del Perú.

1.3.2 *Objetivos específicos*

- Caracterizar el ambiente sísmico de la zona de estudio y estimar el nivel de peligro sísmico mediante un enfoque determinístico.

- Generar movimientos sísmicos de diseño que sean representativos de las características sísmicas de la zona de estudio.
- Caracterizar geotécnicamente los materiales del depósito de relaves y calibrar los modelos constitutivos empleados en el modelamiento numérico.
- Estimar la respuesta sísmica del depósito de relaves en términos de aceleraciones, desplazamientos y deformaciones.
- Analizar la eficiencia de distintas medidas de intensidad sísmica (PGA, PGV, AI, SA y potencia espectral) para la estimación del desplazamiento total en la cresta del depósito.

Capítulo II. Marco teórico y conceptual

Las estructuras geotécnicas de gran importancia, como los depósitos de relaves, los cuales pueden estar sometido a problemas de licuación, requieren evaluaciones exhaustivas que vayan más allá de los análisis de equilibrio límite o los análisis simplificados de desplazamientos permanentes inducidos por sismos. Es necesario incorporar análisis más rigurosos y complejos, como los análisis dinámicos no lineales (ADNL), que demandan un profundo entendimiento de la simulación del comportamiento del suelo frente a cargas cíclicas, así como un conocimiento sólido de las ventajas y limitaciones de los modelos numéricos utilizados.

Para analizar el comportamiento sísmico de los depósitos de relaves, es necesario entender el comportamiento cíclico de los materiales que los componen y los problemas potenciales asociados a estos, como la licuación de suelos. A continuación, se definen conceptos básicos que ayudarán a entender el desarrollo de la presente tesis:

2.1 Comportamiento dinámico del suelo

Las propiedades dinámicas de los suelos, como el módulo de corte secante (G_s), el módulo de corte máximo (G_{max}) y la razón de amortiguamiento (ξ), son los principales parámetros de entrada para la modelización y el análisis de respuesta sísmica del suelo. Varios estudios han demostrado que estas propiedades no son similares para todos los suelos y varían de un sitio a otro debido a su dependencia de diversos factores, como la presión de confinamiento medio (σ'_m), la relación de sobreconsolidación (OCR), la relación de vacíos (e), el índice de plasticidad (IP), el tipo de suelo (p. ej., arena, arcilla, limos), la edad geológica, entre otros. Debido a las incertidumbres y complejidades mencionadas anteriormente, es importante evaluar la idoneidad de los datos de la literatura para un sitio en específico.

A continuación, se revisan referencias técnicas sobre los módulos de corte a pequeñas deformaciones y las relaciones de amortiguamiento medidas en el laboratorio para suelos granulares y finos, los cuales forman parte de los modelos de análisis de la presente tesis.

2.1.1 *Rollins et al., 1998*

Basado en un análisis de regresión de la información disponible de ensayos triaxiales cíclicos (CTX) y de corte torsional simple cíclico (CTSS), que abarcaron un total de 15 trabajos de investigación sobre diferentes suelos gravosos (SP, GP, GW), los

especímenes fueron consolidados bajo esfuerzos de confinamiento en el rango de 29 a 490 kPa. Con ello, se obtuvo la siguiente ecuación que relaciona el módulo de corte normalizado G/G_{max} con la deformación cíclica por corte γ :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{[1+20\gamma(1+10^{-10}\gamma)]} \quad (2.1)$$

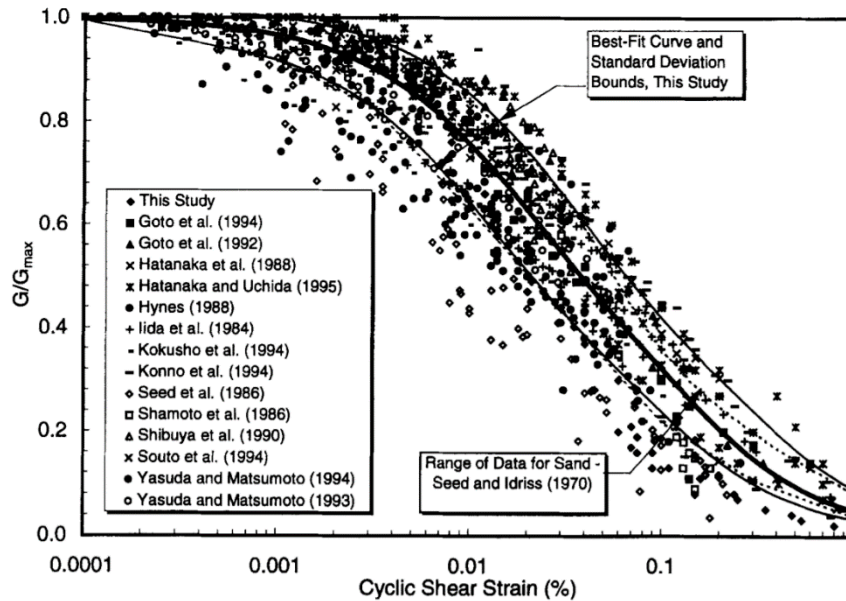
Del mismo modo, empleando la información disponible de 8 trabajos de investigación, propone una ecuación para las curvas de amortiguamiento, representada por la siguiente ecuación:

$$D = 0.8 + 18(1 + 0.15\gamma^{-0.9})^{-0.75} \quad (2.2)$$

Las curvas de módulo de corte normalizado y amortiguamiento dependiente del nivel de deformación se muestran en la Figura 1 y la Figura 2, respectivamente. Cabe precisar que, adicionalmente, se presentan en líneas sólidas los rangos que abarcan los percentiles 16 y 84 ($\pm 1\sigma$) y, en líneas punteadas, los rangos para arenas (Seed & Idriss, 1970).

Figura 1

Relación $\frac{G}{G_{max}}$ vs γ para suelos gravosos.

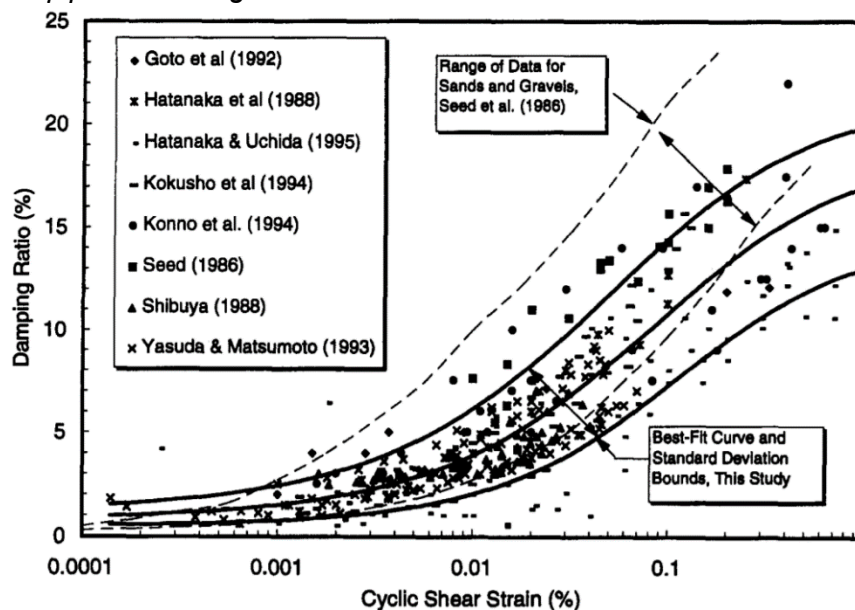


Nota: Tomado de Rollins et al. (1998).

Pese a que las curvas de degradación del módulo de corte normalizado propuesto por Rollins et al. (1998), y Seed e Idriss (1970) son prácticamente idénticas, en el caso de las curvas de amortiguamiento, el rango propuesto por Rollins et al. (1998) cae por debajo de lo encontrado para las curvas propuestas por Seed et al. (1986) para arenas y gravas.

Figura 2

Relación D vs γ para suelos gravosos.



Nota: Tomado de Rollins et al. (1998).

2.1.2 Rollins et al., 2020

En esta publicación se actualiza el conjunto de datos recopilados por Rollins et al. (1998) con nuevos resultados de pruebas realizadas desde entonces. Luego, se utiliza este conjunto de datos para definir la variación del módulo de corte normalizado y el amortiguamiento con la deformación cortante y otros parámetros, utilizando el enfoque hiperbólico modificado desarrollado por Stokoe et al. (1999).

La evaluación de los datos se basó en ensayos de laboratorio de gravas provenientes de 18 investigaciones. Se han desarrollado ecuaciones simplificadas para definir $G/G_{\max}$ y la razón de amortiguamiento como función de la deformación por corte, γ . Las ecuaciones de $G/G_{\max}$ versus γ dependen de dos parámetros que pueden definirse en términos de la presión de confinamiento y el coeficiente de uniformidad (C_u). Un aumento en la presión de confinamiento conduce a una curva más lineal, mientras que un aumento en el coeficiente de uniformidad lleva a una forma de curva más no lineal. Las curvas de $G/G_{\max}$ versus γ para gravas tienden a trazarse ligeramente por debajo de las curvas para arenas en condiciones similares. La razón de amortiguamiento de las muestras de grava también disminuye a medida que aumenta el esfuerzo de confinamiento, mientras que aumenta para coeficientes de uniformidad más altos. Aproximadamente, un 58% de los resultados provienen de ensayos triaxiales cíclicos (CTX), un 20% de ensayos de columna resonante (RC) y un 22% de ensayos de corte torsional simple cíclico (CTSS).

Según el análisis de regresión del conjunto de datos, la ecuación general para estimar la deformación de referencia (γ_{ref}) como función del coeficiente de uniformidad (C_u) y la presión de confinamiento (σ'_o) es la siguiente:

$$\gamma_{ref} = 0.0046 C_u^{-0.197} \sigma'_o{}^{0.52} \quad (2.3)$$

Por lo que se tiene la siguiente ecuación que relaciona el módulo de corte normalizado G/G_{max} con la deformación cíclica por corte γ :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{\left\{ 1 + \left[\frac{\gamma}{0.0046 C_u^{-0.197} \sigma'_o{}^{0.52}} \right]^{0.84} \right\}} \quad (2.4)$$

Del mismo modo se propone una ecuación para las curvas de amortiguamiento, representada por la siguiente ecuación:

$$D = 26.05 \left(\frac{\gamma}{1 + \gamma} \right)^{0.375} C_u^{0.08} \sigma'_o{}^{-0.07} \quad (2.5)$$

2.1.3 Darendeli, 2001

Se emplearon resultados de ensayos de columna resonante y corte torsional (RCTS) para evaluar las propiedades dinámicas del suelo en muestras no disturbadas (un total de 110 muestras). Es importante destacar que la base de datos de las muestras está representada por suelos con una amplia gama de plasticidad. Aproximadamente, la mitad de los suelos se clasifican como suelos de grano fino, y los suelos de grano grueso se limitan a arenas.

Se utilizó el modelo hiperbólico propuesto por Hardin y Drnevich (1972) con ciertas modificaciones para evaluar y modelar las propiedades dinámicas del suelo. Una curva normalizada de reducción del módulo, basada en el modelo hiperbólico, se puede expresar como:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \quad (2.6)$$

La deformación de referencia, γ_{ref} , corresponde a la amplitud de deformación cuando el módulo de corte se reduce a la mitad de G_{max} . En este estudio, se utilizó un enfoque relativamente simple para ajustar las curvas de esfuerzo-deformación medidas. Un coeficiente de curvatura, a , se integra en la curva normalizada de reducción del módulo de la siguiente manera:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^a} \quad (2.7)$$

Los dos parámetros en este modelo (γ_{ref} y a) pueden relacionarse con el tipo de suelo y las condiciones de carga (σ'_o y OCR) de la siguiente manera

$$\gamma_{ref} = (\phi_1 + \phi_2 \times PI \times OCR^{\phi_3}) \sigma'_o{}^{\phi_4} \quad (2.8)$$

$$a = \phi_5 \quad (2.9)$$

Donde ϕ_1 a ϕ_5 son parámetros que relacionan la curva de reducción normalizada del módulo con el tipo de suelo y condiciones de carga.

En el caso de la curva de amortiguamiento del material, se emplean como punto de partida la curva normalizada de reducción de módulo y el comportamiento de Masing (Masing, 1926). Se calcula una curva de amortiguamiento evaluando los bucles de histéresis que se forman para una curva dada de reducción del módulo, asumiendo el comportamiento de Masing. Se define una función, F , de la siguiente manera:

$$F = b \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^p \quad (2.10)$$

Se utiliza la curva normalizada de reducción del módulo y dos parámetros. El parámetro “p” se reemplaza por un valor constante de 0.1 para simplificar el modelo. Así, la curva de amortiguamiento estimada a partir del comportamiento de Masing se escala para ajustarse a las observaciones experimentales, utilizando la curva normalizada de reducción del módulo y un parámetro llamado coeficiente de escala “b”. La curva de amortiguamiento ajustada (escalada) se desplaza luego por un segundo parámetro, D_{min} . De esta manera utilizando dos parámetros adicionales, se expresa la curva de amortiguamiento como:

$$D = b \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^{0.1} D_{masing} + D_{min} \quad (2.11)$$

Donde

- D_{Masing} es el amortiguamiento basado en el comportamiento Masing.
- D_{min} es la razón de amortiguamiento del material a pequeñas deformaciones.

Se presentan las siguientes expresiones para la estimación de D .

$$D_{Masing} = c_1 D_{Masing,a=1.0} + c_2 D_{Masing,a=1.0}^2 + c_3 D_{Masing,a=1.0}^3 \quad (2.12)$$

$$D_{Masing,a=1} = \frac{1}{\pi} \left[4 \frac{\gamma - \gamma_r \ln \left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r} \right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right] \quad (2.13)$$

$$c_1 = -1.1143a^2 + 1.8618a + 0.2523 \quad (2.14)$$

$$c_2 = 0.0805a^2 - 0.0710a - 0.0095 \quad (2.15)$$

$$c_3 = -0.0005a^2 + 0.0002a + 0.0003 \quad (2.16)$$

Los dos parámetros de la ecuación (D_{min} y b) pueden relacionarse con el tipo de suelo y las condiciones de carga de la siguiente manera:

$$D_{min} = (\phi_6 + \phi_7 \times PI \times OCR^{\phi_8}) \sigma'_0{}^{\phi_9} [1 + \phi_{10} \ln(frq)] \quad (2.17)$$

$$b = \phi_{11} + \phi_{12} \ln(N) \quad (2.18)$$

Donde

- $freq$ es la frecuencia de carga.
- N es el número de ciclos de carga.
- ϕ_6 a ϕ_{12} son parámetros que relacionan la curva de amortiguamiento del material con el tipo de suelo y las condiciones de carga.

2.2 Ensayos cíclicos de laboratorio

En la práctica actual, se cuenta con diversos ensayos de laboratorio que se emplean para obtener la resistencia cíclica de los suelos. Estos ensayos incluyen el triaxial cíclico (CTX), el corte torsional simple cíclico (CTSS) y el corte directo simple cíclico (CDSS), los que se describen a continuación:

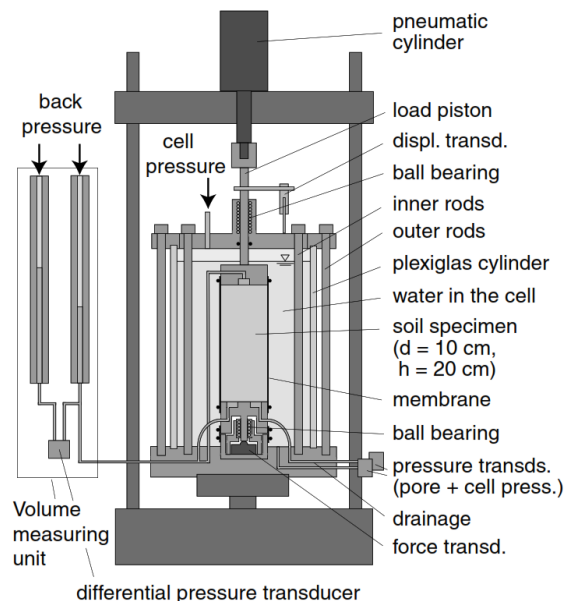
2.2.1 Ensayo triaxial cíclico (CTX)

El ensayo triaxial cíclico es la prueba más comúnmente utilizada para obtener propiedades dinámicas del suelo a altos niveles de deformación (Kramer, 1996). Esta prueba es una extensión de las pruebas triaxiales tradicionales, y gran parte del equipo está ampliamente disponible (Kammerer, 2002). Esto ha llevado al desarrollo de una extensa base de datos para comparar los resultados de las pruebas. La configuración de una prueba triaxial cíclica es comparable a la de las pruebas triaxiales monotónicas, con

una muestra cilíndrica en una membrana de goma no reforzada, un esfuerzo de confinamiento aplicado y un esfuerzo axial aplicado. El esfuerzo desviador, que es la diferencia entre el esfuerzo de confinamiento y el esfuerzo axial, se aplica cíclicamente en condiciones controladas por esfuerzo o deformación (Kramer, 1996). El esfuerzo de confinamiento se mantiene constante, mientras que el esfuerzo axial cíclico se aplica a una frecuencia generalmente de 1 Hz (Kramer, 1996). La frecuencia de carga corresponde aproximadamente a la frecuencia de los terremotos; sin embargo, se considera que las pruebas triaxiales cíclicas son menos representativas para condiciones de carga en el suelo a nivel *in situ* que las pruebas de corte directo simple cíclico (Gokyer et al., 2019). Por esta razón, los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas se corrigen normalmente para ser comparables con los resultados de las pruebas de corte directo simple cíclico. Se sugieren varios factores de corrección que varían desde 0.55 hasta 0.72, según Castro (1975), De Alba et al. (1976), Seed (1979) e Idriss y Boulanger (2008), en relación con diferentes esfuerzos efectivos de consolidación (Gokyer et al., 2019). En la Figura 3 se presenta un esquema del equipo triaxial cíclico.

Figura 3

Esquema del dispositivo de la prueba triaxial cíclica.



Nota: Tomado de Wichtmann et al (2005).

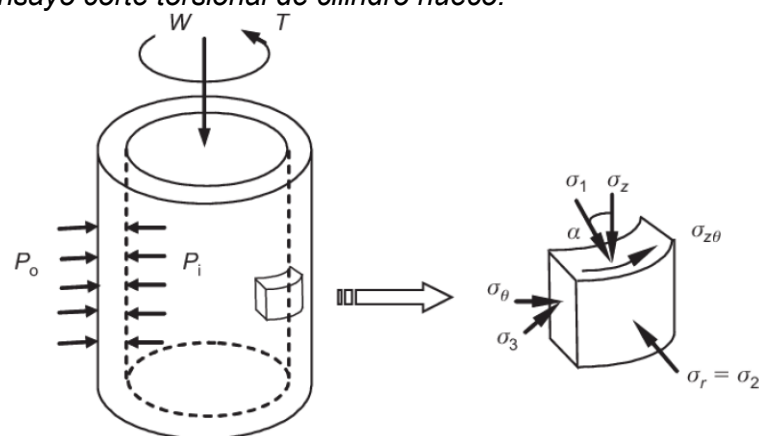
2.2.2 Ensayo de corte torsional simple cíclico (CTSS)

Las pruebas de corte torsional simple cíclico se realizan en especímenes cilíndricos que pueden ser cilindros huecos o sólidos (Kammerer, 2002). Las muestras se colocan en membranas no reforzadas y se confinan mediante una presión de celda y un esfuerzo de confinamiento interno para los especímenes huecos (Figura 4). Se aplica un torque cíclico en la parte superior de la muestra para generar una fuerza de corte cíclica rotativa, lo que

permite que los esfuerzos principales roten suavemente y sin movimientos bruscos (Kramer, 1996); (Kammerer, 2002). Las pruebas de corte torsional cíclico se pueden realizar en condiciones isotrópicas o anisotrópicas y muestran una buena representación de las condiciones de carga *in situ* (Kramer, 1996); (Kammerer, 2002). Sin embargo, la geometría de las muestras y el procedimiento de prueba también presentan desventajas en términos de uniformidad en la distribución de esfuerzos (Kammerer, 2002). Debido a que la muestra es relativamente alta en comparación con su diámetro, puede haber una redistribución no uniforme de los vacíos, así como presiones de confinamiento lateral no uniformes aplicadas a la muestra. Estas presiones de confinamiento no uniformes y las diferencias en el área de la sección transversal de arriba a abajo de la muestra resultan en un esfuerzo de corte aplicado no uniforme. Los esfuerzos de corte en la parte superior de la muestra son mayores que en la parte inferior debido a una reducción en el área transversal (Kammerer, 2002). Aunque las condiciones de la prueba son no drenadas, la redistribución de la presión de poros del agua puede llevar a cambios locales en el volumen y en la densidad. Con esfuerzos de corte potencialmente más altas en la parte superior de la muestra, es probable que haya una menor densidad en la parte superior. Además, dado que el corte torsional se aplica solo en la parte superior de la muestra, la máxima deformación ocurrirá en los bordes de la muestra, mientras que la deformación en el centro de la muestra es mínima (muestra cilíndrica sólida). Con estas condiciones que cambian localmente y propiedades de muestras no homogéneas, las muestras probadas en el corte torsional muestran una menor resistencia a la licuación que las muestras probadas en el mismo suelo en una prueba de corte directo simple (Kammerer, 2002).

Figura 4

Esquema del ensayo corte torsional de cilindro hueco.



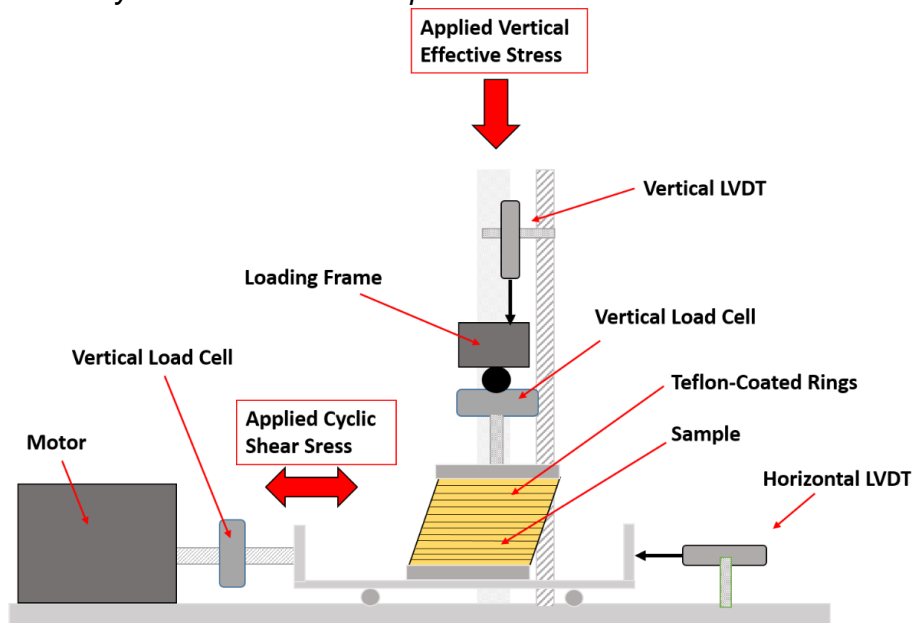
Nota: Tomado de Kramer (1996).

2.2.3 Ensayo de corte directo simple cíclico (CDSS)

Las pruebas de corte directo simple cíclico se realizan en muestras cilíndricas lateralmente confinadas, ya sea por anillos revestidos con teflón apilados o con membranas reforzadas con alambre (Figura 5). Este sistema de confinamiento se utiliza para mantener condiciones de presión lateral en reposo (k_0) durante la fase de consolidación y luego permitir condiciones de corte simple durante la fase de corte de la prueba. Baxter et al. (2010) compararon ambos métodos de confinamiento lateral y encontraron que producen resultados comparables cuando se aplican las correcciones adecuadas al sistema. Las pruebas de corte directo simple cíclico representan condiciones de carga similares a las *in situ*, con consolidación k_0 y la capacidad de cortar el suelo en dos direcciones horizontales de manera independiente. La alta relación entre diámetro y altura de la muestra del suelo permite un campo de esfuerzos uniforme y minimiza la redistribución de la presión de poros (Kammerer, 2002).

Figura 5

Esquema del ensayo de corte directo simple cíclico.



Nota: Tomado de Mika (2020).

La prueba de corte directo simple cíclico se considera la prueba más representativa para replicar tanto las condiciones *in situ* del suelo (condición k_0) como los movimientos sísmicos del suelo, es decir, movimientos cíclicos en la dirección horizontal. Sin embargo, la mayoría de los estudios sobre comportamiento cíclico en laboratorio se han realizado utilizando pruebas cíclicas triaxiales, debido a la mayor disponibilidad de ese equipo. Históricamente, las pruebas de corte directo simple cíclico se han llevado a cabo en algunos laboratorios de investigación. No obstante, con la mejora en la adquisición de datos

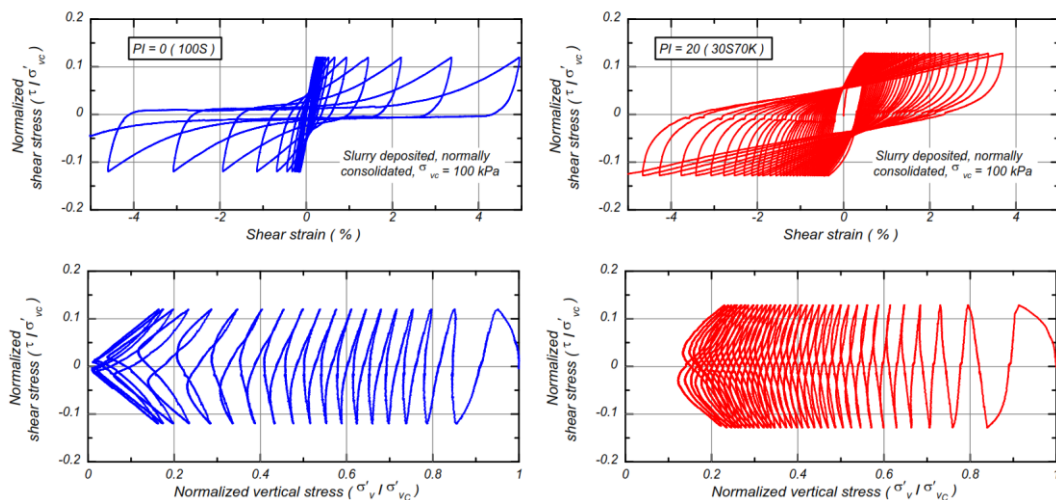
y sistemas de control, ha habido un aumento en el número de equipos de corte directo simple cíclico disponibles comercialmente en la última década.

2.2.3.1 Ensayos de esfuerzo controlado versus deformación controlada.

Las pruebas de corte directo simple cíclico pueden realizarse bajo condiciones de esfuerzo o deformación controlada. Para las pruebas controladas por esfuerzo, se aplica un esfuerzo cortante cíclico objetivo a la muestra mediante un pistón horizontal o un actuador lineal y se controla mediante una celda de carga. La Figura 6 muestra la relación entre esfuerzo y deformación cortante para materiales con diferentes índices de plasticidad (IPs) bajo pruebas de corte directo simple cíclico en condiciones de esfuerzo controlado. Estas pruebas se consolidaron con un esfuerzo efectivo vertical de 100 kPa antes del corte.

Figura 6

Resultados de la prueba de corte directo simple cíclico no drenado.

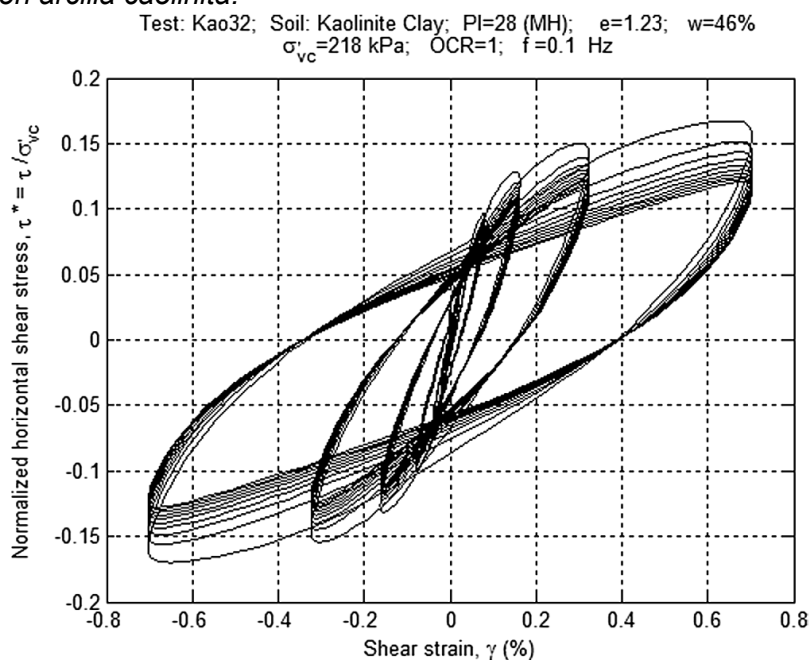


Nota: Especímenes normalmente consolidados, sedimentados en suspensión, de limo con un IP=0 (lado izquierdo) y limo arcilloso con un IP=20 (lado derecho). Tomado de Boulanger et al. (2016).

Por otro lado, en los ensayos bajo deformación controlada, se aplica una deformación cíclica objetivo al espécimen que se controla mediante el sensor de desplazamiento horizontal. La Figura 7 muestra la relación de esfuerzo y deformación cortante para una arcilla caolinita en un ensayo CDSS bajo deformación controlada presentado por Mortezaie & Vucetic (2016).

Figura 7

Bucle de esfuerzo-deformación de un ensayo cíclico controlado por deformación de varios niveles en arcilla caolinita.



Nota: Tomado de Mortezaie y Vucetic (2016).

2.3 Licuación de suelos

La licuación de suelos es un fenómeno en el que el suelo pierde gran parte de su resistencia o rigidez durante un breve periodo de tiempo, pero lo suficientemente prolongado como para que este fenómeno sea la causa de muchas fallas, muertes y pérdidas financieras significativas (Jefferies & Been, 2015).

Considerando los diferentes mecanismos de falla del suelo debido a la licuación, Robertson (1994), Robertson y Fear (1995), y Youd e Idriss (1998) propusieron un sistema de clasificación que divide este fenómeno en licuación por flujo y ablandamiento cíclico. La licuación por flujo es una respuesta de ablandamiento por deformación que ocurre bajo condiciones no drenadas, cuando el esfuerzo cortante estático supera la resistencia residual, y puede ser desencadenada por una carga monotónica o cíclica. Por otro lado, el ablandamiento cíclico corresponde a una acumulación progresiva de presión de poros en suelos con tendencia a dilatarse bajo corte monótono no drenado, lo que conduce a la disminución de la rigidez del suelo durante la acción de cargas cíclicas. El ablandamiento cíclico puede subdividirse en dos comportamientos: licuación cíclica y movilidad cíclica. La licuación cíclica se caracteriza por una condición de esfuerzo efectivo cero y grandes deformaciones debido a la inversión de esfuerzo cortante. En cambio, la movilidad cíclica ocurre cuando no hay inversión de esfuerzo cortante y no se alcanza una condición de

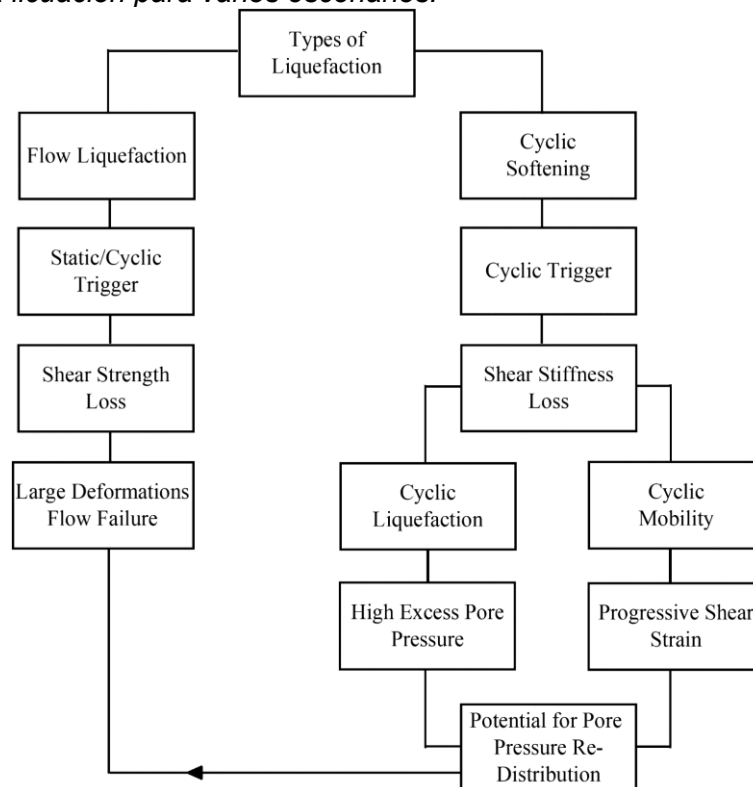
esfuerzo efectivo cero. La Figura 8 presenta el diagrama de flujo sugerido para la evaluación de la licuación de suelos.

La distinción entre la licuación por flujo desencadenada por carga cíclica; y la licuación cíclica es difícil de evaluar basándose en deformaciones observadas, ya que ambas pueden causar deformaciones muy significativas (Robertson & Wride, 1998). La diferencia principal radica en que, en la licuación cíclica, las deformaciones ocurren principalmente durante la carga cíclica y tienden a detenerse después del evento sísmico, mientras que cuando ocurre la licuación por flujo, las deformaciones pueden continuar después del evento debido a la redistribución de la carga. Ejemplos de licuación cíclica se observaron después de los terremotos de Niigata en 1964 y Kobe en 1995, en formas de desplazamientos laterales, grietas, surgencias de arena y asentamientos, mientras que la licuación por flujo ocurrió, por ejemplo, en la presa Fort Peck y en la presa de relaves Stava, causando grandes deslizamientos de material (Robertson & Wride, 1998).

El enfoque de la presente tesis es el comportamiento del suelo bajo cargas cíclicas. Sin embargo, es importante conocer y entender los conceptos relacionados con la licuación del suelo, como la teoría del estado crítico, los cuales se discuten en los acápites siguientes.

Figura 8

Definición de la licuación para varios escenarios.



Nota: Según Salehian (2013), Robertson y Wride (1998), y Youd e Idriss (1998), como fue citado en Salam et al. (2020).

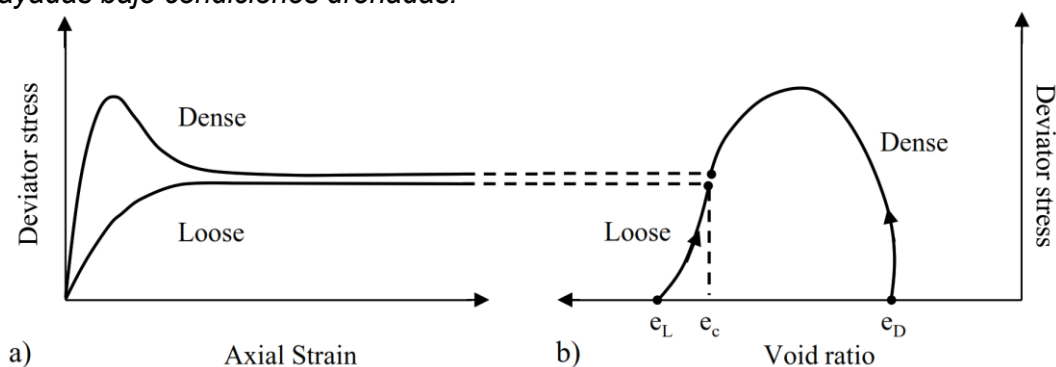
2.3.1 Mecánica del Suelo en Estado Crítico

Los suelos experimentan diferentes comportamientos de cambio de volumen, dependiendo de si su estado inicial es suelto o denso. La tendencia de los suelos a cambiar de volumen durante el corte fue denominada por Reynolds (1885) como dilatancia, y es una característica que distingue a los suelos de otros materiales de ingeniería (Jefferies & Been, 2015). Cuando los suelos se cortan de manera monótona, las arenas inicialmente sueltas tienden a disminuir su volumen (contraerse), mientras que las arenas inicialmente densas tienden a contraerse al principio, pero luego se dilatan (aumentan su volumen).

Intrigado por este comportamiento de cambio de volumen, Casagrande (1936) realizó una serie de ensayos triaxiales bajo deformación controlada en especímenes de arena suelta y densa, y concluyó que todos los especímenes ensayados a la misma presión efectiva de confinamiento convergían a la misma relación de vacíos a grandes deformaciones (Figura 9). Esta relación de vacíos se denominó relación de vacíos crítica, e_c , y estaba relacionada de manera única con la presión efectiva de confinamiento. Más tarde, Taylor (1955) reportó que la relación de vacíos crítica disminuía con el aumento de la presión efectiva de confinamiento. La correlación entre la relación de vacíos crítica y el esfuerzo efectivo medio define la línea de relación de vacíos crítica, también denominada línea de estado crítico (CSL), que separa los estados sueltos y densos.

Figura 9

Curvas para arenas sueltas y densas a la misma presión de confinamiento efectiva ensayadas bajo condiciones drenadas.



Nota: (a) Esfuerzo-deformación; (b) esfuerzo-relación de vacíos. Tomado de Kramer (1996).

El tópico de la Mecánica de Suelos en Estado Crítico (CSSM, por sus siglas en inglés), desarrollado por Schofield & Wroth (1968), fue el primero en asumir la densidad como una variable. El CSSM describe de manera integral el comportamiento mecánico de los suelos, teniendo en cuenta los cambios de volumen durante el corte. El concepto de estado crítico se basa en la ocurrencia de un estado último que se alcanza cuando un suelo se somete a deformación continua y fue definido por Roscoe et al. (1958) como el estado

en el que “*un suelo continúa deformándose a un esfuerzo y relación de vacíos constantes*”, siguiendo el trabajo de Casagrande.

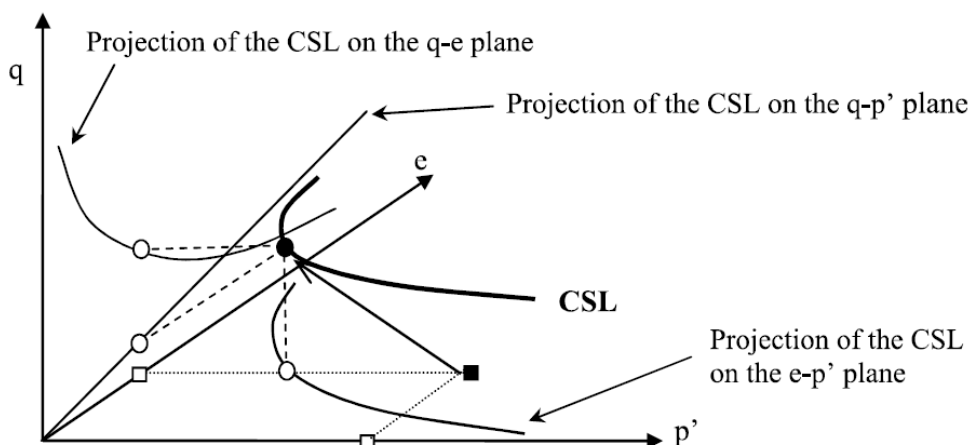
Unos años después, Castro (1969) realizó una serie de ensayos triaxiales bajo esfuerzo controlado y encontró que las arenas sueltas resultaban consistentemente en fallas por licuación, ubicándose en una línea de estado estable (SSL) al final de los ensayos. El estado estable fue definido por Poulos (1981) como “*el estado estable de deformación para cualquier masa de partículas es aquel en el cual la masa se deforma continuamente con volumen constante, esfuerzo efectivo normal constante, esfuerzo cortante constante y velocidad constante*”.

Existen discusiones de si la CSL y la SSL son lo mismo. Sin embargo, la comparación de las dos definiciones presentadas anteriormente, por Roscoe et al. (1958) y Poulos (1981), indica que ambos conceptos son similares. Por lo tanto, para la presente tesis se empleará el término CSL, ya que se podría asumir que, para propósitos prácticos, son similares, como propone Been et al. (1991) y Jefferies y Been (2015).

La Figura 10 muestra la CSL dimensional, donde el punto negro corresponde al estado crítico, los puntos blancos representan las proyecciones en los tres planos, el cuadrado negro es el punto inicial antes del corte no drenado y los cuadrados blancos son sus proyecciones.

Figura 10

Línea de estado crítico, CSL.



Nota: Tomado de Carrera (2008).

Las líneas de estado crítico son generalmente curvas que tienden a una asíntota horizontal para bajas presiones y se vuelven lineales para niveles de esfuerzo elevados en el plano e - $\log(p')$ (Verdugo & Ishihara, 1996; Carrera et al., 2011; Bedin et al., 2012). Li y Wang (1998) propusieron la siguiente ecuación para describir la línea de estado crítico en

un amplio rango de presiones, donde e_{cs} y p'_{cs} son la relación de vacíos y el esfuerzo medio en el estado crítico, respectivamente, $e_{0,cs}$ es la relación de vacíos crítica para $p'=0$ kPa, p_a es la presión atmosférica, λ y ξ_a son parámetros de ajuste de la curva que dependen de las características del suelo.

$$e_{cs} = e_{0,cs} - \lambda \left(\frac{p'_{cs}}{p_a} \right)^{\xi_a} \quad (2.19)$$

Sin embargo, la línea de estado crítico a menudo se modela como bilineal, con una línea correspondiente a bajas presiones y otra a altas presiones. Las ecuaciones suelen representarse en el plano de relación de vacíos y esfuerzo medio de la siguiente manera:

$$e_{cs} = \Gamma - \lambda_e \ln(p'_{cs}) \quad (2.20)$$

Donde e_{cs} y p'_{cs} son la relación de vacíos y el esfuerzo medio en el estado crítico, respectivamente, Γ y λ_e son características intrínsecas de los suelos. Γ corresponde a la relación de vacíos que corresponde a un $p'=1$ kPa (en escala logarítmica) y λ_e es la pendiente de la CSL.

En términos del esfuerzo de corte, la línea de estado crítico se representa por la relación de esfuerzos en el estado crítico, M_{tc} , o el ángulo de fricción a volumen constante (ϕ'_{cv}), el cual es idéntico al ángulo de fricción crítico (ϕ'_{cs}). En el espacio $p'-q$, la CSL se define como la línea de falla de Mohr-Coulomb. La relación de esfuerzos en el estado crítico, M_{tc} , es la pendiente de la línea relacionada con el ángulo de fricción a volumen constante. Para la compresión triaxial, la CSL se define en términos de las invariantes de esfuerzos y la relación entre M_{tc} y ϕ'_{cs} como sigue:

$$q_{cs} = M_{tc} \cdot p'_{cs} \quad (2.21)$$

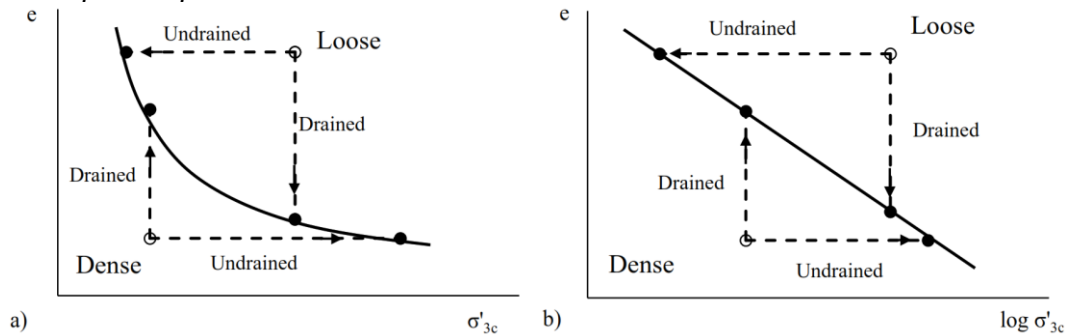
$$M_{tc} = \frac{6 \cdot \text{sen} \phi'_{cs}}{3 - \text{sen} \phi'_{cs}} \quad (2.22)$$

Para especímenes sometidos a corte en condiciones drenadas, donde ocurre cambio de volumen, se ha definido que los especímenes sueltos tienden a contraerse, disminuyendo su volumen, mientras que los especímenes densos tienden a dilatarse, aumentando su volumen. Sin embargo, en pruebas realizadas con corte no drenado, el volumen del espécimen es constante. Por lo tanto, el comportamiento se expresa a través del exceso de presión de poros. Los especímenes densos desarrollan un exceso de presión de poros negativa, ya que tienden a dilatarse, mientras que los especímenes sueltos desarrollan un exceso de presión de poros positiva, ya que tienden a contraerse (Figura

11). La CSL define el estado final de cualquier espécimen de suelo a grandes deformaciones, independientemente del estado inicial o de las condiciones de drenaje. Además, la singularidad de la CSL es aceptada por diferentes autores (Verdugo & Ishihara, 1996; Atkinson, 2007; Carrera, 2008; Carrera et al., 2011).

Figura 11

Comportamiento de especímenes sueltos y densos bajo condiciones drenadas y no drenadas para la presión efectiva de confinamiento.

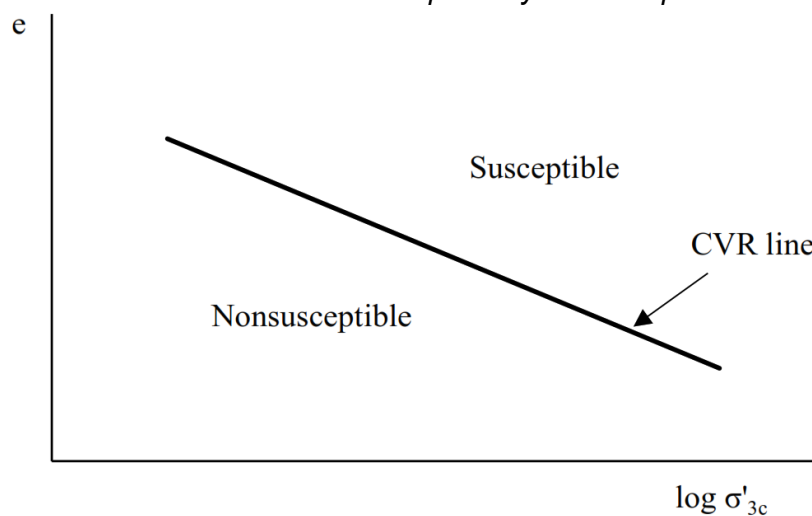


Nota: En escala a) aritmética y b) logarítmica. Tomado de Kramer (1996).

Casagrande (1936) propuso la línea de Relación de Vacíos Crítica (CVR; también conocida como CSL) como la frontera entre el comportamiento contractivo y dilatante, separando así los suelos según su susceptibilidad a la licuación en condiciones no drenadas. La Figura 12 presenta esta consideración, donde los suelos con sus estados iniciales por encima de la CSL son susceptibles a la licuación, mientras que los especímenes inicialmente ubicados por debajo de la CSL se consideran no susceptibles a la licuación.

Figura 12

CVR como límite entre estados iniciales susceptibles y no susceptibles a la licuación.



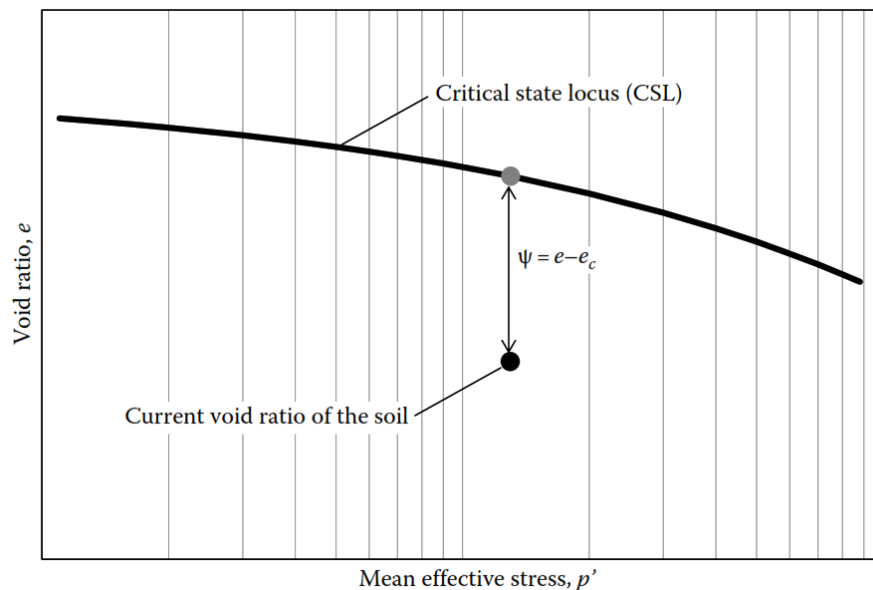
Nota: Tomado de Kramer (1996).

Teniendo en cuenta lo anterior, se observa que la relación de vacíos por sí sola no define la tendencia de comportamiento de un espécimen de suelo. El nivel de esfuerzo,

representado por el esfuerzo efectivo medio, también es relevante, ya que el nivel de confinamiento influye en la respuesta del suelo. Dos especímenes con la misma relación de vacíos pueden estar ubicados a ambos lados de la CSL, según el nivel de esfuerzo, teniendo así comportamientos diferentes. El parámetro de estado, ψ , fue introducido por primera vez por Wroth y Bassett (1965) y posteriormente nombrado como tal por Been y Jefferies (1985). Este define la posición de un espécimen de suelo en relación con la CSL y puede definirse como la distancia entre la relación de vacíos actual (e) y la relación de vacíos en el estado (e_{cs}) crítico para el esfuerzo efectivo medio actual (Figura 13).

Figura 13

Definición del parámetro de estado ψ .



Nota: Tomado de Jefferies y Been (2015).

El parámetro de estado constituye una herramienta de normalización poderosa, ya que traduce muchas propiedades y comportamientos del suelo (Jefferies & Been, 2015). Además, se utiliza con frecuencia en la modelización constitutiva del suelo, ya que tiene en cuenta tanto el estado de densidad como el estado de esfuerzo en el comportamiento del suelo. Sin embargo, la principal desventaja del uso del parámetro de estado es la necesidad de una determinación muy precisa de la línea de estado crítico, que normalmente se obtiene a partir de muestras reconstituidas en el laboratorio.

2.3.2 Comportamiento bajo carga monótonica – Licuación estática

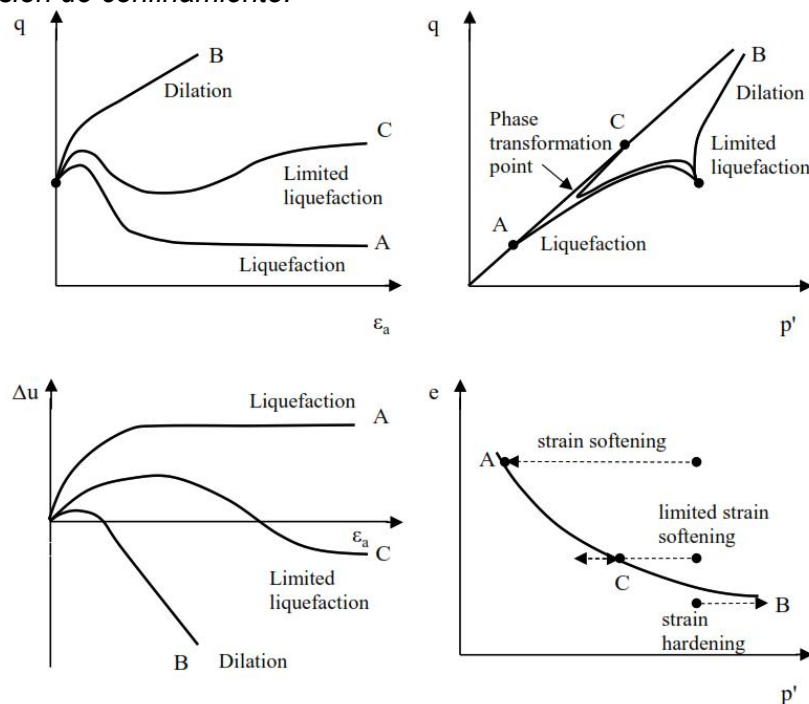
Para ilustrar el comportamiento de un suelo bajo carga monótona no drenada, la Figura 14 presenta la trayectoria de esfuerzos de tres pruebas de compresión triaxial monótonas no drenadas, en especímenes de suelo granular con diferentes densidades. Se pueden identificar tres tipos de respuestas, según la densidad inicial, es decir, según la posición relativa a la línea de estado crítico. Algunos autores (Castro, 1969; Been &

Jefferies, 1985; Kramer, 1996) definen como licuación lo que otros autores (Lade & Yamamuro, 1997; Robertson & Wride, 1998; Viana Da Fonseca et al., 2011) consideran ablandamiento por deformación. A pesar de esto, las definiciones de comportamiento tienen el mismo significado: la licuación corresponde al ablandamiento por deformación, la licuación limitada es un ablandamiento por deformación limitada y la dilatación es lo mismo que el endurecimiento por deformación.

El espécimen de suelo que se encuentra en condiciones muy sueltas (espécimen A), por encima de la CSL, experimenta un pico de resistencia no drenada a baja deformación por corte y luego la resistencia al corte disminuye rápidamente a grandes deformaciones. Este comportamiento se denomina licuación por flujo o ablandamiento por deformación. Por otro lado, si el suelo está en un estado denso (espécimen B) por debajo de la CSL, se contraerá al principio, pero luego se dilatará hacia su estado final. Este comportamiento se denomina dilatación o endurecimiento por deformación. Sin embargo, en densidades intermedias (espécimen C), por encima pero cerca de la CSL, el espécimen de suelo puede sufrir una licuación limitada o un ablandamiento por deformación limitado, que se caracteriza por una resistencia máxima seguida de un ablandamiento por deformación limitado que se invierte hacia un comportamiento dilatante hasta alcanzar el estado final. Este punto de inversión se conoce como el punto de transformación de fase (Ishihara et al., 1975).

Figura 14

Comportamiento no drenado de tres especímenes a diferentes densidades iniciales con la misma presión de confinamiento.

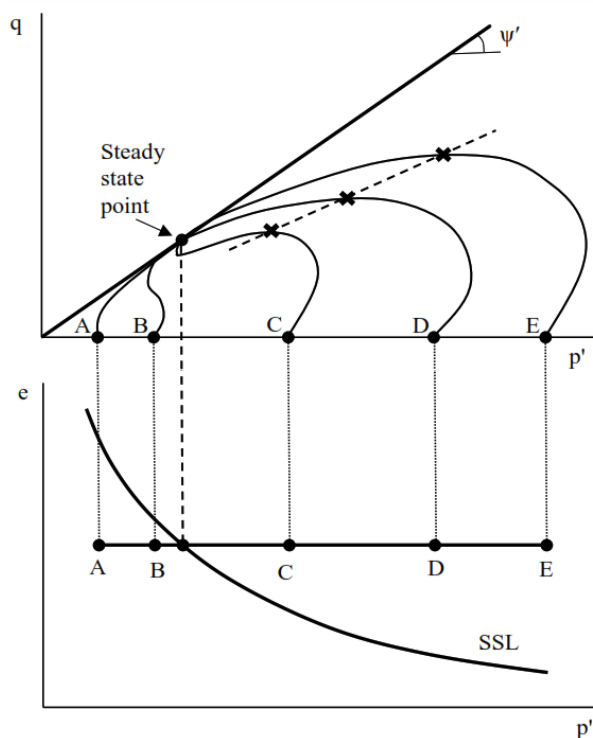


Nota: Tomado de Kramer (1996).

Además, Kramer (1996) presentó la respuesta de una serie de pruebas triaxiales con la misma relación de vacíos iniciales a diferentes presiones efectivas de confinamiento. La Figura 15 ilustra los resultados, indicando que, dado que los especímenes comienzan con diferentes presiones de confinamiento, seguirán trayectorias de esfuerzos diferentes, pero, al comenzar con la misma relación de vacíos inicial, terminarán en el mismo punto de estado estable. Los especímenes A y B se encuentran por debajo de la CSL, por lo que el comportamiento es dilatante. Por otro lado, los especímenes C, D y E están por encima de la CSL y se contraen durante el corte. Las trayectorias de esfuerzo muestran un pico de resistencia, seguido de una rápida deformación hacia el estado crítico. La ubicación de los puntos máximos (marcados con una x) es donde inicia la licuación por flujo, y forma una línea recta (Vaid & Chern, 1985), definida como la superficie de licuación por flujo (FLS).

Figura 15

Respuesta de pruebas triaxiales con la misma relación de vacíos inicial, pero a diferentes presiones efectivas de confinamiento.



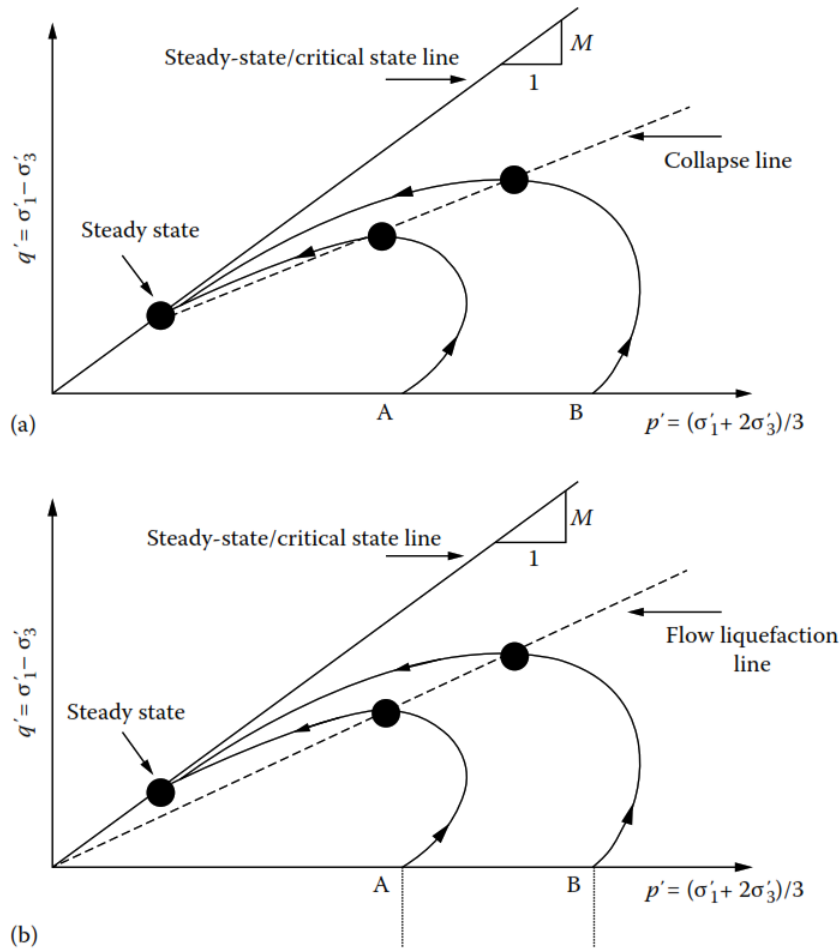
Nota: Tomado de Kramer (1996).

Acorde a Jefferies y Been (2015) se ha vuelto común representar la transición desde un comportamiento estable de endurecimiento por deformación hasta una pérdida repentina de resistencia en pruebas no drenadas en arenas sueltas con una superficie de colapso. Sladen et al. (1985), señalaron que, si varias muestras licuables con la misma relación de vacíos inicial se ensayan bajo diferentes condiciones de esfuerzo de confinamiento inicial, la ubicación de las resistencias máximas forma una línea en el espacio de esfuerzo efectivo, a la que denominaron superficie de colapso. Otros autores

han introducido y utilizado una variación de la superficie de colapso llamada línea de inestabilidad (p. ej., Lade & Pradel, 1990; Ishihara, 1993; Chu & Leong, 2002; Lade & Yamamuro, 2011). La Figura 16 compara los enfoques de la superficie de colapso y la línea de inestabilidad. Ambos enfoques sugieren la existencia de un “colapso en la estructura del suelo” en la resistencia máxima, y la única diferencia radica en si hay un componente similar a la cohesión en la línea de inestabilidad.

Figura 16

Definición de la superficie de colapso y la línea de inestabilidad o licuación por flujo.

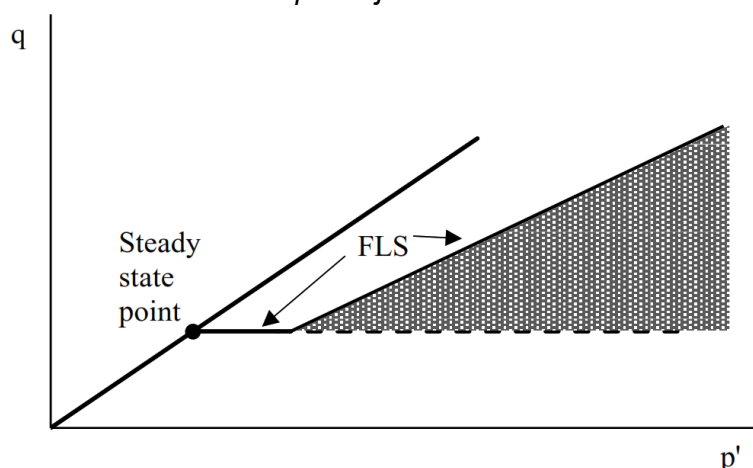


Nota: Tomado de Jefferies y Been (2015).

La superficie de licuación por flujo separa dos estados estables e inestables en el corte no drenado. Como se mencionó anteriormente, la licuación por flujo puede ser desencadenada por cargas monótonas o cíclicas. Si la trayectoria de esfuerzos de un espécimen alcanza la superficie de licuación por flujo (FLS), se desencadena la licuación por flujo, reduciendo la resistencia al corte al estado estable. Por lo tanto, la zona de susceptibilidad a la licuación por flujo está marcada en la Figura 17.

Figura 17

Zona de susceptibilidad a la licuación por flujo.



Nota: Tomado de Kramer (1996).

2.3.3 Comportamiento bajo carga cíclica

Como se describe por Youd y Idriss (1998), según el comportamiento de deformación del suelo, generalmente hay dos tipos de licuación: licuación por flujo y ablandamiento cíclico. La licuación por flujo principalmente resulta del ablandamiento por deformación y pérdida de resistencia al corte, y puede ser desencadenada tanto por carga estática como cíclica. La pérdida de resistencia al corte bajo carga estática es el resultado de la generación del exceso de presión de poros o la redistribución de la presión en los poros. La licuación por flujo conduce a deformaciones cortantes significativas y al fallo por flujo.

El ablandamiento cíclico es un mecanismo común de licuación que se debe principalmente a la pérdida de rigidez cortante (Robertson & Wride, 1998). El ablandamiento cíclico en sí se puede dividir en licuación y movilidad cíclica según el comportamiento de la deformación cortante, la generación del exceso de presión de poros y la evidencia post cíclica, como los remolinos de arena (Seed et al., 1975). Si se genera un exceso de presión de poros limitada, pero hay acumulación incremental de deformación cortante durante la carga cíclica, el fenómeno se denomina movilidad cíclica; cuando se genera un exceso de presión de poros alta, el fenómeno se llama licuación cíclica (Salehian, 2013).

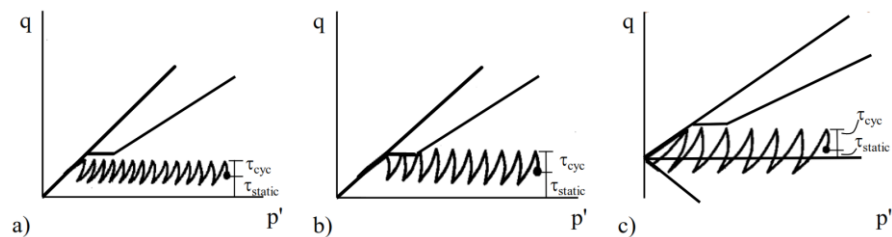
Kramer (1996) consideró la movilidad cíclica como el ablandamiento cíclico considerado por el diagrama de flujo de Robertson (1994) y presentó tres escenarios diferentes de ensayos triaxiales cíclicos que pueden desencadenarlo (Figura 18). El primero se caracteriza por ninguna inversión de esfuerzo cortante y ninguna superación de

la resistencia en el estado estable. A medida que avanza la carga cíclica, el esfuerzo efectivo vertical disminuye significativamente hasta tocar la envolvente de falla, donde se estabiliza. El segundo escenario corresponde a ninguna inversión de esfuerzo cortante y superación de la resistencia en el estado estable. Cuando la trayectoria de esfuerzo alcanza la FLS, se observan algunos periodos de inestabilidad. Pueden desarrollarse grandes deformaciones, pero tienden a detenerse con el final de la carga cíclica. El tercer escenario muestra inversión de esfuerzo cortante sin superación de la resistencia en estado estable. A medida que avanzan los ciclos, los especímenes sufren compresiones y extensiones hasta alcanzar la envolvente de falla. Durante este proceso, se produce un estado de ablandamiento con acumulación del exceso de presión de poros hasta casi el 100% y una deformación axial significativa. Cuando la trayectoria de esfuerzo cruza el origen, el esfuerzo efectivo es cero y se desencadena la licuación. Sin embargo, no se verifica una pérdida completa de resistencia incluso después de que se desencadena la licuación, y la deformación axial no aumenta indefinidamente (Ishihara, 1993).

Similarmente al área sombreada susceptible a la licuación por flujo, Kramer (1996) también presentó una zona de susceptibilidad a la movilidad cíclica (Figura 19). La zona se caracteriza por estados de esfuerzo por debajo del punto de estado estable. Este comportamiento puede ocurrir tanto en suelos sueltos como densos, con una variedad de presiones efectivas de confinamiento.

Figura 18

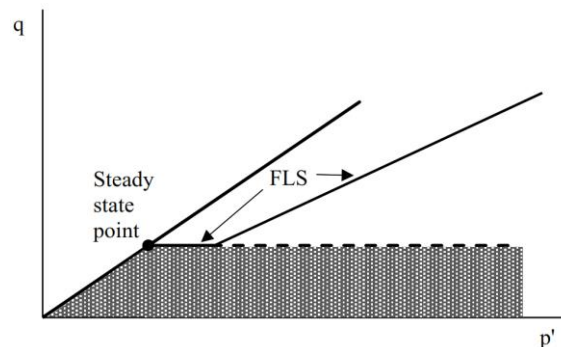
Casos de movilidad cíclica.



Nota: Tomado de Kramer (1996).

Figura 19

Zona de susceptibilidad a la movilidad cíclica.



Nota: Tomado de Kramer (1996).

2.4 Modelamiento numérico en FLAC

2.4.1 Introducción

FLAC es un programa bidimensional de diferencias finitas explícitas para cálculos de ingeniería. Este programa simula el comportamiento de estructuras construidas de suelo, roca u otros materiales que pueden experimentar flujo plástico cuando se alcanzan sus límites de fluencia. Los materiales están representados por elementos o zonas, que forman una malla ajustada por el usuario para adaptarse a la forma del objeto a modelar. Cada elemento se comporta según una ley de esfuerzo-deformación lineal o no lineal prescrita en respuesta a las fuerzas aplicadas o restricciones de contorno. El material puede ceder y fluir, y la malla puede deformarse y moverse con el material que se representa. El esquema de cálculo explícito y Lagrangiano, y la técnica de zonificación de discretización mixta utilizada en FLAC aseguran que el colapso y el flujo plástico se modelen con gran precisión. Debido a que no se forman matrices, se pueden realizar cálculos bidimensionales grandes sin requisitos excesivos de memoria.

Una presentación detallada del software FLAC se puede identificar el manual FLAC 8.1 (Itasca Consulting Group, 2019). Sin embargo, se proporciona una introducción básica del programa a través de sus 3 componentes (diferencias finitas, esquema de solución explícita y análisis Lagrangiano).

2.4.1.1 Método de diferencias finitas.

El método de diferencias finitas es quizás la técnica numérica más antigua utilizada para la solución de conjuntos de ecuaciones diferenciales, dados valores iniciales y/o valores de contorno. En el método de diferencias finitas, cada derivada en el conjunto de ecuaciones de gobierno se reemplaza directamente por una expresión algebraica escrita en términos de las variables de campo (p. ej., esfuerzo o desplazamiento) en puntos discretos en el espacio; estas variables no están definidas dentro de los elementos.

En contraste, el método de elementos finitos tiene un requisito central de que las cantidades de campo (p. ej., esfuerzo y desplazamiento) varíen a lo largo de cada elemento de una manera prescrita, utilizando funciones específicas controladas por parámetros. La fórmula implica el ajuste de estos parámetros para minimizar términos de error o términos de energía.

Ambos métodos producen un conjunto de ecuaciones algebraicas para resolver. Aunque estas ecuaciones se derivan de maneras bastante diferentes, es posible demostrar

(en casos específicos) que las ecuaciones resultantes son idénticas para los dos métodos. Es poco necesario, entonces, discutir sobre los méritos relativos de los elementos o las diferencias finitas: las ecuaciones resultantes son las mismas (Itasca Consulting Group, 2019).

Sin embargo, a lo largo de los años, ciertas formas "*tradicionales*" de hacer las cosas se han arraigado. Por ejemplo, los programas de elementos finitos a menudo combinan las matrices de elementos en una gran matriz de rigidez global, mientras que esto no se hace normalmente con diferencias finitas porque es relativamente eficiente regenerar las ecuaciones de diferencias finitas en cada paso. Como se explica a continuación, FLAC utiliza un esquema de solución explícita para resolver las ecuaciones algebraicas, pero los esquemas de solución implícitos orientados a matrices son más comunes en elementos finitos (Itasca Consulting Group, 2019).

2.4.1.2 Esquema de solución explícita y dinámica.

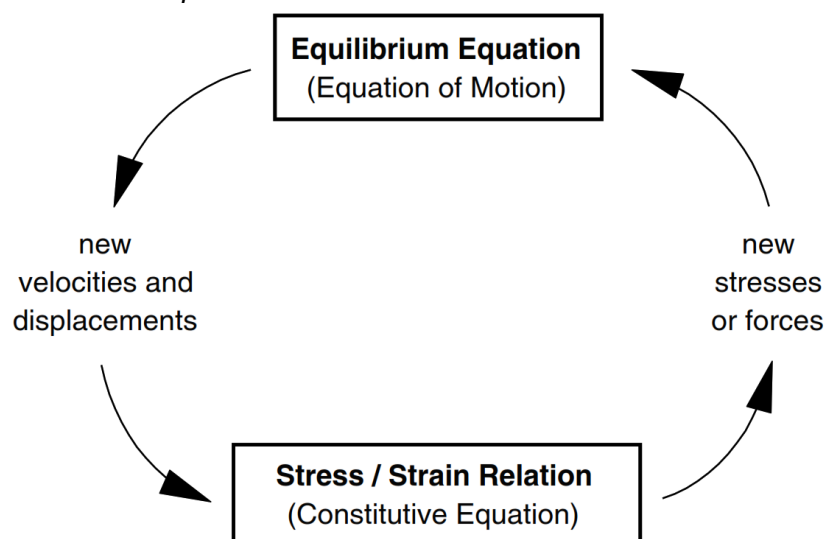
FLAC para resolver problemas estáticos emplea ecuaciones dinámicas de movimiento que están incluidas en la formulación. Una razón para hacer esto es asegurar que el esquema numérico sea estable cuando el sistema físico que se está modelando es inestable. Con materiales no lineales, siempre existe la posibilidad de inestabilidad física (p. ej., el colapso repentino de una estructura). En la vida real, parte de la energía de deformación en el sistema se convierte en energía cinética, que luego se irradia desde la fuente y se disipa. FLAC modela este proceso directamente, porque se incluyen términos inerciales: se genera y disipa energía cinética. En contraste, los esquemas que no incluyen términos inerciales deben utilizar algún procedimiento numérico para tratar las inestabilidades físicas. Incluso si el procedimiento tiene éxito en prevenir la inestabilidad numérica, el camino tomado puede no ser realista (Itasca Consulting Group, 2019).

La secuencia general de cálculo incorporada en FLAC se ilustra en la Figura 20. Este procedimiento primero invoca las ecuaciones de movimiento para derivar nuevas velocidades y desplazamientos a partir de esfuerzos y fuerzas. Luego, se derivan las tasas de deformación a partir de las velocidades y se obtienen nuevos esfuerzos a partir de las tasas de deformación. Se toma un paso de tiempo para cada ciclo alrededor del bucle. Lo importante de comprender es que cada cuadro en la Figura 20 actualiza todas sus variables de cuadrícula a partir de valores conocidos que permanecen fijos mientras el control está dentro del cuadro. Por ejemplo, el cuadro inferior toma el conjunto de velocidades ya calculadas y, para cada elemento, calcula nuevos esfuerzos. Se asume que las velocidades están congeladas para el funcionamiento del cuadro (es decir, los esfuerzos

recién calculados no afectan a las velocidades). Esto puede parecer poco razonable porque sabemos que, si un esfuerzo cambia en algún lugar, influirá en sus vecinos y cambiará sus velocidades. Sin embargo, elegimos un paso de tiempo tan pequeño que la información no puede pasar físicamente de un elemento a otro en ese intervalo. Dado que un ciclo del bucle ocupa un paso de tiempo, la suposición de velocidades "*congeladas*" está justificada: los elementos vecinos realmente no pueden afectarse mutuamente durante el período de cálculo. Por supuesto, después de varios ciclos del bucle, las perturbaciones pueden propagarse a través de varios elementos, tal como lo harían físicamente (Itasca Consulting Group, 2019).

Figura 20

Ciclo básico del cálculo explícito.



Nota: Tomado de Itasca Consulting Group (2019).

El concepto central es que la "*velocidad de onda*" de cálculo siempre se mantiene por delante de la velocidad de onda física, de modo que las ecuaciones siempre operan sobre valores conocidos que permanecen fijos durante la duración del cálculo. Hay varias ventajas distintas en esto. La ventaja más importante es que no se necesita un proceso de iteración al calcular esfuerzos a partir de deformaciones en un elemento, incluso si la ley constitutiva es extremadamente no lineal. En un método implícito (que comúnmente se utiliza en programas de elementos finitos), cada elemento se comunica con todos los demás elementos durante un paso de solución: son necesarios varios ciclos de iteración antes de obtener compatibilidad y equilibrio. La desventaja del método explícito se observa en el pequeño paso de tiempo, lo que significa que se deben realizar un gran número de pasos. En general, los métodos explícitos son mejores para sistemas de comportamiento complejo (p. ej., no lineales, de gran deformación, con inestabilidad física); no son

eficientes para modelar problemas lineales de pequeña deformación (Itasca Consulting Group, 2019).

2.4.1.3 Análisis Lagrangiano.

El método de diferencias finitas implica que las ecuaciones de diferencias finitas pueden regenerarse al comienzo de cada paso de la solución, ya que no es problemático. Por lo tanto, las coordenadas se actualizan en cada paso de tiempo al deformarse la malla y, consecuentemente, los desplazamientos incrementales se suman a las coordenadas para que la malla se mueva y deforme con el material que representa. El procedimiento mencionado constituye la caracterización "*Lagrangiana*" del software, especialmente en oposición a la formulación "*Euleriana*", lo que significaría que el material se mueve y deforma en relación con una malla fija.

2.4.2 Consideraciones en el modelamiento dinámico en FLAC

Se presentan tres aspectos importantes para tener en cuenta en un análisis dinámico en FLAC: (1) carga dinámica y condiciones de contorno, (2) transmisión de ondas a través del modelo y (3) el amortiguamiento mecánico.

2.4.2.1 Carga dinámica y condiciones de contorno.

FLAC modela una región de material sujeta a cargas dinámicas externas y/o internas aplicando una condición de contorno de entrada dinámica ya sea en el límite del modelo o en puntos internos de la malla. Las reflexiones de onda en los límites del modelo se minimizan especificando condiciones de contorno viscosas (*quiet boundaries*), de campo libre o amortiguamiento de radiación tridimensional. Los tipos de cargas dinámicas y condiciones de contorno se muestran esquemáticamente en la Figura 21; cada condición se discute en las siguientes secciones.

2.4.2.1.1 Aplicación de la carga dinámica.

En FLAC, la entrada dinámica puede ser aplicada de cuatro maneras:

- Historial de aceleraciones.
- Historial de velocidades.
- Historial de esfuerzos.
- Historial de fuerzas.

La entrada dinámica puede aplicarse en la dirección x o y, correspondiente a los ejes x-y del modelo, o en la dirección normal y tangencial al contorno del modelo.

Una restricción al aplicar un historial de velocidad o aceleración a los contornos del modelo es que estas condiciones de contorno no pueden aplicarse en el mismo límite que una condición de contorno viscoso (*quiet boundary*), porque el efecto del *quiet boundary* sería anulado. Para introducir movimientos sísmicos en un *quiet boundary*, se utiliza una condición de contorno de esfuerzos (es decir, un registro de velocidades se transforma en un registro de esfuerzo y se aplica a un *quiet boundary*).

Una onda de velocidad puede convertirse en una onda de esfuerzo utilizando la fórmula:

$$\sigma_n = 2(\rho C_p) v_n \quad (2.23)$$

$$\sigma_s = 2(\rho C_s) v_s \quad (2.24)$$

Donde:

- σ_n =Esfuerzo normal aplicado.
- σ_s =Esfuerzo cortante aplicado.
- ρ =Densidad de masa.
- C_p =Velocidad de propagación de la onda P a través del medio.
- C_s =Velocidad de propagación de la onda S a través del medio.
- v_n =Velocidad de partícula normal de entrada.
- v_s =Velocidad de partícula cortante de entrada.
- C_p es dado por:

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G}{\rho}} \quad (2.25)$$

- y C_s es dado por:

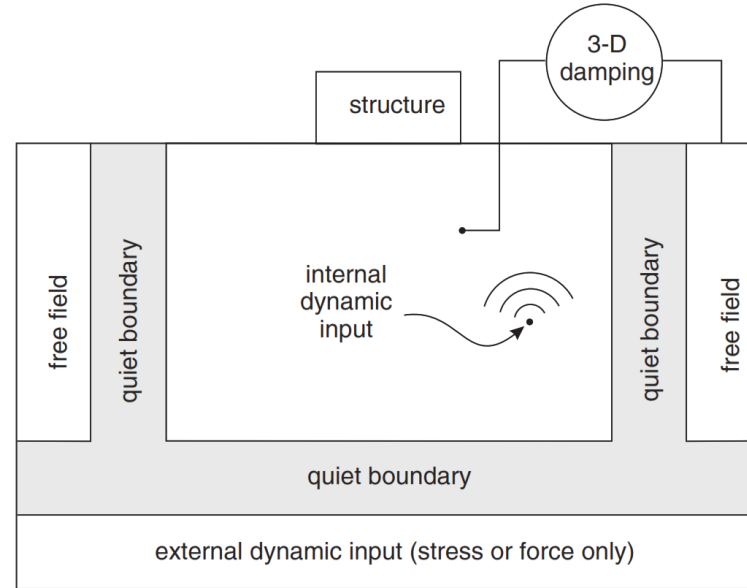
$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.26)$$

Las fórmulas asumen condición de onda plana. El factor de 2 en las ecuaciones de esfuerzo tiene en cuenta el hecho de que el esfuerzo aplicado debe ser el doble del

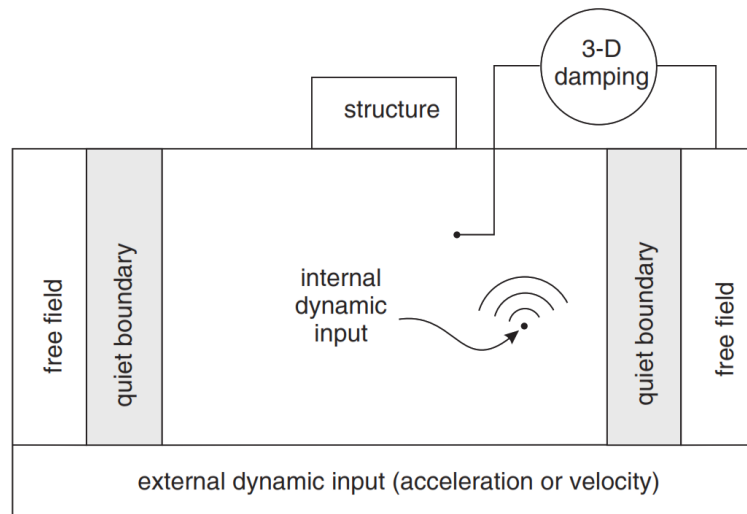
observado en un medio infinito, ya que la mitad de la energía de entrada es absorbida por el contorno viscoso.

Figura 21

Tipos de condiciones de contorno de carga dinámica disponibles en FLAC.



(a) Base flexible



(b) Base rígida

Nota: Tomado de Itasca Consulting Group (2019).

2.4.2.1.2 Bordes viscosos (quiet boundaries).

Los métodos numéricos que dependen de la discretización de una región finita del espacio requieren que se impongan condiciones adecuadas en los límites numéricos artificiales. En análisis estáticos, los contornos fijos o elásticos (p. ej., representados por técnicas de elementos de frontera) pueden colocarse de manera realista a cierta distancia de la región de interés. Sin embargo, en problemas dinámicos, dichas condiciones de contorno causan reflexión de las ondas que se propagan hacia afuera de vuelta al modelo

y no permiten la radiación de la energía necesaria. El uso de un modelo más grande puede minimizar el problema, ya que el amortiguamiento del material absorberá la mayor parte de la energía en las ondas reflejadas desde contornos distantes. Sin embargo, esta solución conlleva una gran carga computacional. La alternativa es usar *quiet boundaries*. El contorno viscoso desarrollado por Lysmer y Kuhlemeyer (1969) se utiliza en FLAC, se basa en el uso de amortiguadores independientes en las direcciones normal y tangencial en los contornos del modelo. El método es casi completamente efectivo para absorber ondas del cuerpo que se acercan al límite de ángulos de incidencia mayores a 30°. Para ángulos de incidencia menores, o para ondas de cuerpo superficiales, todavía hay absorción de energía, pero no es perfecta.

El esquema *quiet boundaries* propuesto por Lysmer y Kuhlemeyer (1969) involucra amortiguadores unidos independientemente al contorno en las direcciones normal y tangencial. Los amortiguadores proporcionan tracciones normales y tangenciales viscosas dadas por:

$$t_n = -\rho C_p v_n \quad (2.27)$$

$$t_s = -\rho C_s v_s \quad (2.28)$$

Estos términos viscosos se pueden introducir directamente en las ecuaciones de movimiento de los puntos de la malla que se encuentren en el contorno. Sin embargo, en FLAC se implementó un enfoque diferente, mediante el cual las tracciones t_n y t_s se calculan y aplican en cada paso de tiempo de la misma manera que se aplican las cargas de contorno.

Los *quiet boundaries* son más adecuados cuando la fuente dinámica está dentro de la malla. No se deben usar *quiet boundaries* en los bordes laterales de la malla cuando la fuente dinámica se aplica como una condición de contorno en la parte superior o inferior, porque la energía de la onda se filtraría por los lados. En esta situación, se deben aplicar condiciones de campo libre (*free-field boundaries*) a los bordes laterales.

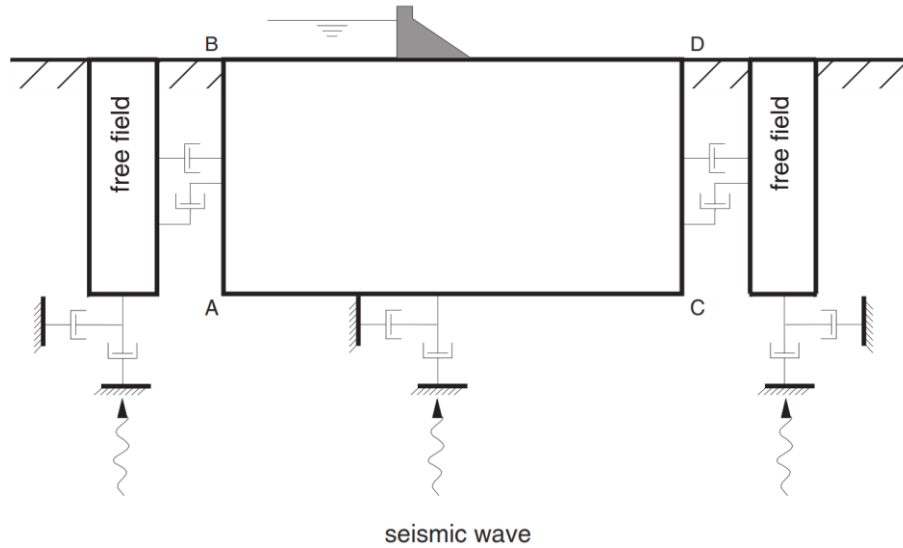
2.4.2.1.3 Condiciones de campo libre.

Las condiciones de contorno en los bordes laterales del modelo deben tener en cuenta el movimiento de campo libre que existiría en ausencia de la estructura. En algunos casos, los contornos laterales elementales pueden ser suficientes. Por ejemplo, si solo se aplicara una onda de corte en el contorno horizontal AC, mostrado en la Figura 22, sería posible fijar el límite a lo largo de AB y CD solo en la dirección vertical. Estos contornos

deben de colocarse a una distancia suficiente para minimizar las reflexiones de ondas y lograr condiciones de campo libre. Para suelos con alto amortiguamiento del material, esta condición se puede obtener con una distancia relativamente pequeña. Sin embargo, cuando el amortiguamiento del material es bajo, la distancia requerida puede llevar a un modelo poco práctico. Un procedimiento alternativo es imponer el movimiento de campo libre de tal manera que los límites conserven sus propiedades no reflectantes (es decir, las ondas salientes originadas en la estructura se absorben adecuadamente). Este enfoque se utilizó en el código de diferencias finitas continuas NESSI (Cundall et al., 1980). Se desarrollo una técnica de este tipo para FLAC, que involucra la ejecución de un cálculo de campo libre unidimensional en paralelo con el análisis de la malla principal.

Figura 22

Modelo para el análisis sísmico de estructuras superficiales y malla de campo libre.



Nota: Tomado de Itasca Consulting Group (2019).

Los contornos laterales de la malla principal están acoplados a la malla de campo libre mediante amortiguadores viscosos para simular un *quiet boundary* (ver Figura 22), y las fuerzas desequilibradas de la malla de campo libre se aplican al contorno de la malla principal. Ambas condiciones se expresan en las ecuaciones siguientes, que se aplican al borde izquierdo. Expresiones similares pueden escribirse para el límite derecho.

$$F_x = -[\rho C_p (v_x^m - v_x^{ff}) - \sigma_{xx}^{ff}] \Delta S_y \quad (2.29)$$

$$F_y = -[\rho C_s (v_y^m - v_y^{ff}) - \sigma_{xy}^{ff}] \Delta S_y \quad (2.30)$$

Donde:

- ρ =Densidad del material a lo largo del límite vertical del modelo
- C_p =Velocidad de la onda P en el límite izquierdo

- C_s =Velocidad de la onda S en el límite izquierdo
- ΔS_y =Tamaño medio vertical de la zona en el punto de la malla en el límite
- v_x^m =Velocidad en x del punto de la malla en la malla principal en el límite izquierdo
- v_y^m =Velocidad en y del punto de la malla en la malla principal en el límite izquierdo
- v_x^{ff} =Velocidad en x del punto de la malla en el campo libre izquierdo
- v_y^{ff} =Velocidad en y del punto de la malla en el campo libre izquierdo
- σ_{xx}^{ff} =Esfuerzo horizontal medio en el campo libre en el punto de la malla
- σ_{xy}^{ff} =Esfuerzo de corte medio en el campo libre en el punto de la malla

De esta manera, las ondas planas que se propagan hacia arriba no sufren distorsión en el límite, ya que la malla de campo libre proporciona condiciones idénticas a las de un modelo infinito. Si la malla principal es uniforme y no hay estructuras superficiales, los amortiguadores laterales no se activan porque la malla de campo libre ejecuta el mismo movimiento que la malla principal. Sin embargo, si el movimiento de la malla principal difiere del campo libre (debido, por ejemplo, a una estructura superficial que irradia ondas secundarias), entonces los amortiguadores actúan para absorber energía de manera similar a la acción de los *quiet boundaries*.

El modelo de campo libre consiste en una columna unidimensional de ancho unitario, simulando el comportamiento del medio extendido (Itasca Consulting Group, 2019).

2.4.2.1.4 Deconvolución y selección de condiciones de contorno dinámicas.

Los movimientos sísmicos de diseño desarrollados para análisis sísmicos generalmente se proporcionan como movimientos de afloramiento, a menudo movimientos en afloramiento rocoso. Sin embargo, para el análisis en FLAC, el ingreso del registro sísmico debe aplicarse en la base del modelo en lugar de la superficie del suelo, como se ilustra en la Figura 23.

El movimiento sísmico de entrada apropiado en profundidad puede calcularse a través de un análisis de deconvolución utilizando un código de propagación de ondas 1D, como el programa equivalente-lineal SHAKE (Schnabel et al., 1972). Este análisis aparentemente simple, a menudo es objeto de considerable confusión, resultando en una entrada del movimiento sísmico incorrecta para los modelos en FLAC. La manera de

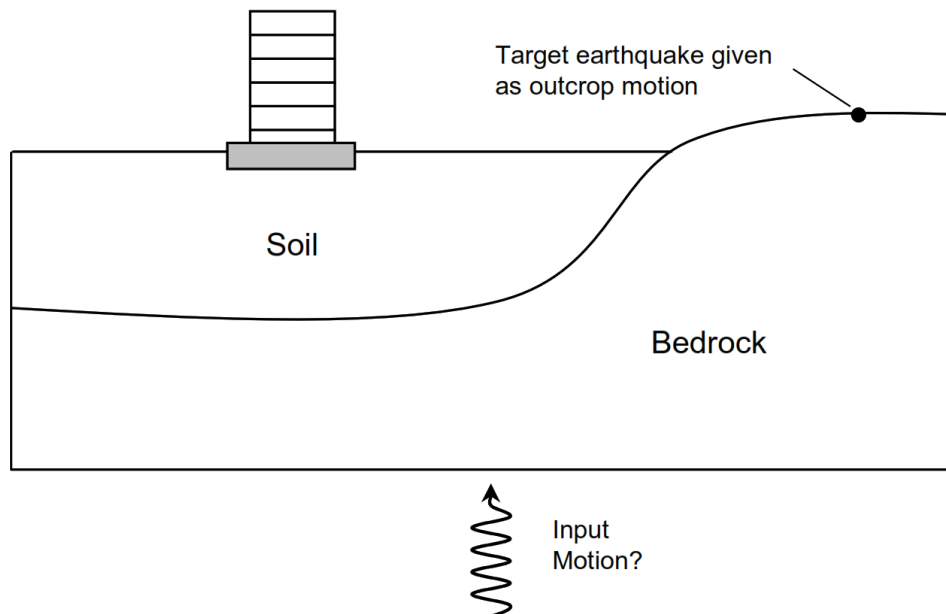
ingresar el sismo en FLAC depende del tipo de base utilizada en el modelo, teniendo los siguientes dos casos:

- Una base rígida, donde una historia de tiempo y aceleración se especifica en la base de la malla de FLAC.
- Una base flexible, donde se utiliza un quiet boundary (absorbente) en la base de la malla de FLAC.

La entrada de un movimiento sísmico en FLAC se realiza típicamente mediante una “base rígida” o una “base flexible”. Para una base rígida, se especifica un historial de tiempo y aceleración (o velocidad o desplazamiento) para los puntos de la malla a lo largo de la base. Aunque es fácil de usar, un inconveniente potencial de una base rígida es que el movimiento en base del modelo está completamente prescrito. Por lo tanto, la base actúa como si fuera un límite de desplazamiento fijo, reflejando ondas que se propagan hacia abajo de vuelta al modelo. En consecuencia, una base rígida no es un límite apropiado para aplicaciones generales a menos que se pretenda simular un gran contraste de impedancia dinámica en la base (p. ej., sedimentos de baja velocidad sobre la roca madre de alta velocidad).

Figura 23

Sismo de entrada en FLAC.



Nota: Tomado de Itasca Consulting Group (2019).

Para una simulación con una base flexible, se especifica un *quiet boundary* a lo largo de la base de la malla en FLAC. Se debe tener en cuenta que, si se registra un historial de aceleración en un punto del *quiet boundary*, no necesariamente coincidirá con el historial de entrada. El historial de tiempo y esfuerzo de entrada especifica el movimiento

de ondas que se propagan hacia arriba en el modelo, pero el movimiento real en la base será la superposición del movimiento hacia arriba y el movimiento hacia abajo reflejado del modelo (Itasca Consulting Group, 2019).

Mejía y Dawson (2006), presentan una revisión del tipo de bases que se emplean en FLAC (base flexible o rígida), en el cual se presentan recomendaciones para el empleo adecuado del registro sísmico de entrada para la evaluación dinámica.

2.4.2.2 Transmisión de ondas.

2.4.2.2.1 Propagación adecuada de ondas.

La distorsión numérica de la onda que se propaga puede ocurrir en un análisis dinámico como resultado de las condiciones de modelado. Tanto el contenido de frecuencia de la onda entrada como las características de velocidad de la onda del sistema afectarán la precisión numérica de la transmisión de la onda. Kuhlemeyer y Lysmer (1973) muestran que, para una representación precisa de la transmisión de la onda a través de un modelo, el tamaño espacial, Δl , debe ser más pequeño que aproximadamente una décima a una octava parte de la longitud de onda asociada con el componente de frecuencia más alto de la onda entrante (Itasca Consulting Group, 2019).

$$\Delta l \leq \frac{\lambda_{min}}{10} \quad (2.31)$$

$$\lambda_{min} \leq \frac{V_s}{f_{m\acute{a}x}} \quad (2.32)$$

Donde λ es la longitud de onda asociada con el componente de frecuencia más alto que contiene energía apreciable.

2.4.2.2.2 Filtrado.

Un registro sísmico de entrada con contenido de frecuencias altas, acorde a Kuhlemeyer y Lysmer puede exigir una malla espacial muy fina y un paso de tiempo correspondientemente pequeña. En tales situaciones, puede ser posible ajustar el registro sísmico de entrada reconociendo que la mayor parte de la energía del registro se encuentra en componentes de frecuencias más bajas (p. ej., usar el método de la transformada rápida de Fourier, FFT).

El espectro de entrada debe filtrarse antes de aplicarse a una malla de FLAC. Esta limitación se aplica a todos los modelos numéricos en los que se discretiza un continuo; no

es solo una característica de FLAC. Cualquier medio discretizado tiene un límite superior para las frecuencias que puede transmitir, y este límite debe respetarse para que los resultados tengan sentido (Itasca Consulting Group, 2019).

2.4.2.3 Amortiguamiento mecánico y respuesta del material.

Los sistemas dinámicos naturales contienen cierto grado de amortiguamiento de la energía de vibración dentro del sistema; de lo contrario, el sistema oscilaría indefinidamente cuando está sujeto a fuerzas impulsoras. El amortiguamiento se debe, en parte, a la pérdida de energía como resultado de la fricción interna en el material intacto y al deslizamiento a lo largo de las interfaces, si estas están presentes.

Para un análisis dinámico, el amortiguamiento en la simulación numérica debe reproducir en magnitud y forma las pérdidas de energía en el sistema natural cuando se somete a una carga dinámica. En suelo y roca, el amortiguamiento natural es principalmente histerético (es decir independiente de la frecuencia).

Para el diseño de ingeniería, debemos utilizar una representación aproximada de la disipación de energía cíclica. En FLAC, al utilizar modelos de plasticidad simples como Mohr Coulomb, la elección se reduce entre el amortiguamiento de Rayleigh y el amortiguamiento histerético. En general, el amortiguamiento histerético es más realista y no implica una reducción en el paso del tiempo (Itasca Consulting Group, 2019).

Para bajos niveles de deformación cíclica y condiciones uniformes, el amortiguamiento de Rayleigh y el amortiguamiento histerético proporcionan resultados similares, siempre que los niveles de amortiguamiento establecidos para ambos sean consistentes con los niveles de deformación cíclica experimentados. Los resultados diferirán en las siguientes dos circunstancias:

- Cuando el sistema es no uniforme (p. ej., capas con propiedades bastante diferentes), entonces los niveles de deformación cíclica pueden ser diferentes en diferentes ubicaciones y en diferentes momentos. Utilizando amortiguamiento histerético, estos diferentes niveles de deformación producen niveles de amortiguamiento realísticamente diferentes en el tiempo y el espacio, mientras que los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh constantes y uniformes solo pueden reproducir la respuesta promedio.
- A medida que se alcanza la fluencia, tanto el amortiguamiento de Rayleigh como el amortiguamiento histerético no tienen en cuenta la disipación de energía asociada a la fluencia extensiva. Por lo tanto, se producen deformaciones irreversibles

externamente a ambos esquemas, y la disipación se representa mediante el modelo de fluencia (p. ej., Mohr Coulomb). Bajo esta condición, el término proporcional a la masa del amortiguamiento de Rayleigh puede inhibir la fluencia porque se resiste erróneamente los movimientos de cuerpo rígido que ocurran dentro de los modos de falla. El amortiguamiento histerético puede dar lugar a deformaciones permanentes más grandes en tal situación, pero generalmente se considera que esta condición es más realista en comparación con el uso de amortiguamiento de Rayleigh.

Se observa que el amortiguamiento histerético proporciona casi ninguna disipación de energía a niveles muy bajos de deformación cíclica, lo cual puede ser poco realista. Para evitar oscilaciones a niveles bajos, se recomienda agregar una pequeña cantidad (p. ej., 0.2%) de amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la rigidez cuando se utiliza amortiguamiento histerético en una simulación dinámica (Itasca Consulting Group, 2019).

Se presentan las siguientes formas de amortiguamiento:

2.4.2.3.1 Amortiguamiento de Rayleigh.

El amortiguamiento de Rayleigh se utilizó originalmente en el análisis de estructuras y continuidades elásticas para amortiguar los modos naturales de oscilación del sistema. Las ecuaciones, por lo tanto, se expresan en forma matricial. Se utiliza una matriz de amortiguamiento, C , con componentes proporcionales a las matrices de masa (M) y rigidez (K):

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.33)$$

Donde α es la constante de amortiguamiento proporcional a la masa y β es la constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez.

El término proporcional a la masa es análogo a un amortiguador conectado desde cada punto de la malla de FLAC hasta “tierra”. El término proporcional a la rigidez es análogo a un amortiguador conectado a través de cada zona de FLAC (respondiendo a la velocidad de deformación). Aunque ambos términos dependen de la frecuencia, se puede obtener una respuesta aproximadamente independiente de la frecuencia en un rango limitado de frecuencias, con la elección adecuada de parámetros, como se discute a continuación.

Para un sistema de múltiples grados de libertad, la proporción de amortiguamiento crítico, ξ_i , en cualquier frecuencia angular del sistema, ω_i , se puede encontrar a partir de:

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (2.34)$$

o

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (2.35)$$

La proporción de amortiguamiento crítico, ξ_i , también se conoce como la fracción de amortiguamiento crítico para el modo i con frecuencia angular, ω_i .

La Figura 24 muestra la variación de la proporción de amortiguamiento crítico normalizada con la frecuencia angular, ω_i . Se presentan 3 curvas: solo componentes de masa, solo componentes de rigidez y la suma de ambas componentes. Como se muestra, el amortiguamiento proporcional a la masa es dominante en rangos de frecuencia angular baja, mientras que el amortiguamiento proporcional a la rigidez domina en frecuencias angulares más altas. Las curvas que representan la suma de ambas componentes alcanzan un mínimo en:

$$\xi_{min} = (\alpha\beta)^{1/2} \quad (2.36)$$

$$\omega_{min} = (\alpha/\beta)^{1/2} \quad (2.37)$$

o

$$\alpha = \xi_{min} \omega_{min} \quad (2.38)$$

$$\beta = \xi_{min} / \omega_{min} \quad (2.39)$$

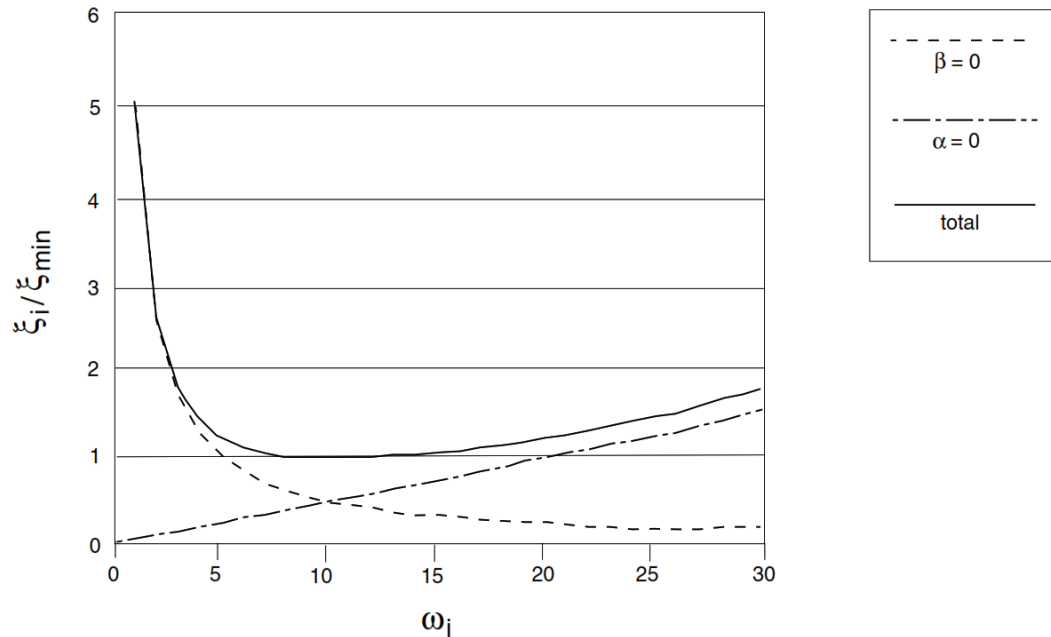
La frecuencia central es definida como:

$$f_{min} = \omega_{min} / 2\pi \quad (2.40)$$

Note que a la frecuencia ω_{min} (o f_{min}) (y solo en esa frecuencia), el amortiguamiento de masa y el amortiguamiento de rigidez suministran cada uno la mitad de la fuerza total de amortiguamiento.

Figura 24

Variación de la razón de amortiguamiento crítico normalizado con la frecuencia angular.



Nota: Tomado de Itasca Consulting Group (2019).

El amortiguamiento de Rayleigh se especifica en FLAC con los parámetros f_{min} en Hertz y ξ_{min} .

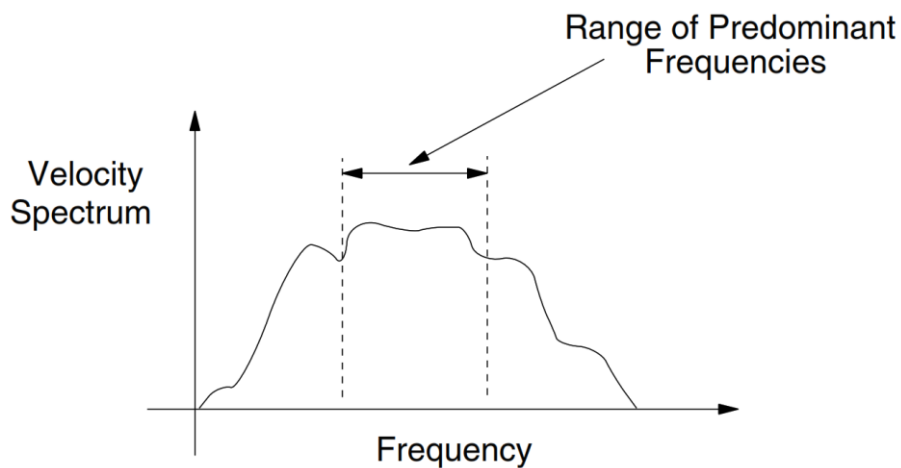
A continuación, se presenta unas recomendaciones para la selección de los parámetros del amortiguamiento de Rayleigh (Itasca Consulting Group, 2019).

- Razón de amortiguamiento, ξ_{min} . Lo que normalmente se intenta en un análisis dinámico es reproducir el amortiguamiento independiente de la frecuencia de los materiales al nivel correcto. Para materiales geológicos, el amortiguamiento generalmente se encuentra en el rango del 2 al 5% del crítico; para sistemas estructurales, del 2 al 10% es representativo. En análisis que utilizan uno de los modelos constitutivos de plasticidad (p. ej., Mohr-Coulomb), puede ocurrir una considerable cantidad de disipación de energía durante el flujo plástico. Por lo tanto, para muchos análisis dinámicos que involucran grandes deformaciones, puede ser necesario solo un porcentaje mínimo de amortiguamiento (p. ej., 0.5%). Además, la disipación aumentará con la amplitud para ciclos de esfuerzo-deformación que involucran flujo plástico. ξ_{min} se ajusta para coincidir con la correcta razón de amortiguamiento físico.
- Frecuencia central, f_{min} . El amortiguamiento de Rayleigh depende de la frecuencia, pero tiene una región “plana” que abarca aproximadamente un rango de frecuencia de 3:1, como se muestra en la Figura 24. Para un problema particular, un análisis

espectral de registros de velocidad típicos podría producir una respuesta como la mostrada en la Figura 25. La región plana cubre aproximadamente un tercio del espectro, centrado en la frecuencia dominante. Por lo tanto, se considera que el amortiguamiento de Rayleigh es independiente de la frecuencia en un rango de aproximadamente 3:1 (o un tercio) del rango de frecuencias para el registro de velocidades.

Figura 25

Gráfico del espectro de velocidad versus frecuencia.



Nota: Tomado de Itasca Consulting Group (2019).

2.4.2.3.2 Amortiguamiento histerético.

Las propiedades dinámicas de los materiales están relacionadas con la determinación del módulo de corte normalizado y la razón de amortiguamiento. En busca de implementar el amortiguamiento histerético en las simulaciones numéricas las plataformas numéricas permiten estas incorporaciones ya sea porque esta incluidas en los modelos constitutivos o están como opciones adicionales del software. Típicamente se busca representar la razón de amortiguamiento con data de la literatura técnica o ensayos de laboratorio.

Otra motivación para incorporar tales datos cíclicos en un modelo de amortiguamiento histerético para FLAC es que se eliminaría la necesidad del amortiguamiento adicional como el amortiguamiento de Rayleigh. El amortiguamiento de Rayleigh no es popular entre los usuarios del código porque a menudo implica una reducción drástica en el paso de tiempo y, por lo tanto, un aumento en el tiempo de solución (Itasca Consulting Group, 2019).

La formulación del amortiguamiento histerético no pretende ser un modelo constitutivo completo: debe usarse como complemento de uno de los modelos no lineales

incorporados y no como la forma principal de simular la fluencia. Si se utilizan modelos que incorporan tanto la fluencia plástica como una respuesta histerética adecuada, entonces no hay razón para agregar más amortiguamiento; la opción de amortiguamiento histerético en FLAC está destinado únicamente a proporcionar amortiguamiento para aquellos modelos que carecen de amortiguamiento intrínseco cuando no hay fluencia. Un modelo constitutivo que se ha desarrollado recientemente para incluir amortiguamiento histerético cuando no se está en fluencia es el modelo UBCHYST. Naesgaard (2011) brinda una descripción detallada y aplicaciones del modelo UBCHYST. Además, el amortiguamiento de Rayleigh debería ser innecesario cuando el amortiguamiento histerético está en funcionamiento, excepto por su posible uso (a niveles bajos, p. ej., 0.2%) para eliminar ruidos de altas frecuencias.

2.5 Modelo constitutivo PM4Silt

2.5.1 Introducción

El modelo de plasticidad PM4Silt fue desarrollado para representar arcillas y limos de baja plasticidad en aplicaciones de ingeniería geotécnica sísmica. El modelo PM4Silt se basa en el marco del modelo de plasticidad de superficie límite PM4Sand (Versión 3.2), controlado por la relación de esfuerzos y basado en el estado crítico, descrito en Boulanger y Ziotopoulou (2022), y Ziotopoulou y Boulanger (2016). Se desarrollaron e implementaron modificaciones al modelo para mejorar su capacidad de aproximar las respuestas de carga monótona y cíclica no drenada de arcillas y limos plásticos, en contraposición a aquellas para limos o arenas puramente no plásticas. Se enfatizó en obtener aproximaciones razonables de las resistencias al corte monótonas no drenadas, las resistencias al corte cíclicas no drenadas y las respuestas de reducción del módulo de corte y amortiguamiento histerético a través de un rango de condiciones de esfuerzo cortante estático inicial y de esfuerzo de sobrecarga.

El modelo no incluye un “*cap*”, por lo que no es adecuado para simular asentamientos de consolidación o evolución de la resistencia con la historia del esfuerzo de consolidación. El modelo se formula en términos del parámetro de estado relativo a una línea de estado crítico lineal en la relación de vacíos versus el logaritmo del esfuerzo efectivo medio. Los parámetros de entrada primarios son la razón de resistencia al corte no drenado (o resistencia al corte no drenado) en estado crítico, el coeficiente del módulo de corte, parámetro de tasa de contracción y un factor de reducción de la resistencia al corte post-sismo. Todos los parámetros de entrada secundarios se asignan valores predeterminados basados en una calibración generalizada. Los parámetros secundarios

que es más probable que requieran ajustes basados en datos de pruebas de laboratorio específicos del sitio incluyen el exponente del módulo de corte, el coeficiente plástico (ajusta la reducción del módulo con la deformación de corte), los parámetros de la relación de esfuerzos límite (afecta los ángulos de fricción máximos y las trayectorias de esfuerzo no drenado), parámetros relacionados con la estructura del suelo (afecta la tasa de acumulación de deformación por corte a deformaciones mayores y la forma de los bucles de histéresis esfuerzo deformación), la relación máxima del exceso de presión de poros, la relación de vacíos inicial y el índice de compresibilidad. El modelo está codificado como un material definido por el usuario en una biblioteca de enlace dinámico (DLL) para su uso con el programa comercial FLAC 8.1 (Itasca Consulting Group, 2019).

2.5.2 Formulación del modelo

El modelo PM4Silt presentado aquí sigue el marco básico del modelo de plasticidad con superficie límite del modelo PM4Sand (Versión 3.2) basado en el estado crítico y controlado por la relación de esfuerzos, presentado por Boulanger y Ziotopoulou (2022) y, Ziotopoulou y Boulanger (2016). El modelo PM4Sand se construyó sobre el marco proporcionado Dafalias y Manzari (2004), que extendió el trabajo previo de Manzari y Dafalias (1997) al agregar una cantidad tensorial relacionada con la dilatación de la estructura para tener en cuenta el efecto de los cambios en la estructura del suelo durante la carga. Este tensor relacionado con la dilatación de la estructura se utilizó para modelar macroscópicamente el efecto que los cambios microscópicamente observados en la estructura de la arena durante la dilatación plástica tienen en la respuesta contractiva al invertir la dirección de carga. Dafalias y Manzari (2004) proporcionan una descripción detallada de la motivación para el marco del modelo, comenzando con una formulación triaxial que simplifica su presentación, seguida de una formulación multiaxial.

2.5.2.1 Términos básicos de esfuerzo y deformación.

Los términos básicos de esfuerzo y deformación para el modelo son los siguientes. El modelo se basa en esfuerzos efectivos, omitiendo el símbolo primo (') convencional de los términos de esfuerzo para conveniencia, ya que todos los esfuerzos son efectivos para el modelo. Los esfuerzos están representados por el tensor, σ , los esfuerzos efectivos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 , el esfuerzo medio efectivo, p , el tensor de esfuerzo desviador, s , y el tensor de razón de esfuerzo desviador, r . La implementación actual se simplificó al expresar las diversas ecuaciones y relaciones en término de los esfuerzos en el estado plano. Esto limita la implementación actual a aplicaciones en deformación plana y no es correcto para casos generales, pero tiene la ventaja de simplificar la implementación y

mejorar la velocidad de cálculo al reducir el número de operaciones. Por lo tanto, las relaciones entre los diversos términos de esfuerzo se pueden resumir de la siguiente manera:

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} \end{pmatrix} \quad (2.41)$$

$$p = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \quad (2.42)$$

$$s = \sigma - pI = \begin{pmatrix} s_{xx} & s_{xy} \\ s_{xy} & s_{yy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} - p & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - p \end{pmatrix} \quad (2.43)$$

$$r = \frac{s}{p} = \begin{pmatrix} r_{xx} & r_{xy} \\ r_{xy} & r_{yy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\sigma_{xx} - p}{p} & \frac{\sigma_{xy}}{p} \\ \frac{\sigma_{xy}}{p} & \frac{\sigma_{yy} - p}{p} \end{pmatrix} \quad (2.44)$$

Tenga en cuenta que los tensores de esfuerzo desviador y la razón del esfuerzo desviador son simétricos con $r_{xx} = -r_{yy}$ y $s_{xx} = -s_{yy}$ (lo que significa una traza cero), y que, I , es la matriz identidad.

Las deformaciones del modelo están representadas por un tensor, ε , que se puede separar en la deformación volumétrica, ε_v , y el tensor de deformación desviadora, e . La deformación volumétrica es,

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} \quad (2.45)$$

y el tensor de deformación desviadora es,

$$e = \varepsilon - \frac{\varepsilon_v}{3}I = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} - \frac{\varepsilon_v}{3} & \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{yy} - \frac{\varepsilon_v}{3} \end{pmatrix} \quad (2.46)$$

En forma incremental, los términos de deformación desviadora y volumétrica se descomponen en una parte elástica y una parte plástica,

$$de = de^{el} + de^{pl} \quad (2.47)$$

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^{el} + d\varepsilon_v^{pl} \quad (2.48)$$

donde

- de^{el} =tensor incremental de deformación desviadora elástica
- de^{pl} =tensor incremental de deformación desviadora plástica

- $d\varepsilon_v^{el}$ =incremento de deformación volumétrica elástica
- $d\varepsilon_v^{pl}$ =incremento de deformación volumétrica plástica

2.5.2.2 Estado crítico.

El modelo PM4Silt utiliza el parámetro de estado (ξ) (Been & Jefferies, 1985), que es la diferencia entre la relación de vacíos actual (e) y la relación de vacíos del estado crítico (e_{cs}) al mismo esfuerzo efectivo medio (p'). La línea de estado crítico se aproxima como lineal en el espacio de la relación de vacíos versus el logaritmo natural del esfuerzo efectivo medio, con una pendiente λ y una intersección e_{1kPa} cuando $p'=1$ kPa. Por lo tanto, la relación de vacíos en el estado crítico (e_{cs}) está relacionado con el esfuerzo efectivo medio en el estado crítico (p_{cs}) por la siguiente expresión:

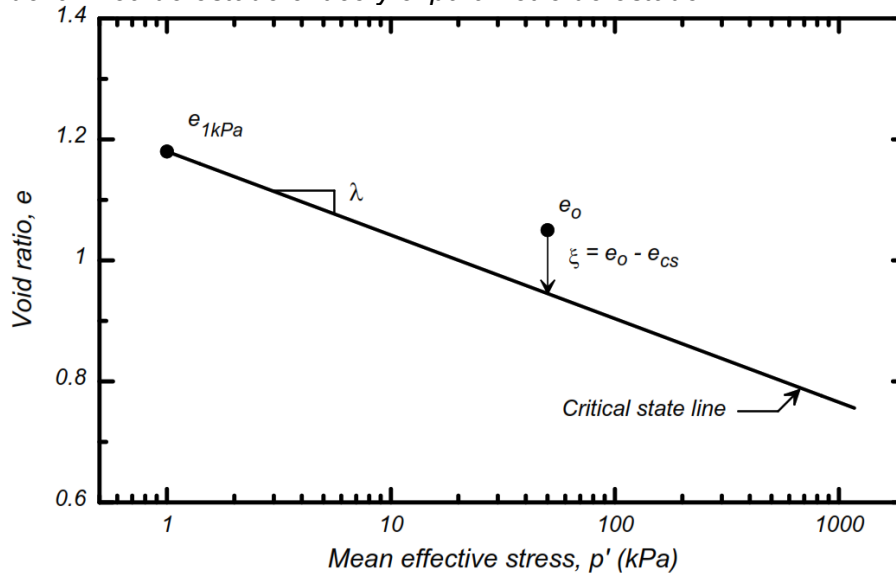
$$e_{cs} = e_{1kPa} - \lambda \cdot \ln\left(\frac{p}{1kPa}\right) \quad (2.49)$$

$$\xi = e - e_{cs} \quad (2.50)$$

La relación entre la línea de estado crítico y parámetros descritos anteriormente se muestran en la Figura 26.

Figura 26

Esquema de la línea de estado crítico y el parámetro de estado.



Nota: Tomado de Boulanger y Ziotopoulou (2023).

2.5.2.3 Superficies límite, de dilatancia y crítica.

El modelo incorpora superficies límite, de dilatancia y de razón de esfuerzos críticos. Las superficies límite y de dilatancia son funciones del parámetro de estado y colapsan a la superficie de la razón de esfuerzos críticos cuando el parámetro de estado es cero. La

dependencia del ángulo de *Lode* fue eliminada para simplificar el modelo (p. ej., los ángulos de fricción son los mismos para la carga de compresión y extensión).

La razón de dilatación (M^d) está relacionada con la razón de esfuerzos críticos (M) mediante la expresión:

$$M^d = M \cdot \exp(n^d \xi) \quad (2.51)$$

Donde el parámetro del modelo n^d es un número positivo, de modo que M^d es menor que M para estados más densos que el crítico y mayor que M para estados más sueltos que el crítico. En la implementación actual, el esfuerzo normal medio p , se toma como el promedio de los esfuerzos normales en el plano, q , es la diferencia entre los esfuerzos principales mayores y menores en el plano, y la relación para M se reduce a,

$$M = 2 \cdot \sin(\varphi_{cv}) \quad (2.52)$$

Donde φ_{cv} es el ángulo de fricción efectivo en estado crítico o a volumen constante.

La razón de superficie límite (M^b) tiene diferentes formas para estados densos versus sueltos respecto al estado crítico. Para estados sueltos respecto al estado crítico (es decir, el lado “*wet*”), M^b está relacionado con M por la expresión,

$$M^b = M \cdot \exp(-n^{b,wet} \xi) \quad (2.53)$$

donde el parámetro $n^{b,wet}$ es un número positivo de modo que M^b es menor que M en el lado “*wet*”. Para estados densos respecto al estado crítico (es decir, el lado “*dry*”), M^b se relaciona con M mediante la expresión,

$$M^b = M \cdot \left(\frac{1 + C_{Mb}}{\frac{p}{p_{cs}} + C_{Mb}} \right)^{n^{b,dry}} \quad (2.54)$$

$$C_{Mb} = \frac{1}{\left(\frac{M^{b,max}}{M} \right)^{1/n^{b,dry}} - 1} \quad (2.55)$$

$$M^{b,max} = 2 \cdot \sin(\varphi_{max}) \quad (2.56)$$

La expresión anterior produce valores de M^b que varían suavemente desde ser iguales a M en el estado crítico (es decir, $p/p_{cs}=1$) hasta un valor máximo $M^{b,max}$ en el origen (es decir, $p=0$). El valor de $M^{b,max}$ corresponde al ángulo de fricción máximo que se puede movilizar cerca del origen, φ_{max} .

Para un valor fijo del parámetro de estado (con valores fijos correspondientes para p/p_{cs} , M^d , M^b y M), las superficies de límite, dilatancia y razón de esfuerzos críticos pueden visualizarse como líneas en un gráfico q - p (donde $q=\sigma_1-\sigma_3$) como se muestra en la Figura 27 o como superficies circulares en un gráfico de razón de esfuerzos r_{yy} versus r_{xy} como se muestra en la Figura 28. A medida que el modelo se somete al corte hacia el estado crítico ($\xi=0$, $p/p_{cs}=1$), los valores de M^b y M^d se acercarán ambos al valor de M . Por lo tanto, las superficies de límite y dilatancia se mueven juntas durante el corte hasta que coinciden con la superficie del estado crítico cuando el suelo ha alcanzado el estado crítico.

2.5.2.4 Superficie de fluencia y tensores representativos de la razón de esfuerzos de retroceso.

La superficie de fluencia y el tensor de la razón de esfuerzos de retroceso (α) siguen el modelo de Dafalias & Manzari (2004), aunque su forma final se simplifique considerablemente al eliminar la dependencia del ángulo de Lode. La superficie de fluencia es un pequeño cono en el espacio de esfuerzos, y se define en términos de esfuerzos con la siguiente expresión:

$$f = [(s - p\alpha):(s - p\alpha)]^{1/2} - \sqrt{1/2}pm = 0 \quad (2.57)$$

El tensor de la razón de esfuerzos de retroceso, α , define el centro de la superficie de fluencia, y el parámetro, m , define el radio del cono en términos de la relación de esfuerzos. Se asigna un valor predeterminado de 0.01 al parámetro m , basado en resultados que muestran que proporciona un modelado y una estabilidad numérica razonables. La función de fluencia puede reescribirse para enfatizar el papel de los términos de la razón de esfuerzos de la siguiente manera:

$$f = [(r - \alpha):(r - \alpha)]^{1/2} - \sqrt{1/2}m = 0 \quad (2.58)$$

La función de fluencia puede entonces visualizarse como relacionada con la distancia entre la razón de esfuerzos, r , y la razón de esfuerzos de retroceso, α , como se ilustra en la Figura 28.

La formulación de la superficie límite ahora requiere que se definan los tensores de razón de esfuerzos límite y dilatancia. Dafalias & Manzari (2004) demostraron que es más conveniente seguir las razones de esfuerzos de retroceso y definir de manera similar las superficies de límite y dilatancia en términos de estas razones de esfuerzos de retroceso. Un tensor representativo de la razón de esfuerzos de retroceso para la superficie límite (α^b) se define como:

$$\alpha^b = \sqrt{1/2}[M^b - m]n \quad (2.59)$$

donde el tensor n es normal a la superficie de fluencia. Un tensor representativo de la razón de retroceso para la superficie de dilatancia (α^d) se define de manera similar como:

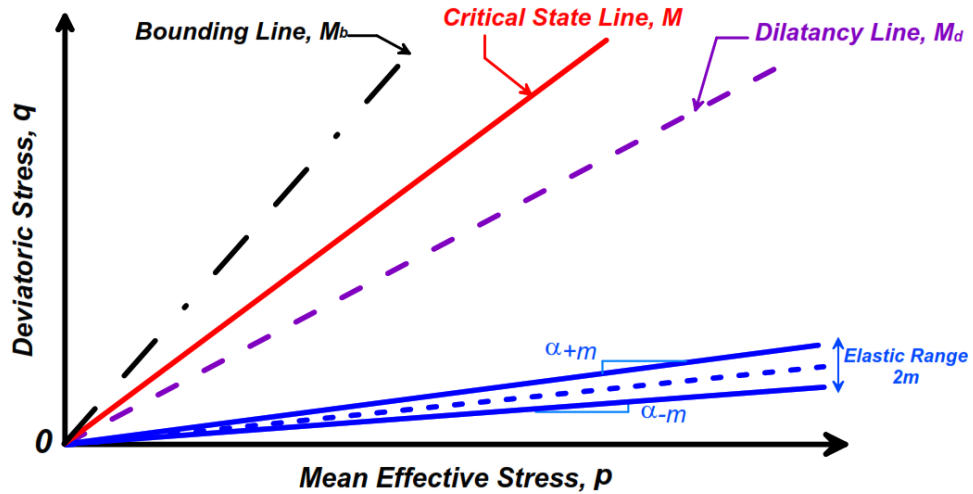
$$\alpha^d = \sqrt{1/2}[M^d - m]n \quad (2.60)$$

La computación de respuestas constitutivas ahora puede expresarse de manera más conveniente en términos de relaciones de esfuerzos de retroceso en lugar de términos de relación de esfuerzos, como señalaron Dafalias y Manzari (2004).

Un resumen de los parámetros de entrada primarios del modelo PM4Silt se resumen en la Tabla 1, mayor detalle en Boulanger y Ziotopoulou (2023).

Figura 27

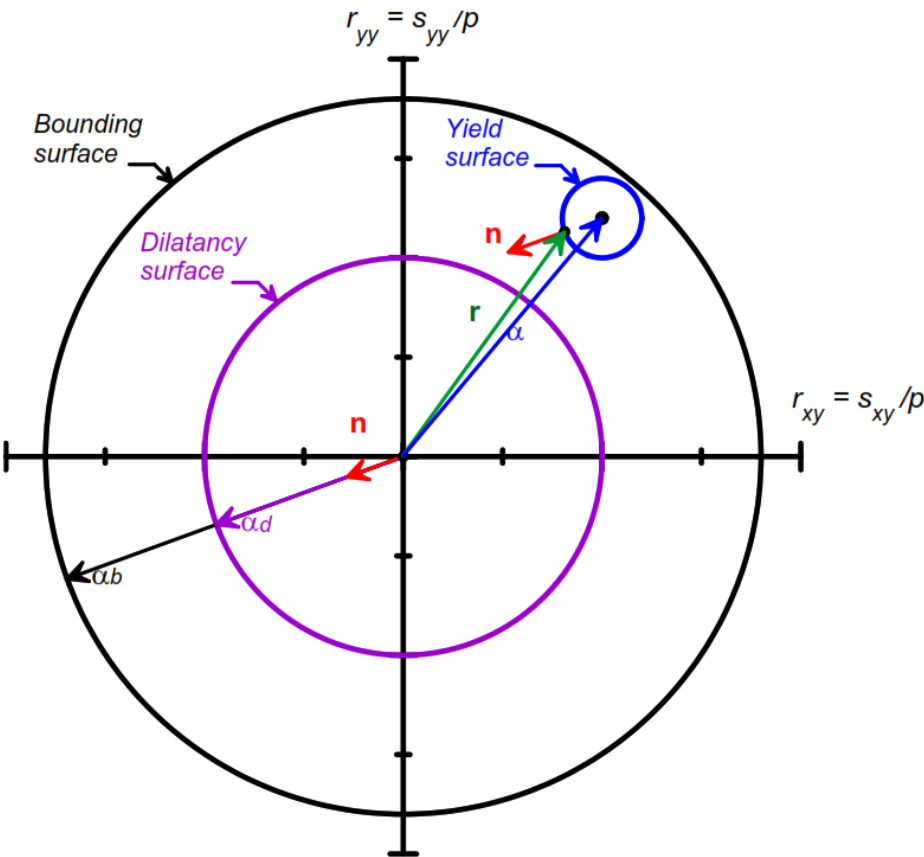
Esquema de las líneas de fluencia, críticas, de dilatancia y límite en el espacio q - p para un valor fijo del parámetro de estado.



Nota: La ubicación relativa de las líneas de dilatancia y límite corresponde a estados de esfuerzos densos con respecto al estado crítico. Tomado de Boulanger y Ziotopoulou (2023).

Figura 28

Esquema de las superficies límite, de dilatancia y de fluencia en el plano de razón de esfuerzos r_{yy} - r_{xy} con las superficies de fluencia, tensor normal, razón de retroceso de esfuerzos de dilatancia y razón de retroceso de esfuerzos límite.



Nota: Las ubicaciones relativas de las superficies difieren de las de la Figura 27. Tomado de Boulanger y Ziotopoulou (2023).

Tabla 1

Descripción de los parámetros primarios de entrada del modelo PM4Silt.

Parámetros	Comentarios
$S_{u,cs,eq}$ o $S_{u,cs,eq}/\sigma'_{vc}$	Resistencia al corte no drenado: Parámetro requerido que se utiliza para posicionar la línea de estado crítico (es decir, establecer e_{1kPa}) para obtener la resistencia al corte no drenado especificada en el estado crítico para la relación de vacíos actual ($S_{u,cs,eq}$). Internamente se calcula un valor para $S_{u,cs,eq}/\sigma'_{vc}$ a partir del σ'_{vc} en la “consolidación” (es decir, en el momento de la inicialización del modelo o cuando el parámetro FirstCall se establece como cero.
G_o	Coefficiente del módulo de corte: Variable principal que controla el módulo de corte a pequeñas deformaciones, G_{max} . Al inicializar el modelo, la ecuación para G_{max} se simplifica a, $G_{max} = G_o p_A \left(\frac{p}{p_A} \right)^{n_G}$

	G_o debe ser elegido para coincidir con las velocidades de ondas de corte estimadas o medidas según $G_{max}=\rho V_s$. Note que el exponente n_G tiene un valor predeterminado de 0.75, pero también puede ser ajustado según sea necesario.
h_{po}	Parámetro de tasa de contracción: Variable principal que ajusta las tasas de contracción y, por lo tanto, puede ajustarse para obtener una razón de resistencia cíclica objetivo.

Nota: Tomado de Boulanger y Ziotopoulou (2023).

Los parámetros de entrada secundarios son aquellos para los cuales se han desarrollado valores predeterminados que generalmente producirán comportamientos razonables. Los parámetros de entrada secundarios se enumeran en la Tabla 2, junto con comentarios sobre los valores predeterminados recomendados por Boulanger y Ziotopoulou (2023).

Tabla 2

Descripción de los parámetros secundarios de entrada del modelo PM4Silt.

Parámetros	Comentarios
n_G	Exponente del módulo de corte: Variable primaria que controla cómo varía el módulo de corte a pequeñas deformaciones (discutido anteriormente) con el esfuerzo de confinamiento. El valor predeterminado es 0.75.
h_o	Variable que ajusta la relación entre el módulo plástico y el módulo elástico. El valor predeterminado de $h_o=0.5$ se eligió para proporcionar relaciones razonables de G/G_{max} y amortiguamiento para el conjunto base de calibraciones del modelo. Esta variable puede requerir ajustes para mejorar el comportamiento de G/G_{max} y amortiguamiento para otras calibraciones del modelo.
e_o	La relación de vacíos inicial afecta principalmente cómo las deformaciones volumétricas se traducen en cambios en el parámetro de estado. El valor predeterminado es 0.90. Cambiar e_o no afecta la resistencia al corte no drenado, porque el código posiciona la línea de estado crítico en relación con e_o basándose en la resistencia al corte no drenado especificada.
λ	La pendiente de la línea de estado crítico en el espacio $e-\ln(p)$. El valor predeterminado es 0.06. Cambiar λ influye en cómo varía ξ con el cambio de p , pero la influencia es la respuesta del modelo no es fuerte porque la mayoría de los comportamientos dependen de ξ/λ .
ϕ'_{cv}	Valor por defecto es 32 grados.
$n^{b,wet}$	El valor predeterminado es 0.80, con límites superiores e inferiores de 1.0 y 0.01, respectivamente. El grado en que el S_u pico puede exceder la $S_{u,cs}$ del estado crítico aumenta con la disminución de $n^{b,wet}$.
$n^{b,dry}$	El valor predeterminado es 0.5. Controla los ángulos de fricción efectivos máximos para condiciones densas o de estado crítico, y por lo tanto, influye en los comportamientos de carga cíclica no drenada.
n^d	El valor predeterminado es 0.30. Controla la razón de esfuerzos en la cual la contracción transita a dilatación, lo cual a menudo se refiere como transformación de fase.
A_{do}	El valor predeterminado de 0.8 proporciona una consistencia aproximada con las razones de esfuerzo y dilatancia.
$r_{up,max}$	Si se especifica $r_{up,max}$, p_{min} se establece igual a $(1-r_{up,max})p/2$ en el momento de la inicialización.

	Si no se especifica $r_{up,max}$, el parámetro interno p_{min} se establece por defecto en un octavo (1/8) de p_{cs} para la relación de vacíos en la inicialización, pero no menor que el p_{min} calculado usando $r_{up,max}=0$. En ambos casos, se restringe que p_{min} sea mayor o igual a $p_A/200$ (es decir, 0.5 kPa). El $r_{up,max}$ especificado aquí (que se basa en p) es diferente de la forma comúnmente usada para interpretar pruebas de corte directo simple (DSS) (que se basa en σ'_{vc}). Esta diferencia en las definiciones debe ser considerada durante la calibración.
	El valor por defecto se calcula en el momento de la inicialización como: $Z_{max} = 10 \text{ para } \frac{S_{u,cs}}{\sigma'_{vc}} \leq 0.25$ $Z_{max} = 40 \left(\frac{S_{u,cs}}{\sigma'_{vc}} \right) \text{ para } 0.25 < \frac{S_{u,cs}}{\sigma'_{vc}} \leq 0.50$ $Z_{max} = 20 \text{ para } \frac{S_{u,cs}}{\sigma'_{vc}} > 0.50$ Puede ser ajustado para mejorar la aproximación a los datos de pruebas de laboratorio específico del sitio. Aumentar Z_{max} incrementa el exceso de poro presión máxima, reduce la amplitud de los bucles de histéresis, reduce la resistencia cíclica, inclina más la curva de ciclos CRR y aumenta la tasa de acumulación de deformación.
C_z	El valor por defecto es 100. Controla los niveles de deformación en los que los efectos de la estructura del suelo se vuelven importantes. Los valores típicos están entre 50 y 250.
c_E	El valor por defecto aumenta de 0.5 a 1.3 a medida que $S_{u,cs,eq}/\sigma'_{vc}$ incrementa: $c_E = 0.5 + 1.2 \left(\frac{S_{u,cs}}{\sigma'_{vc}} - 0.25 \right) \leq 1.3$ Puede ser utilizado para ajustar la tasa de acumulación de deformación en carga cíclica no drenada.
C_{GD}	El valor por defecto es 3.0. El módulo elástico a pequeñas deformaciones se degrada con el aumento de las deformaciones plásticas acumulativas del desviador (Z_{cum}). La máxima degradación se aproxima a un factor de $1/C_{GD}$.
C_{kaf}	Valor por defecto es 4.0. Esta variable puede ajustar el efecto que el esfuerzo cortante estático sostenido tiene sobre el módulo plástico y, por lo tanto, sobre la resistencia cíclica. Sus efectos son pequeños para condiciones sueltas respecto al estado crítico y se vuelven más significativas a medida que el estado se vuelve cada vez más denso con respecto al estado crítico.
u_o	Valor por defecto es 0.30. Para la consolidación unidimensional de un material elástico, el valor de K_o correspondería a: $K_o = \frac{v}{1-v}$ El valor por defecto para v resulta en un valor de K_o de 0.43 en consolidación unidimensional.
cr_{hg}	Valor por defecto es 0.001. Razón nominal de resistencia al corte plástico utilizado para calcular c_{hg} en el momento de la inicialización o cuando FirstCall se establece igual a 0.
c_{hg}	Resistencia al corte plástico nominal asignada en la inicialización o cuando FirstCall se establece igual a 0. Se calcula como el mayor de: (1) cr_{hg} multiplicado por p, y (2) el valor

	especificado por el usuario para c_{hg} . También será limitada a no ser menor de 0.001 atm y no mayor de 0.1 $S_{u,cs,eq}$.
PostShake	Flag que puede utilizarse durante la parte post-sismo de una simulación para mejorar el modelado de las deformaciones de reconsolidación post-licuación. Establezca PostShake=1.0 para activar esta opción; tenga en cuenta que PostShake solo debe activarse después del final del sismo.
C_{GC}	El valor predeterminado es 2.0 y está restringido a valores ≥ 1 . Este es el factor por el cual se degrada (divide) el módulo elástico estimado para la reconsolidación 1D cuando el valor de $Z_{cum} > Z_{max}$. Valores más grandes resultan en mayores deformaciones de reconsolidación después de la carga cíclica.

Nota: Tomado de Boulanger y Ziotopoulou (2023).

2.6 Modelo constitutivo UBCHyst

El UBCHyst (Naesgaard, 2011) es un modelo del suelo histerético de esfuerzo total bidimensional. El modelo UBCHyst está diseñado para capturar el comportamiento dinámico de suelos como arcillas de baja permeabilidad, suelos granulares de alta permeabilidad, en los cuales no se generará exceso de presión de poros. El modelo utiliza el criterio de falla de Mohr Coulomb, extendido con un módulo de corte tangencial que es una función de la razón de esfuerzos actual, la razón de esfuerzos desde la última inversión y el cambio en la razón de esfuerzos para alcanzar la falla. El módulo de corte tangencial se controla de acuerdo con las ecuaciones:

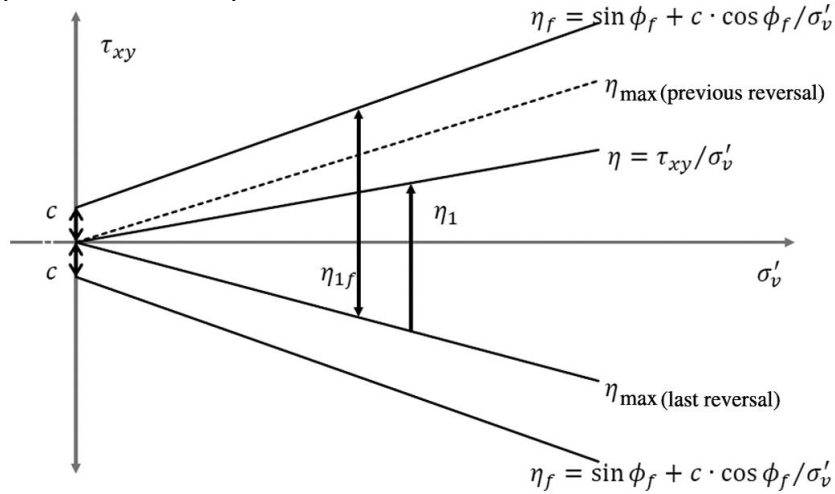
$$G_t = G_{max} \left(1 - \left(\frac{\eta_1}{\eta_{1f}} \right) R_f \right)^n \text{ mod1.mod2} \quad (2.61)$$

$$\text{mod2} = 1 - \left| \frac{\eta_{max}}{\eta_f} \right|^{rm} \text{ dfac} \geq 0.2 \quad (2.62)$$

En donde G_t es el módulo de corte tangencial, G_{max} es el módulo de corte máximo, η_1 , η_{1f} , η_{max} y η_f son parámetros definidos en la Figura 29, y n , R_f , mod1 , rm y dfac son parámetro de ajuste que se modifican iterativamente para coincidir con la reducción del módulo de corte (G_t/G_{max}) y curvas de amortiguamiento. La Figura 29 ilustra los parámetros clave que controlan el escalado de la ecuación de G_t . Detalles adicionales sobre el modelo UBCHyst se pueden encontrar en Naesgaard (2011). La información requerida para calibrar el modelo incluye las propiedades de resistencia (es decir, cohesión, fricción), G_{max} , G_t/G_{max} y curvas de amortiguamiento.

Figura 29

Ilustración de cómo el modelo UBCHyst controla el escalado del tangente del módulo de corte para representar un comportamiento histerético.



Nota: Tomado de Naesgaard (2011).

En la Figura 29 se incluyen términos, donde ϕ_f es el ángulo de fricción pico, η es la relación de esfuerzos actual definida como τ_{xy} / σ'_v , en donde τ_{xy} es el esfuerzo de corte y σ'_v es el esfuerzo efectivo vertical, $\eta_{\max}$ es la relación máxima de esfuerzos en la última inversión, η_1 es el cambio en la relación de esfuerzos desde la última inversión igual a $(\eta - \eta_{\max})$ y η_{1f} es el cambio en la relación de esfuerzos para alcanzar la envolvente de falla definida como $(\eta_f - \eta_{\max})$.

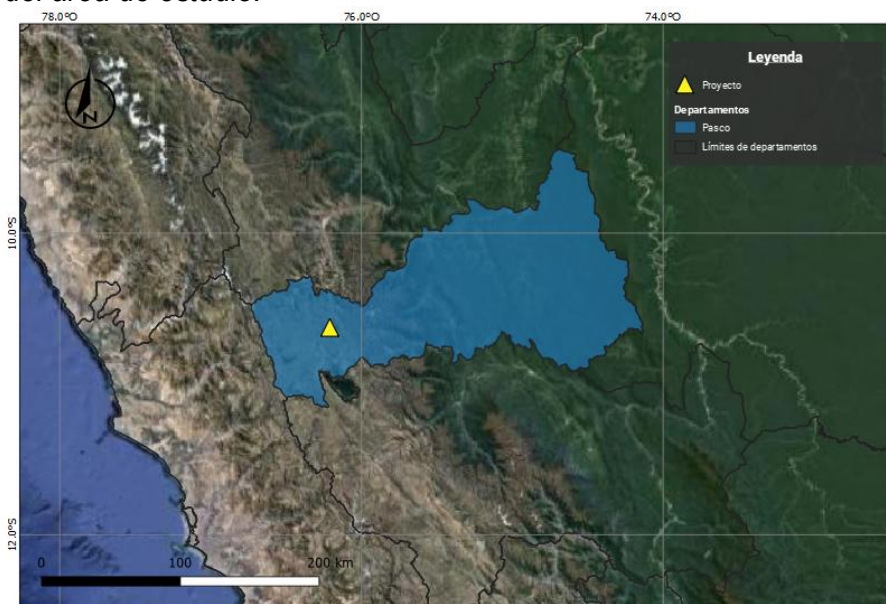
Capítulo III. Análisis de Peligro Sísmico Determinístico

3.1 Introducción

El área de estudio se encuentra ubicado en el distrito de San Francisco de Asís de Yarusyacán, provincia y departamento de Pasco. Específicamente, en las coordenadas - 76.21° longitud y -10.57° latitud. La zona del área de estudio está a una altitud que varía entre los 3 700 y 4 200 m.s.n.m. La Figura 30 presenta la ubicación del depósito de relaves considerado en la presente tesis.

Figura 30

Ubicación del área de estudio.



3.1.1 Procedimiento y metodología

Existen dos enfoques utilizados para evaluar el peligro sísmico para un lugar específico: el análisis de peligro sísmico determinístico y el análisis probabilístico. En las secciones siguientes, se describe el enfoque del análisis determinístico empleado para la presente tesis.

3.1.1.1 Análisis de Peligro Sísmico Determinístico.

El análisis de peligro sísmico determinístico (DSHA) permite generar espectros de diseño para el sismo máximo creíble (MCE). Para ello, utiliza parámetros relacionados con mecanismos de ruptura de fallas locales cercanas al sitio, la data sísmica histórica disponible, así como las características geológicas para generar eventos o modelos representados por un determinado parámetro de movimiento del terreno. El DSHA requiere

la identificación y caracterización de las principales fuentes sísmicas que pueden afectar al lugar de estudio. Los sismos que se generan en estas fuentes son evaluados para identificar los eventos de mayor tamaño y los movimientos sísmicos más severos producidos por estos en un lugar determinado. Estos sismos máximos son caracterizados por la magnitud y la distancia fuente-sitio, y para fines de cálculo se asume que estos eventos máximos podrían ocurrir en la porción de la fuente sísmica más desfavorable para los objetivos de diseño.

Las variables que definen los escenarios sísmicos (p. ej., magnitud, distancia del sitio a la fuente y “*valor de ϵ* ”, el cual requiere una elección determinística y se utiliza para representar la incertidumbre en la intensidad del movimiento sísmico) se seleccionan de manera determinística para cada fuente. Luego, para establecer el movimiento del terreno, se utilizan relaciones de predicción empíricas y modelos de predicción de intensidad de movimiento (comúnmente conocidas como leyes de atenuación) que, por lo general, utilizan como variables: la magnitud, distancia fuente-sitio, tipo de falla (p. ej., subducción, cortical y fallas transcurrentes tipo normales o inversas) y las condiciones geotécnicas del lugar. Una característica clave del DSHA es que no considera los intervalos de recurrencia de los sismos máximos, los cuales se utilizan para determinar diferentes niveles de diseño.

El enfoque utilizado para el DSHA generalmente sigue los procedimientos desarrollados por Kramer (1996), como se resume a continuación:

- Identificar y caracterizar las fuentes capaces de generar movimientos de suelo significativos en el área del proyecto.
- Seleccionar los parámetros de distancia desde la fuente hasta el área del proyecto para cada zona de fuente, consistente con los modelos de predicción del movimiento seleccionados previamente.
- Seleccionar el sismo de control.
- Definir el peligro en el área del proyecto en términos de movimientos de suelo generados por el sismo de control.

Para el DSHA se consideran fuentes sísmicas relacionadas con la zona de subducción (eventos interfase e intraplaca) y eventos posibles generados por las fallas geológicas regionales cercanas.

3.2 Tectónica del área de estudio

Para evaluar el peligro sísmico de una ubicación, además de la tectónica que gobierna el lugar, es necesario evaluar las fuentes sismogénicas potenciales y caracterizar su actividad. Para tal fin, se recopiló información detallada de la sismicidad histórica del área de estudio. Esta información, obtenida de catálogos sísmicos con datos históricos e instrumentales, permite caracterizar en forma más precisa las fuentes sismogénicas con relación al área de estudio. A continuación, se describen las características tectónicas de la zona de estudio.

3.2.1 Marco Tectónico Regional

La sismicidad en Perú es principalmente producto del repliegue de la placa Sudamericana debido al proceso de subducción de la placa de Nazca a través de todo el litoral, una característica geotectónica similar a la que se presenta en toda la costa oeste del continente de las Américas, formando parte del Cinturón Circumpacífico. La placa de Nazca se mueve en dirección este, ligeramente al norte. La tasa de movimiento varía en el sur a 80 mm/año, y a aproximadamente 65 mm/año al norte. Sin embargo, esta velocidad tiene pequeñas variaciones a lo largo de todo el arco (Hayes et al., 2014).

En este ambiente tectónico, se distinguen dos tipos de sismos, cada uno con diferentes características de generación y atenuación. El primer tipo se denomina sismos de subducción, que a su vez se clasifican en sismos de interplaca e intraplaca, generados en la zona de contacto entre las placas y al interior de la placa que subduce, respectivamente. El segundo tipo se denomina corticales o sismos de corteza, producidos debido al repliegue de la placa continental y generalmente asociados a fallas geológicas, actividad volcánica o cambios bruscos en los esfuerzos en la corteza terrestre.

El área de estudio se encuentra ubicada sobre la cordillera de los Andes. Los focos sísmicos se originan en la placa que se subduce a una profundidad intermedia, entre 80 y 140 km, por debajo y hacia el este del proyecto.

Los sismos corticales en la zona del proyecto presentan profundidades superficiales (0 – 30 km), baja recurrencia sísmica y magnitud moderada. La evaluación del peligro sísmico desarrollada identificó cinco (5) fallas activas regionales, las cuales se muestran en la Figura 1 del anexo 1. Estas fallas han sido incluidas en este análisis con la finalidad de cuantificar su efecto en la zona de estudio por el método determinístico.

El modelo tectónico y de subducción presentado en las Figura 2 y Figura 3 del anexo 1 fue obtenido en base a los estudios de Bird (2003), Hayes et al. (2018) y DeMets et al. (2010) y la geometría de las fuentes sismogénicas de corteza, presentada en la Figura 4, es basada en el estudio de Roncal (2017). Asimismo, la Figura 6 del anexo 1 presenta una sección transversal teniendo como referencia la ubicación del proyecto.

3.2.2 Sismicidad Instrumental e Histórica del Área de Estudio

Silgado (1973, 1978, 1992) hizo una recopilación de datos sobre los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú desde el año 1513. Este trabajo constituye una fuente de información básica para el conocimiento de las intensidades sísmicas de los sismos históricos.

Otros investigadores, como Dorbath et al. (1990), analizaron los grandes sismos históricos del Perú, obteniendo estimaciones de parámetros como la longitud de ruptura y magnitud momento, y caracterizaron la actividad sísmica en el norte, centro y sur del Perú.

Los datos del catálogo sísmico recopilado para el presente estudio abarcan el periodo de 1471-2023, ver Tabla 3, que contiene información de sismos históricos (1471-1960) e instrumentales (1960-2022). En la Figura 5 del anexo 1, se presenta la distribución de epicentros históricos e instrumentales, con magnitudes iguales o mayores a 4.0 Mw (Magnitud Momento), además se diferencian las profundidades focales entre sismos interplaca (0 – 50 km), sismos intraplaca superior (50 – 120 km), sismos intraplaca intermedia (80 – 140 km) y sismos intraplaca profunda (mayores a 100 km).

Tabla 3

Sismos históricos e instrumentales de la Zona del Proyecto con Magnitud mayor a 8.1.

Fecha	Magnitud	Latitud (°)	Longitud (°)	Profundidad hipocentral (km)
1604	8.70	-17.880	-70.940	30
1513	8.69	-17.210	-72.300	30
1746	8.60	-11.996	-77.198	30
1950	8.59	-8.000	-71.000	0
1687	8.40	-13.231	-76.507	30
1784	8.40	-16.500	-72.000	27
2001	8.40	-16.383	-73.515	32
1555	8.40	-11.900	-77.600	30
1584	8.40	-11.800	-77.800	30
1906	8.35	0.955	-79.369	20
1940	8.20	-11.217	-77.438	45
1950	8.20	-23.977	-67.912	113.9
1821	8.20	-16.107	-72.967	90
1586	8.10	-12.109	-77.028	40

1942	8.10	-15.041	-75.025	30
1979	8.10	1.59	-79.372	23.8
2014	8.10	-19.489	-70.744	21.6
1600	8.10	-16.6	-70.800	20

Nota: Tomado de United States Geological Survey (USGS), International Seismological Centre-EHB (ISC-EHB) y el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

3.2.3 Catálogo Sísmico

A fin de determinar los parámetros sismológicos de las fuentes sísmicas, se ha compilado un catálogo sísmico instrumental en el área comprendida entre las latitudes de 2°N y 24°S y longitudes de 85°W y 65°W, con sismos desde 1471 hasta el 7 de abril de 2023, basado en la información proporcionada por las siguientes siete (07) instituciones:

- Global Centroid Moment Tensor Project (GCMT: <https://www.globalcmt.org/>);
- International Seismological Centre – EHB (ISC-EHB: <http://www.isc.ac.uk/isc-ehb/search/catalogue/>);
- Advanced National Seismic System Composite Catalog (ANSS: <https://www.ncedc.org/anss/catalog-search.html>);
- United States Geological Survey (USGS: <https://earthquake.usgs.gov>);
- National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA: <https://www.ngdc.noaa.gov/>);
- Instituto Geofísico del Perú (IGP: <http://portal.igp.gob.pe/>); e
- International Seismological Centre – GEM (ISC-GEM: <http://www.isc.ac.uk/iscgem/>).

Considerando que la magnitud de los eventos sísmicos es reportada en una variedad de magnitudes, se optó por uniformizar el catálogo sísmico utilizando las expresiones propuestas por Scordilis (2006), Kadirioğlu y Kartal (2016), Giardini (1999) y Arcila et al. (2020) para la conversión de magnitudes M_s y M_b a M_w . Asimismo, los eventos sísmicos recopilados de magnitud no conocida fueron asumidos como de magnitud M_w . Se escogió esta magnitud M_w debido a que no presenta saturación, permitiendo describir eficazmente el tamaño de los sismos, sean grandes o pequeños. Esta magnitud se fundamenta en la energía liberada durante un evento y se define a partir del momento sísmico, cuyos parámetros son: tamaño del área de deslizamiento del plano de falla, deslizamiento promedio del plano de falla y módulo de corte de la corteza terrestre.

Posteriormente, se realizó una depuración de eventos con la finalidad de eliminar réplicas y eventos precursores. Esta depuración se llevó a cabo mediante el algoritmo de

Reasenberg (1985), que establece un criterio de depuración espacial y temporal para obtener eventos sísmicos principales o independientes. Finalmente, se obtuvo un catálogo depurado con eventos graficados, como se muestra en la Figura 31 y la Figura 32.

Figura 31

Frecuencia de Eventos Sísmicos por Años (1471 – 2023).

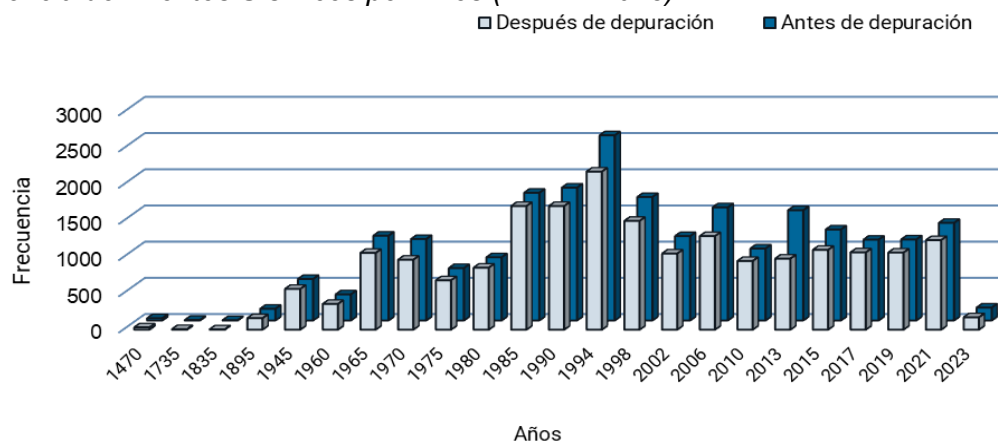
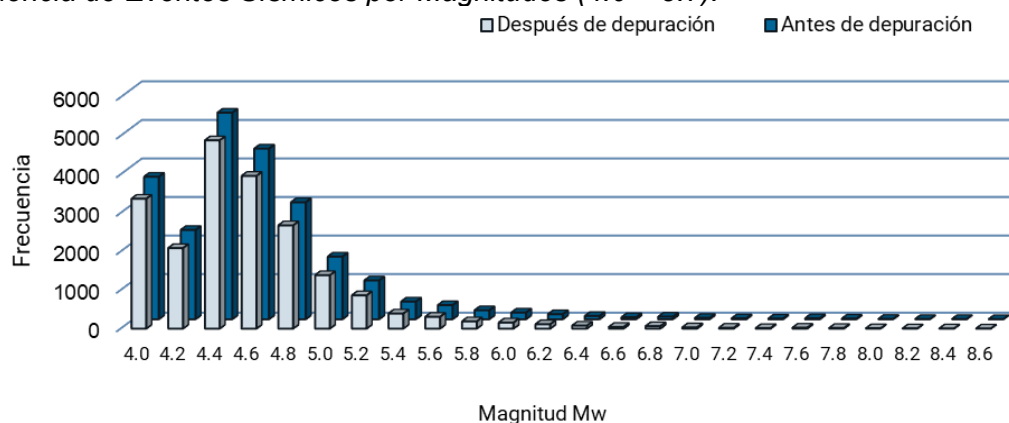


Figura 32

Frecuencia de Eventos Sísmicos por Magnitudes (4.0 – 8.7).



3.3 Descripción del ambiente tectónico

Las características tectónicas del proyecto indican que la sismicidad en esta zona es principalmente producto del proceso de subducción de la placa de Nazca dentro de la Sudamericana y de la corteza de la placa Sudamericana. El proceso de subducción de la placa de Nazca presenta cuatro rasgos sismo-tectónicos importantes (interplaca, intraplaca superior, intermedia y profunda), cada uno con características distintas con respecto a los eventos sísmicos que producen.

La determinación de las fuentes sismogénicas ha sido desarrollada para el proyecto con base en el mapa de distribución de epicentros (Figura 5 del anexo 1), así como las características tectónicas del área de estudio. Determinándose seis (06) fuentes sismogénicas: una (01) de interplaca (Figura 2 del anexo 1), tres (03) de intraplaca (Figura

3 del anexo 1), dos (02) de corteza (Figura 4 del anexo 1) y cinco (05) fallas geológicas activas definidas como áreas representando fallas activas (Figura 1 del anexo 1), las cuales se describen a continuación.

3.3.1 Fuentes Sísmicas de Interplaca – F1

La zona de subducción de interplaca poco profunda está caracterizada por el acoplamiento de las placas de Nazca y Sudamericana, y sus mecanismos obedecen a procesos compresivos de desplazamiento inverso. La mayor parte de los sismos que ocurren en esta zona se presentan entre 0 y 50 km de profundidad, con magnitudes Mw que pueden alcanzar hasta 8.6. Las fuentes sismogénicas de este tipo más cercanas al proyecto se encuentran a aproximadamente 73 km.

3.3.2 Fuentes Sísmicas de Intraplaca – F2, F3 y F4

La zona de subducción de intraplaca está caracterizada por eventos tensionales que ocurren en la zona descendente de la placa de Nazca, donde los sismos son causados por fallas normales, con magnitudes Mw registradas hasta 7.8 en esta zona del arco. Determinándose para el presente análisis, la zona sismogénica de intraplaca superior de profundidad mayores a los 50 km.

3.3.3 Fuentes Sísmicas de corteza – F22 y 28

La zona de corteza continental está sujeta a esfuerzos tectónicos de compresión debido a su convergencia y repliegue. Esto ha dado lugar al plegamiento y levantamiento del margen continental durante un proceso orogénico muy complejo. La zona de la corteza está caracterizada por eventos sísmicos moderados, con fallas de ángulo de buzamiento pequeño y magnitudes Mw registradas de hasta 6.8, determinándose para el presente análisis, una zona sismogénica de corteza de rangos de profundidad entre 0-30 km. La nomenclatura y geometría de estas fuentes han sido adoptadas del estudio de Roncal (2017), que define 9 fuentes sismogénicas de corteza para el Perú, siendo las fuentes F22 y F28 las que influyen en la sismicidad del área de estudio.

3.3.4 Fallas regionales

Las fallas regionales activas identificadas para este estudio fueron obtenidas del Sistema de Información Geológico y Catastral Minero - GEOCATMIN (2023). Estas fallas se seleccionaron debido a su cercanía a la zona del proyecto, para lo cual se consideró un radio de 150 km. Este sistema de fallas está ubicado a lo largo de la región central de la

Cordillera de los Andes del Perú. La ubicación de estas fallas en relación con el proyecto se presenta en la Figura 1 del anexo 1, las cuales son:

- L1: Falla Límite Este;
- L2: Falla de Uco;
- L3: Falla Huaytapallana;
- L4: Falla de Cayesh; y
- L5: Zona de Falla de la Cordillera Blanca.

3.4 Modelamiento sísmico – Tectónica del área de estudio

3.4.1 Fuentes Sísmicas Potenciales

En función de la descripción del ambiente tectónico del área, se realizó el modelado de las fuentes sísmicas que contribuyen con el peligro sísmico en la zona de estudio.

3.4.2 Ecuaciones de Predicción de Movimiento Sísmico

Una vez determinadas las fuentes sísmicas, es necesario evaluar la intensidad del movimiento sísmico en el sitio de interés debido a los eventos sísmicos generados por cada fuente. Esto se realiza mediante ecuaciones de predicción de movimiento sísmico, que expresan una medida de intensidad en el sitio (p. ej., PGA, SA, etc.) como función de la magnitud del evento y su ubicación respecto al sitio. Otros factores que afectan la forma funcional de estas GMPE incluyen el mecanismo de ruptura y el ambiente tectónico, la proximidad del sitio al arco volcánico, las condiciones geotécnicas y la estratigrafía del sitio, entre otros.

La sismicidad en Perú está caracterizada por eventos sísmicos resultantes del proceso de subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Sudamericana. Asimismo, el desarrollo de GMPEs específicas para Perú, que estimen parámetros de movimiento del terreno como la aceleración y las ordenadas espectrales, ha sido poco estudiado. Por esta razón, es una práctica habitual utilizar GMPEs desarrolladas en base a sismos ocurridos en regiones diferentes a las del lugar de análisis, siempre y cuando obedezcan al mismo proceso tectónico de generación de sismos.

En este estudio se requiere conocer la amenaza sísmica en términos de aceleraciones espectrales (Boore, 2006), con un 5% de amortiguamiento. Por lo tanto, se incluyeron las GMPEs para sismos de subducción desarrolladas por Montalva et al. (2017), Kuehn et al. (2020), Abrahamson y Gülerce (2020), y Parker et al. (2022), utilizadas para

representar el proceso de subducción de la placa de Nazca dentro de la placa Sudamericana.

Montalva et al. (2017) desarrolló una GMPE para el proceso de subducción chileno. La data utilizada incluye los mega eventos sísmicos más recientes (p. ej. M8.8 Maule, 2010; M8.2 Iquique 2014 y M8.3 Illapel, 2015). La forma funcional utilizada para desarrollar esta GMPE corresponde a la propuesta por Abrahamson et al. (2016).

Además, se utilizarán las GMPE de Kuehn et al. (2020), Abrahamson y Gülerce (2020) y Parker et al. (2022) desarrolladas como parte del proyecto *Next Generation Attenuation Subduction* (NGA-Sub) (Bozorgnia & Stewart, 2020) del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER).

El modelo de Kuehn et al. (2020) incluye términos de escala de movimiento del suelo para magnitud, distancia, amplificación del sitio y amplificación de la cuenca. Algunos de estos términos se pueden ajustar para adaptarse a las diferencias entre los terremotos de interplaca e intraplaca. Parker et al. (2022), Abrahamson y Gülerce (2020) y Kuehn et al. (2020) diferencian siete regiones de las zonas de subducción para las que se recopilaron datos como parte del programa NGA-Sub. Estas regiones incluyen Alaska (AK), América Central y México (CAM), Cascadia (CASC), Japón (JP), Nueva Zelanda (NZ), América del Sur (SA) y Taiwán (TW). Algunas de estas regiones se dividen aún más en subregiones, como en el caso de Sudamérica, para tener en cuenta las diferencias en la atenuación inelástica entre el *forearc* de subducción y el *backarc*, así como las diferencias en la magnitud del punto de ruptura (la magnitud a la que la tasa de escala de magnitud disminuye) entre los segmentos de una zona de subducción más grande.

En la presente tesis, se utilizaron las GMPEs del proyecto NGA-Sub considerando la “región” global, ya que su uso específico para Sudamérica aún viene siendo evaluado por investigadores vinculados al proyecto NGA-Sub.

Asimismo, se incluyeron GMPE pertenecientes a la *Next Generation Attenuation* (NGA) para la fuente de corteza, desarrolladas a través de un programa de investigación en conjunto entre el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER), la USGS y el Centro de Investigación del Sur de California (SCEC). Estas GMPE representan la actualización de modelos empíricos y fueron elaboradas como parte de la NGA-West2. En el presente estudio se utilizaron las siguientes: Abrahamson et al. (2014), Boore et al. (2014), Chiou y Youngs (2014), y Campbell y Bozorgnia (2014). El propósito de estas leyes fue generar GMPE de uso global para diferentes tipos de fuente, por lo que todos los desarrolladores contaron con la misma base de datos sísmicos, que consistió en 172

registros sísmicos, 1 400 estaciones sismológicas y más de 100 parámetros para describir las fuentes y condiciones de sitio.

La Tabla 4 muestra las GMPEs utilizadas para el sitio del proyecto y la respectiva ponderación asignada.

Tabla 4

Ponderación de Leyes de Atenuación por Fuente Sísmica.

Ecuación de Predicción de Movimiento Sísmico	Ponderación		
	Subducción Interplaca	Subducción Intraplaca	Corteza
Montalva et al. (2017)	0.30	0.30	-
Kuehn et al. (2020) - Global	-	0.30	-
Parker et al. (2022) - Global	0.35	0.10	-
Abrahamson & Gülerce (2020) - Global	0.35	0.30	-
Abrahamson et al. (2014)	-	-	0.25
Campbell & Bozorgnia (2014)	-	-	0.25
Chiou & Youngs (2014)	-	-	0.25
Boore et al. (2014)	-	-	0.25

3.5 Análisis de peligro sísmico

3.5.1 Clasificación de terreno

En el presente estudio, se ha calculado la intensidad del movimiento sísmico en un sitio para suelos de tipo BC, de acuerdo con la clasificación ASCE/SEI 7-22, con velocidad promedio de onda de corte en los 30 primeros metros (V_{s30}) en el rango de 640 a 914 m/s. Específicamente, se ha utilizado el valor de 760 m/s en los cálculos de esta tesis.

3.5.2 Análisis de Peligro Sísmico Determinístico (DSHA)

El DSHA utiliza los datos históricos disponibles, los registros sísmicos instrumentales e información tectónica para generar estimaciones determinísticas del movimiento del terreno en el sitio. Normalmente, uno o más sismos se especifican por su magnitud y su posición con respecto al sitio. El DSHA emplea el concepto de Máximo Sismo Creíble (MCE). El MCE es el mayor sismo razonablemente concebible a lo largo de una falla reconocida o dentro de un área tectónica geográficamente definida, en el marco actualmente conocido (Icold, 2016).

La intensidad del movimiento resultante de un análisis determinístico no se puede asociar directamente a un periodo de retorno o probabilidad de ocurrencia. Los parámetros requeridos para estimar un sismo correspondiente a una fuente sísmica específica bajo un marco determinístico son: el tipo de falla, la magnitud máxima, la distancia más cercana a la falla o plano de ruptura, la profundidad focal, las condiciones de lugar, la ecuación de

predicción de movimiento (GMPE específicas para cada tipo de fuente) y el nivel de intensidad (valor ϵ).

3.5.2.1 Resultados del Análisis de Peligro Sísmico Determinístico (DSHA).

Se incluyeron escenarios sísmicos para cada tipo de mecanismo (M9.0 para sismos de interplaca y M8.0 para sismos de intraplaca). Estos escenarios son graficados en la Figura 6 del anexo 1, la cual muestra la ubicación del proyecto en relación con la superficie de subducción. La sección corresponde a una línea perpendicular a las curvas de nivel de la superficie de subducción.

Asimismo, se evaluaron los escenarios cuyo foco se encuentra en las fallas regionales descritas en los acápite previos. La distancia focal se ha estimado como la distancia más cercana de las fallas al proyecto y la magnitud, de acuerdo con las ecuaciones de Leonard (2014).

Para los escenarios se evaluaron los percentiles 50 y 84 en las ecuaciones predictivas o GMPE. La Tabla 5 resume los escenarios mencionados con mayor intensidad en el área de estudio para el suelo Tipo BC.

Tabla 5

Escenarios Determinísticos – Suelo Tipo BC ($V_{s30}=760$ m/s).

Escenario	Fuente	Distancia Focal (km)	Magnitud (Mw)
I	F1	175.0	9.0
II	F2	122.3	8.0
III	F3	106.7	8.0
IV	L1	162.4*	7.1
V	L2	170.7*	5.5
VI	L3	162.3*	5.5
VII	L4	79.0*	6.3
VIII	L5	115.3*	7.1

Nota: (*) Distancia más cercana al proyecto en km.

La Tabla 6 presenta los resultados del análisis determinístico en términos de la media de aceleraciones espectrales (P.50) y la media más una desviación estándar (P.84) con 5% de amortiguamiento para los escenarios sísmicos considerados: M9.0-R175.0 con origen en F1; M8.0-R122.3 con origen en F2; y M8.0-R106.7 km con origen en F3. Del mismo modo, se han evaluado cinco escenarios sísmicos con origen en fallas regionales cercanas al proyecto. Estos resultados fueron obtenidos considerando una ponderación geométrica de las GMPE presentadas en la Tabla 4 para los terremotos de subducción de interplaca e intraplaca, así como para los escenarios con origen en las fallas regionales.

Tabla 6

Resultados del Análisis Determinístico – Suelo Tipo BC ($V_{s30}=760$ m/s) – Aceleración Espectrales.

Escenario	Aceleración Espectral (g)								
	PGA	0.05	0.10	0.20	0.40	1.00	2.00	4.00	6.00
I P(0.50)	.118	0.163	0.230	0.272	0.213	0.110	0.051	0.022	0.014
I P(0.84)	.274	0.402	0.584	0.655	0.492	0.248	0.113	0.045	0.029
II P(0.50)	.222	0.339	0.490	0.513	0.320	0.121	0.050	0.017	0.009
II P(0.84)	.499	0.799	1.192	1.206	0.712	0.264	0.106	0.035	0.018
III P(0.50)	.279	0.435	0.616	0.625	0.371	0.135	0.054	0.018	0.010
III P(0.84)	.626	1.023	1.491	1.464	0.827	0.294	0.116	0.038	0.019
IV P(0.50)	.018	0.022	0.028	0.034	0.032	0.016	0.008	0.004	0.002
IV P(0.84)	.033	0.042	0.054	0.065	0.062	0.033	0.017	0.007	0.004
VII P(0.50)	.025	0.034	0.047	0.055	0.039	0.015	0.006	0.002	0.001
VII P(0.84)	.046	0.066	0.093	0.105	0.077	0.032	0.013	0.004	0.002
VIII P(0.50)	.034	0.044	0.057	0.066	0.054	0.025	0.012	0.005	0.003
VIII P(0.84)	.061	0.083	0.111	0.126	0.104	0.050	0.024	0.010	0.006

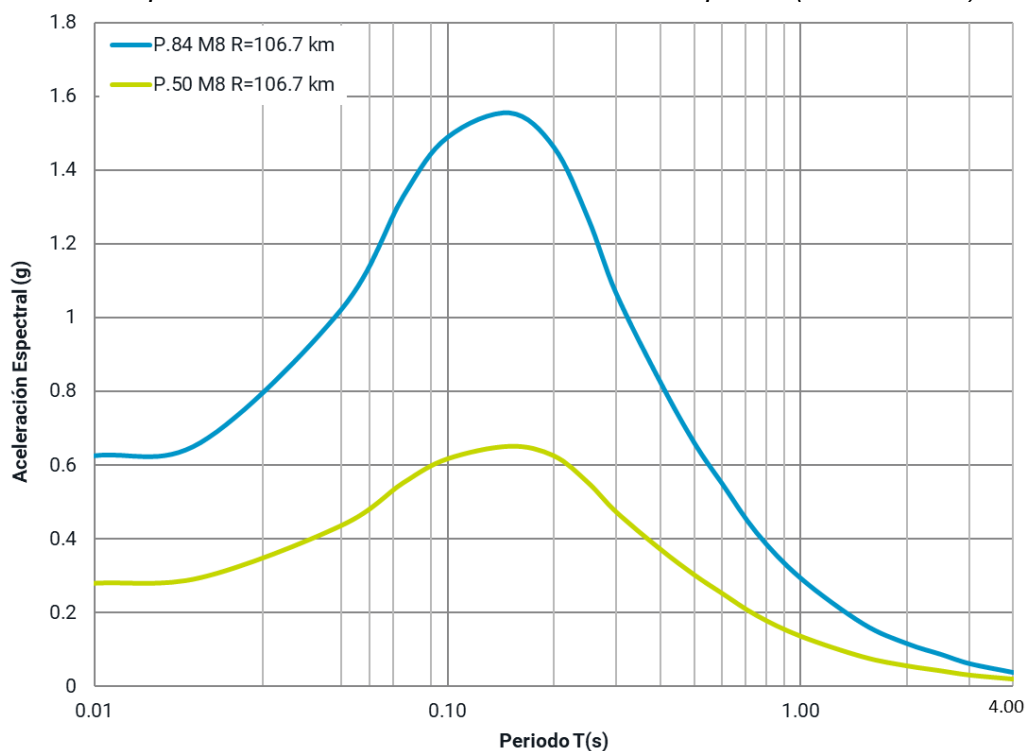
Nota: Las aceleraciones espectrales resultantes de los escenarios V y VI correspondientes a fallas geológicas regionales son menores a 0.01 g.

De acuerdo con los resultados de este análisis, los sismos de subducción en la zona de intraplaca intermedia (Fuente F3) son dominantes, seguido por los sismos con origen en la fuente F2 de subducción intraplaca superior y F1 de subducción interplaca, considerando un enfoque determinista. Por otro lado, los sismos con origen en fallas geológicas regionales presentan intensidades bajas en el sitio del proyecto.

La Figura 33 presenta las aceleraciones espectrales obtenidas para el MCE percentil 50 (P.50) y percentil 84 (P.84) de magnitud $M_w=8.0$ y distancia focal $R=106.7$ km para suelos tipo BC ($V_{s30} = 760$ m/s).

Figura 33

Aceleraciones Espectrales MCE M8.0 R=106.7 km – Suelo Tipo BC ($V_{s30}=760$ m/s).



3.5.3 Discusión del Análisis de Peligro Sísmico en Sudamérica

Como lo destacaron Martínez y Hull (2019) y Macedo et al. (2022), aunque las directrices internacionales para el análisis y diseño sísmico de presas de agua y depósitos de relaves, como las emitidas por la Comisión Internacional de Grandes Presas (Icold, 2016), la Asociación Canadiense de Presas (CDA, 2014), la Sociedad de Grandes Presas de Nueva Zelanda (NZ Sold, 2016) y el Comité Nacional Australiano de Grandes Presas (Ancold, 2017), son ampliamente citadas por los diseñadores, la selección de los movimientos sísmicos de diseño suele ser confusa. Por ejemplo, aunque las directrices de la CDA se usan comúnmente en Sudamérica para la clasificación de "riesgo" de un depósito de relaves, la selección del sismo de diseño a menudo depende de las prácticas locales. En efecto, las directrices de Martínez y Hull (2019) consideradas en este estudio se basan en las prácticas sudamericanas de la última década. Esto se debe a que las directrices de la CDA no diferencian entre la actividad sísmica de distintas regiones y, por lo tanto, no pueden aplicarse directamente sin precaución en diferentes contextos tectónicos.

Por ejemplo, la sismicidad en Canadá es más estable que la sismicidad activa en Sudamérica; en consecuencia, se deben utilizar criterios diferentes (es decir, sismos de diseño) para seleccionar los movimientos sísmicos. El concepto clave aquí es que se deben

seleccionar movimientos sísmicos "lo suficientemente grandes" que permitan un diseño "lo suficientemente seguro" (Macedo et al., 2022). En este contexto, en Sudamérica a menudo se considera el percentil 84 del MCE para instalaciones de alto riesgo (es decir, $\varepsilon=1$; en un PSHA, ε se define como el número de desviaciones estándar por encima de la estimación de la medida de intensidad del movimiento sísmico promedio). Sin embargo, las razones fundamentales para utilizar el percentil 84 del MCE (es decir, $\varepsilon=1$) no han sido evaluadas en función de la sismicidad existente en Sudamérica. La recomendación de Macedo et al. (2022) fue que en estudios futuros deberían considerarse análisis basados en riesgos para evaluar el valor más adecuado de ε para el diseño en Sudamérica, ya que probablemente será específico para cada región.

En función de lo descrito, para la presente tesis solo se ha considerado únicamente como espectro de diseño el correspondiente al MCE, dado que es una práctica habitual en Sudamérica para la evaluación de estructuras importantes en regiones de alta sismicidad. Sin embargo, se recomendó ampliamente que en futuros estudios se evalúen tanto el enfoque determinista como el probabilístico en el desarrollo de los movimientos sísmicos de diseño, en los cuales se justifique con mayor precisión la selección de un percentil o la probabilidad anual de excedencia, con el fin de ofrecer una mayor claridad y consistencia en la selección de los movimientos sísmicos apropiados para el diseño y el análisis de estabilidad sísmica de instalaciones críticas.

Capítulo IV. Generación de movimientos sísmicos de diseño

4.1 Introducción

La selección de registros sísmicos es un tópico de gran interés en los ADNL, pues estos son empleados en la práctica de la ingeniería para evaluar la respuesta sísmica de estructuras geotécnicas. Los ADNL pueden emplear un *set* de registros sísmicos compatibles con un espectro objetivo (consistente con su mediana y desviación estándar asociada) o registros sísmicos sintéticos obtenidos mediante la metodología de ajuste espectral. El espectro objetivo puede estar definido en base a un estudio de peligro sísmico (probabilístico o determinístico), normas nacionales o internacionales.

4.2 Procedimientos para la generación de movimientos sísmicos de diseño

Para la realización de los análisis dinámicos no lineales, es importante tener en consideración el ambiente sísmico del área del proyecto para la selección de registros sísmicos a emplear. Una de las metodologías más empleadas en la práctica ingenieril para la obtención de registros sísmicos sintéticos es el método de ajuste espectral desarrollado por Al Atik y Abrahamson (2010); sin embargo, actualmente se poseen distintas metodologías para la selección de sismos, como las propuestas por Kottke y Rathje (2008), Baker y Lee (2018), y Arteta y Abrahamson (2019), las cuales consisten en la selección de un *set* de registros sísmicos seleccionados de una base de datos y compatibles con un espectro de diseño. La filosofía de estas metodologías es afectar en menor medida los sismos nativos (p. ej., el contenido de frecuencias, la amplitud del sismo, la energía del sismo). Para la presente tesis se emplearon dos metodologías para la obtención de sismos de diseño. La primera consiste en el ajuste espectral, del cual se obtuvieron 7 registros sísmicos sintéticos compatibles con el MCE (P.84), y la segunda, de Baker y Lee (2018), del cual se obtuvieron 15 registros sísmicos compatibles con el MCE (P.50) y su desviación estándar asociada. Ambas metodologías son descritas a continuación:

4.2.1 Metodología de Ajuste Espectral Mediante Fragmentos de Onda en el Dominio del Tiempo

Esta metodología está basada en añadir fragmentos de ondas (*wavelets*) al registro sísmico original o candidato con la finalidad de ajustar su espectro a un espectro objetivo. Cada fragmento de onda tiene como objetivo alcanzar la ordenada espectral del espectro objetivo en cada periodo espectral. El ajuste se realiza periodo por periodo o en grupo de periodos. Generalmente, se requieren múltiples iteraciones para conseguir una convergencia razonable entre el registro de aceleraciones ajustado espectralmente y el

espectro objetivo. La metodología está basada en los trabajos de Lilhanand y Tseng (1998) y Abrahamson (1992), quien implementó la metodología en el software RSPmatch. Posteriormente (Hancock et al., 2006) introducen nuevas formas funcionales para las *wavelets*, actualizando la versión del software a RSPmatch 2005. Finalmente, como parte del proceso de optimización y actualización del software, Al Atik y Abrahamson (2010) introducen nuevas formas funcionales que permiten optimizar el proceso de generación de registros sísmicos en términos de convergencia y mantenimiento de las características no estacionarias de los movimientos sísmicos reales, actualizando la versión del Software RSPmatch a su versión 2009. En este estudio se consideró el uso del software RSPmatch 2009 incorporado dentro del programa SeismoMatch 2021.

Los principios de la metodología de ajuste espectral empleada en el RSPmatch son los siguientes (Macedo, 2013):

- Calcular las respuestas de un sistema de un grado de libertad bajo la acción de un registro sísmico, considerando diferentes periodos y niveles de amortiguamiento.
- Comparar los picos de las respuestas del sistema de un grado de libertad con el espectro objetivo (el espectro que se usa para el ajuste), y determinar las diferencias existentes en términos de ordenadas espectrales.
- Adicionar wavelets con adecuadas fases y amplitudes al tiempo-historia de aceleraciones, de tal manera que el pico de cada respuesta se ajuste al espectro de diseño (para el periodo de interés). Una wavelet es usada para el ajuste de cada respuesta del sistema de un grado de libertad.

4.2.2 Procedimiento Automatizado para la selección de sismo de Diseño – Universidad de Stanford

Baker y Lee (2018) desarrollaron un algoritmo para seleccionar de manera eficiente registros sísmicos de una base de datos que cumplan con los valores objetivos de media, varianza y correlaciones de espectros de respuesta en un rango de periodos. Este enfoque mejora un algoritmo previo propuesto por Jayaram et al. (2011). Los pasos clave en el proceso se describen a continuación:

- (1) Especificar un espectro de respuesta objetivo, el cual puede ser obtenido de un estudio de peligro sísmico o alguna norma nacional o internacional.
- (2) Simular estadísticamente el espectro de respuesta objetivo, es decir, mediante la metodología del *Latin Hypercube Sampling* (LHS) se generan espectros simulados

que estadísticamente tengan una media y desviación estándar compatibles con la del espectro objetivo.

- (3) Generar una base de datos de registros sísmicos; en este paso se recopilan registros sísmicos de distintas instituciones o, en su defecto, se emplean bases de datos de registros sísmicos ya generados.
- (4) La base de datos deberá ser filtrada por diversos criterios de interés particular, como por ejemplo el mecanismo de falla, magnitud del evento sísmico, velocidad de ondas de corte, etc.
- (5) Seleccionar registros sísmicos que individualmente se ajusten con los espectros simulados estadísticamente, es decir, el objetivo es identificar registros sísmicos reales del paso (4) que coincidan espectralmente con los espectros simulados del paso (2). De esta manera, los registros sísmicos reales, indirectamente, se estarían ajustando al espectro objetivo. Para cada espectro simulado estadísticamente y cada registro sísmico candidato, se calcula la suma de errores al cuadrado (SSE).

$$SSE = \sum_{j=1}^p (\ln S_a(T_j) - \ln S_a^{(s)}(T_j))^2 \quad (4.1)$$

Donde $\ln S_a(T_j)$ es el logaritmo de la aceleración espectral (escalado opcionalmente) del registro sísmico candidato, $\ln S_a^{(s)}(T_j)$ es el $\ln S_a$ del espectro de respuesta simulado estadísticamente y T_j denota el periodo de la aceleración espectral. El registro sísmico candidato que posee menor suma de errores cuadrados (SSE) con respecto al espectro simulado es finalmente seleccionado.

- (6) Se estima la tolerancia entre los espectros simulados y seleccionados, es decir, se evalúa el conjunto de registros sísmicos seleccionados para determinar si está lo bastante próximo a la distribución objetivo. La tolerancia se estima como:

$$Err_{mean} = \max_j \left(\frac{|m_{\ln Sa}(T_j) - \mu_{\ln Sa}(T_j)|}{\mu_{\ln Sa}(T_j)} \right) \times 100 \quad (4.2)$$

$$Err_{std} = \max_j \left(\frac{|s_{\ln Sa}(T_j) - \sigma_{\ln Sa}(T_j)|}{\sigma_{\ln Sa}(T_j)} \right) \times 100 \quad (4.3)$$

Donde $m_{\ln Sa}(T_j)$ es la media muestral de los valores de $\ln S_a$ de los registros sísmicos seleccionados en el periodo T_j y $\mu_{\ln Sa}(T_j)$ es la media objetivo.

Similarmente s_{lnSa} es la desviación estándar muestral de los registros sísmicos seleccionados y $\sigma_{lnSa}(T_j)$ es la desviación estándar objetivo en el periodo T_j .

- (7) Se brindan 2 opciones para optimizar la selección de registros sísmicos: minimizar la suma de errores cuadrados o minimizar la suma de la prueba Kolmogorov-Smirnov. En esta etapa, el conjunto seleccionado de registros sísmicos puede ser modificado reemplazando registros individuales del set por registros de la base de datos y observando si el conjunto de registros mejora en su ajuste al espectro de respuesta objetivo.

En el primer caso, se realiza una suma ponderada (sobre todos los periodos de interés) de los errores cuadrados, como:

$$SSE_s = \sum_{j=1}^p \left[\left(m_{lnSa}(T_j) - \mu_{lnSa}(T_j) \right)^2 + w \left(s_{lnSa}(T_j) - \sigma_{lnSa}(T_j) \right)^2 \right] \quad (4.4)$$

Donde SSE_s representa la suma de errores cuadrados del conjunto de registros sísmicos y w es un parámetro definido por el usuario que asigna importancia relativa a los ajustes en los valores de la media frente a los de la desviación estándar. En el segundo caso, el estadístico d de una prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov (prueba KS) se define como la diferencia entre la función de distribución acumulada $F_{lnSa(T_j)}^*(x)$ de la distribución objetivo $F_{lnSa(T_j)}(x)$.

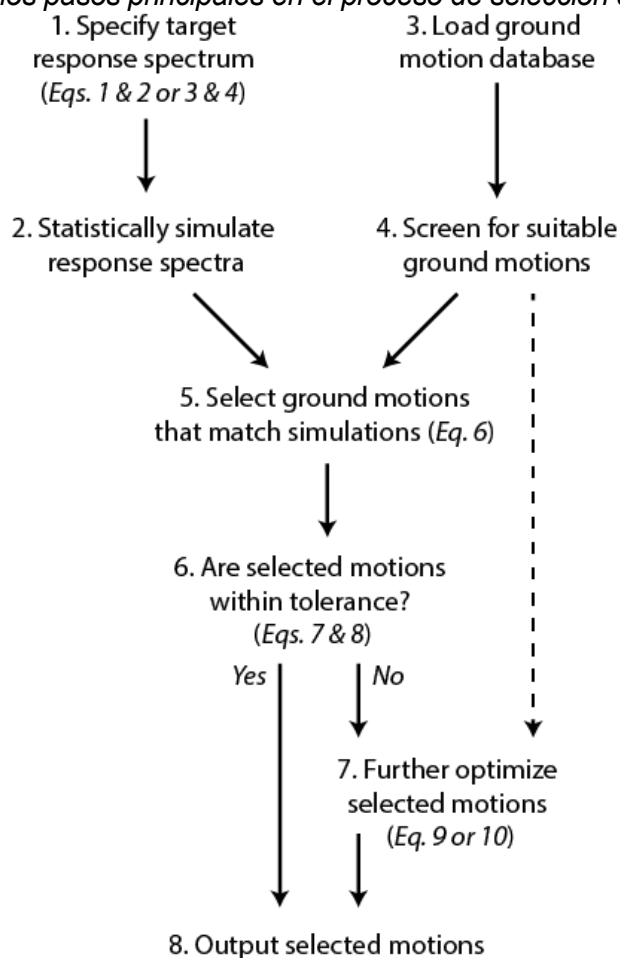
$$d(T_j) = \max(|F_{lnSa(T_j)}^*(x) - F_{lnSa(T_j)}(x)|) \quad (4.5)$$

- (8) Se obtienen los registros sísmicos compatibles con un espectro objetivo.

Los pasos del algoritmo descrito se resumen en el diagrama de flujo presentado en la Figura 34.

Figura 34

Diagrama de flujo de los pasos principales en el proceso de selección de registros sísmicos.



Nota: Tomado de Baker y Lee (2018).

4.3 Generación de movimientos sísmicos de diseño para el sitio del depósito

Con la finalidad de la generación de registros sísmicos de diseño para el sitio del depósito de relaves y teniendo en cuenta la evaluación del peligro sísmico determinístico de la zona de estudio, se consideró como paso inicial la generación de una base de datos de sismos con mecanismo de falla tipo subducción. La base de datos fue conformada con registros sísmicos seleccionados de instituciones como: COSMOS (*The Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems*), el Instituto Geofísico del Perú (IGP), la red acelerográfica del CISMID (Centro Peruano de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres), la red acelerográfica de la Universidad de Chile (RENADIC) y el Centro Sismológico Nacional – Universidad de Chile (CSN). La base de datos generada contiene 251 registros sísmicos, conformada principalmente por sismos de subducción, interfase e intraplaca registrados en Perú y Chile, los cuales se indican en el anexo 2.

4.3.1 Generación de Registros Sísmicos – Método de Ajuste Espectral

Los registros sísmicos empleados para el ajuste espectral corresponden a sismos históricos empleados en la práctica ingenieril actual en los ADNL. Para el ajuste espectral, se tuvo como espectro objetivo el espectro del MCE (P.84), el cual es comúnmente empleado para el análisis y diseño de estructuras geotécnicas importantes en zonas de alta sismicidad (p. ej., Perú y Chile). Idealmente, los registros tiempo-historia seleccionados para la generación de registros sísmicos sintéticos deberían tener mecanismos tectónicos, magnitud y condiciones de sitio, entre otras características, similares a las de los espectros de diseño. Sin embargo, debido a la escasa cantidad de registros en Sudamérica para movimientos del terreno que cuenten con los mismos parámetros que los de la zona de estudio, se hace necesario flexibilizar estas condiciones. Se consideraron sismos nacionales e internacionales de mecanismo tipo intraplaca, consistentes con el mecanismo predominante del MCE (la Tabla 7 indica las características de los sismos considerados). Los espectros de respuesta de los registros sísmicos seleccionados y ajustados espectralmente con 5% de amortiguamiento se muestran en la Figura 35. En el anexo 3 se presentan gráficas comparativas de los sismos ajustados espectralmente y los sismos semilla.

Figura 35

Espectros de respuesta de aceleraciones (gris) ajustados al espectro objetivo (Verde). correspondiente al MCE P.84.

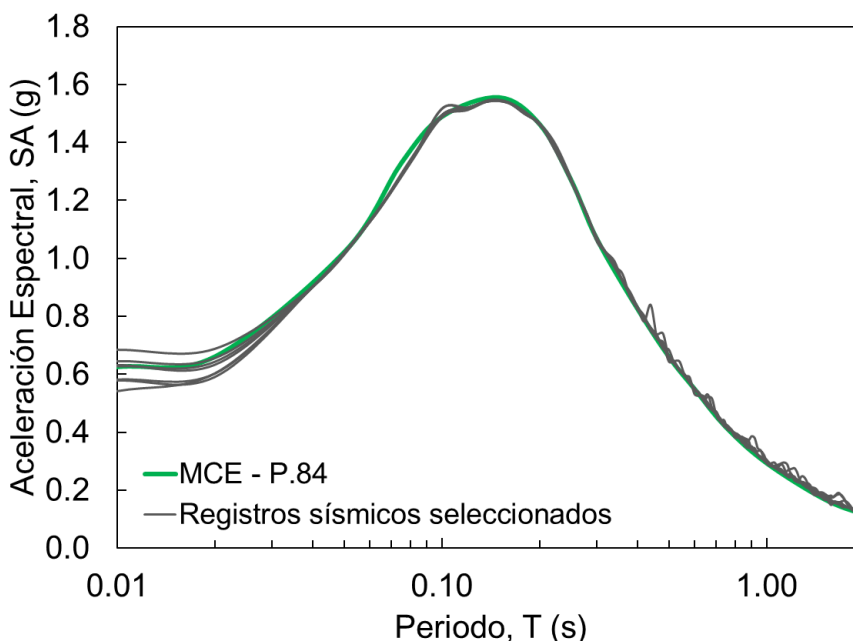


Tabla 7

Registros sísmicos empleados para el ajuste espectral.

Sismo ID	Evento	Dirección	Estación	Magnitud	Mecanismo	Coordenadas Sismo		Profundidad (km)	Fuente Sismo	R _{epi} (km)	Coordenadas Estación		Fuente Estación	V _{s30} (m/s)
						Latitud	Longitud				Latitud	Longitud		
A	31/05/1970 21:41:00 (Perú)	NS	Parque de la Reserva	7.9 Mw	Intraplaca	-9.36	-78.87	64	CISMID	361.7	-12.07	-77.04	CISMID	608
B	15/10/1997 01:03:30 (Chile)	T	Illapel	7.1 Mw	Intraplaca	-31.02	-71.23	68	Astroza et al. (2002)	170.4	-31.63	-71.17	Yang et al. (2019)	613
C	13/01/2001 17:33:32 (El Salvador)	180	San José de la Montaña	7.6 Mw	Intraplaca	13.04	-88.66	60	COSMOS	523	17.71	-89.23	COSMOS	Suelo
D	13/06/2005 22:44:33 (Chile)	NS	Iquique	7.9 Mw	Intraplaca	-19.9	-69.13	111	U. de Chile	111	-20.21	-70.14	Yang et al. (2019)	1263
E	13/06/2005 22:44:33 (Chile)	EW	Pica	7.9 Mw	Intraplaca	-19.9	-69.13	111	U. de Chile	68.9	-20.49	-69.33	Yang et al. (2019)	1087
F	08/09/2017 04:49:17 (México)	N90E	Escuela Primaria Mugica	8.2 Mw	Intraplaca	14.76	-94.1	45.9	RAII-UNAM	379.4	17.06	-96.72	RAII-UNAM	Suelo
G	19/09/2017 18:14:40 (México)	N90E	Raboso	7.1 Mw	Intraplaca	18.33	-98.67	38.5	RAII-UNAM	36.1	18.57	-98.44	RAII-UNAM	Roca

4.3.2 Selección de un Set de Registros Sísmicos (Univ. de Stanford)

Teniendo en cuenta que el método de la Universidad de Stanford emplea una base de datos, se tuvo en consideración que los registros sísmicos seleccionados de la base de datos indicados en el anexo 2 posean un V_{s30} de entre 600 a 950 m/s. Dada la limitación de la cantidad de eventos sísmicos, se consideraron para la selección eventos de mecanismo tipo interfase e intraplaca.

La Tabla 8 muestra los registros individuales seleccionados y los factores de escala asociados. Los registros sísmicos seleccionados serán usados en el presente estudio para evaluar la respuesta sísmica del depósito de relaves de la presente tesis.

Tabla 8

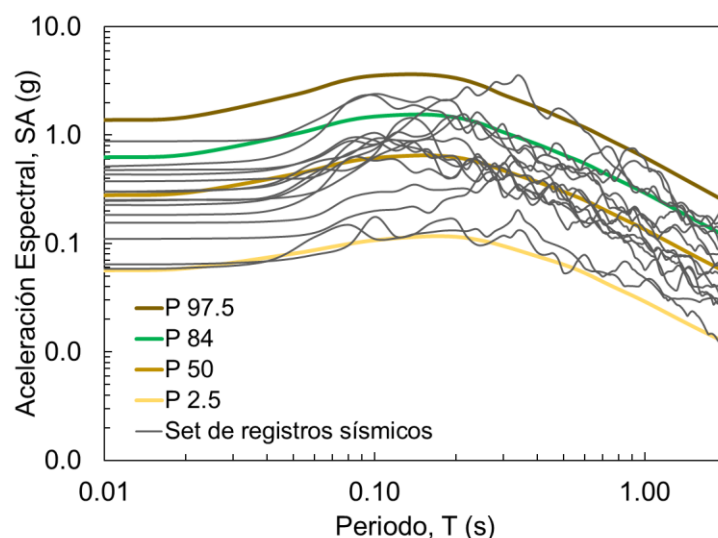
Sismos seleccionados para la generación de registros sísmicos compatibles al espectro determinístico. Metodología U. Stanford.

Sismo ID	Evento	Estación	Mecanismo	Factor de escala	V_{s30} (m/s)
1	17/10/1966 21:41:00	Parque de la Reserva	Interfase	0.8	608
16	09/11/1974 12:59:54	Parque de la Reserva	Interfase	0.8	608
55		Pichilemu		1.1	623/1135
57	03/03/1985 22:47:07	Quintay	Interfase	1.1	595
60		San Fernando		0.8	543/666
69	15/10/1997 01:03:30	Illapel	Intraplaca	0.8	613
97	13/06/2005 22:44:33	Calama	Intraplaca	0.8	745
162	27/02/2010	Santiago La Florida		0.9	598/685
171	06:34:11	Talca	Interfase	0.8	537/548/560/598/648/677
197	01/04/2014 23:46:47	T03A	Interfase	0.8	613
207		CO03		1.1	704
208		C11O		1.1	626
214	16/09/2015 22:54:32	C20O	Interfase	1.1	737
216		C33O		0.9	587
239		C23O		1.0	751

Los espectros de respuesta del set de registros sísmicos se presentan en la Figura 36 considerando como espectro objetivo el MCE P.50 y sus desviaciones estándares asociadas.

Figura 36

Espectros de respuesta asociados al espectro objetivo MCE P.50 y sus desviaciones estándares asociadas.



4.3.3 Modelos de Movimientos del Suelo Condicionado (CGMMs)

Recientemente, se están desarrollando Modelos de Movimientos del Suelo Condicionados (CGMMs) para zonas de subducción con la base de datos de registros sísmicos del proyecto Nueva Generación de Relaciones de Atenuación para zonas sísmicas de subducción (NGA-Sub) del Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER), presentadas por Kishida et al. (2018) y Mazzoni et al. (2022). Estos modelos son empleados para estimar la AI, CAV y PGV. Estas IMs pueden ser consideradas para su aplicación en la ingeniería geotécnica sísmica como indicadores de potencial de daño en estructuras, problemas que involucran la licuación de suelos, para el desarrollo de funciones de fragilidad, etc. Dado que los CGMMs poseen desviaciones estándar considerablemente menores que los modelos no condicionados (tradicionales), las IMs podrían ser estimadas con mucha menor variabilidad aleatoria para un escenario sísmico y características de sitio específicas, acorde con lo descrito por Macedo et al. (2019).

Macedo et al. (2022) menciona que existen dos tipos de modelos del movimiento del suelo (GMMs) disponibles para la estimación de medidas de intensidad (IM) del movimiento del suelo. El primer tipo de GMM es a menudo referido como tradicional (no condicionado), en el cual un GMM estima directamente una IM dado un escenario sísmico y las características del sitio (p. ej., magnitud de momento M_w , distancia del sitio a la ruptura del sismo R_{rup} , V_{s30} , etc.). Ejemplos de GMMs tradicionales son los modelos desarrollados por el *Next Generation Attenuation-West2 Project* (NGA-WEST2) (Bozorgnia et al., 2014)

y el *NGA-Subduction Project* (Bozorgnia et al., 2022). Una alternativa para la formulación de los GMMs es el concepto de modelo de movimiento del suelo condicionado (CGMM), que provee estimaciones de IMs distintas de los valores de aceleración pseudoespectral (PSA), condicionados en IMs de PSA, parámetros sísmicos (p. ej., M_w , R_{rup}) y condiciones de sitio (p. ej., V_{s30}). Los CGMMs desarrollados para las zonas de subducción se presentan a continuación:

4.3.3.1 Modelo condicionado para estimar la intensidad de Arias (AI).

Macedo et al. (2019) desarrollaron un CGMM para estimar la intensidad de Arias. La intensidad de Arias (I_A) es una medida de intensidad (IM) informativo escalar del movimiento del suelo que captura simultáneamente múltiples características de un registro del movimiento del suelo, como la amplitud, el contenido de frecuencia y la duración. I_A se define de acuerdo con:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{max}} a(t)^2 dt \quad (4.6)$$

En donde g es la aceleración de la gravedad, $a(t)$ es la serie temporal de aceleración en el tiempo t y t_{max} es la duración total del registro del movimiento del suelo.

La estimación de la I_A está condicionada a la aceleración horizontal máxima del suelo (PGA), la aceleración espectral en el periodo $T=1$ s (SA1), la velocidad de las ondas de corte promedio en los primeros 30 metros del suelo V_{s30} y la magnitud del terremoto M_w . La siguiente ecuación muestra la forma funcional considerada para la regresión evaluada:

$$\ln[I_A(m/s)] = c_1 + c_2 \ln(V_{s30}) + c_3 M_w + c_4 \ln(PGA) + c_5 \ln(SA1) \quad (4.7)$$

Donde V_{s30} esta en metros por segundo, PGA y $SA1$ están en g. Los coeficientes c_1 a c_5 son estimados de las regresiones realizadas, los cuales se detallan en la publicación de Macedo et al. (2019) para las zonas de subducción interfase e intraplaca.

4.3.3.2 Modelo condicionado para estimar la velocidad absoluta acumulada (CAV).

Liu y Macedo (2022a) desarrollaron un CGMM para estimar la velocidad absoluta acumulada (CAV). La CAV es la acumulación continua de la aceleración durante un sismo, que se define de la siguiente manera:

$$CAV = \int_0^{t_{max}} |a(t)| dt \quad (4.8)$$

Donde $a(t)$ es la aceleración en el tiempo t en m/s^2 y t_{max} es la duración total del registro del movimiento del suelo. La CAV se ha utilizado ampliamente como una medida de intensidad (IM) escalar que combina tanto intensidad como duración.

La estimación de la CAV está condicionada a la máxima aceleración del suelo (PGA), la velocidad de las ondas de corte promedio en los primeros 30 metros del suelo (V_{s30}), la magnitud del terremoto (M_w) y la aceleración espectral en el periodo de 1 segundo ($PSA(1.0 s)$).

$$\ln CAV(m/s) = a_0 + a_1 \ln(PGA) + a_2 M_w + a_3 \ln(V_{s30}) + a_4 \ln PSA(1.0 s) \quad (4.9)$$

Donde PGA y $PSA(1.0 s)$ están en g , y V_{s30} esta en m/s ; a_0 a a_4 son coeficientes determinado por la evaluación de regresión los cuales se detallan en la publicación de Liu y Macedo (2022a) para las zonas de subducción interfase e intraplaca.

4.3.3.3 Modelo condicionado para estimar la velocidad máxima del suelo (PGV).

Liu y Macedo (2022b) desarrollaron un CGMM para estimar la velocidad máxima del suelo (PGV). La PGV es una medida de intensidad (IM) del movimiento del suelo que tiene varias aplicaciones en la ingeniería sísmica y se ha utilizado con frecuencia como un indicador indirecto del potencial de daño a la infraestructura.

La estimación de la PGV en los CGMMs está condicionado a la distancia de ruptura (R_{rup}), la magnitud (M_w), la velocidad de las ondas de corte promedio en los primeros 30 metros del suelo (V_{s30}) y la aceleración pseudoespectral $PGV(T_{PGV})$. El periodo T_{PGV} en los CGMMs depende de la magnitud.

$$\begin{aligned} \ln PGV = & a_1 + f_1(M_w) \ln PSA(T_{PGV}) + a_4(M_w - M_1) + a_5(M_2 - M_w)^2 \\ & + a_6 \ln(R_{rup} + 10e^{0.4(M_w - 6)}) + (a_7 \\ & + a_8(M_w - M_1)) \ln\left(\frac{V_{s30}}{V_{s0}}\right) \end{aligned} \quad (4.10)$$

$$f_1(M_w) = \begin{cases} a_2 & ; \text{para } M_w < 5 \\ a_2 + (a_3 - a_2)(M_w - 5.5)/2.5 & ; \text{para } 5 \leq M_w \leq 7.5 \\ a_3 & ; \text{para } M_w > 7.5 \end{cases} \quad (4.11)$$

$$\ln T_{PGV} = b_1 + b_2 M_w \quad (4.12)$$

Donde a_1 hasta a_8 son coeficientes que se determinaron utilizando procedimientos de regresión. PGV y PSA están en unidades de cm/s y g , respectivamente. M_1 y M_2 controlan la diferencia en la escala de magnitud antes y después del punto de quiebre de

la magnitud. b_1 y b_2 son coeficientes estimados para determinar $\ln T_{PGV}$. V_{s0} corresponde a un parámetro acorde al mecanismo de falla. Más información se detalla en la publicación de Liu y Macedo (2022b).

4.3.4 Evaluación de Registros Sísmicos mediante los CGMMs

En este acápite se analiza la concordancia de las IMs estimadas por los CGMMs y las obtenidos de los registros sísmicos compatibles con un espectro objetivo (un *set* de registros y registros ajustados espectralmente), los cuales serán empleados para realizar los ADNL.

Para la estimación de las IMs (AI, PGV y CAV) se consideró las características del espectro determinístico del MCE (P.84), el cual posee las características descritas en la Tabla 9. Donde R_{rup} se refiere a la distancia del sitio hasta la ruptura del sismo y SA1 a la aceleración espectral para $T=1.0$ s.

Tabla 9

Características del espectro MCE (P.84).

Características	Unidad	Valor
V_{s30}	m/s	760
Mecanismo de falla	-	Intraplaca
Mw	-	8
PGA	g	0.626
SA1	g	0.294
R_{rup}	km	106

De acuerdo con los parámetros descritos en la Tabla 9 y las formulaciones propuestas por Macedo et al. (2019), Liu y Macedo (2022a), y Liu y Macedo (2022b), se estimaron las IMs: AI, CAV y PGV, las cuales se presentan en la Tabla 10. Adicionalmente, se incluyen las desviaciones estándar asociadas (en escala logarítmica natural) descritas por los autores mencionados.

Tabla 10

Estimación de las IMs acorde a los CGMMs.

IM	Unidad	Valor
AI	m/s	7.59
CAV	m/s	31.57
PGV	cm/s	24.53
σ (AI)	-	0.33
σ (CAV)	-	0.30
σ (PGV)	-	0.37

La Figura 37 (en escala logarítmica) presenta las IMs estimadas por los CGMMs y las obtenidas de los registros sísmicos de diseño (considerando las dos metodologías

descritas anteriormente). Con la finalidad de hacer comparaciones razonables, las IMs estimadas del *set* de registros sísmicos obtenidos mediante la metodología de Baker y Lee (2018) fueron evaluadas para obtener su mediana y desviación estándar asociada, de tal manera que su media más una desviación estándar sea comparable con la obtenida por la metodología de ajuste espectral y las obtenidas de los CGMMs para el espectro de diseño (MCE P.84).

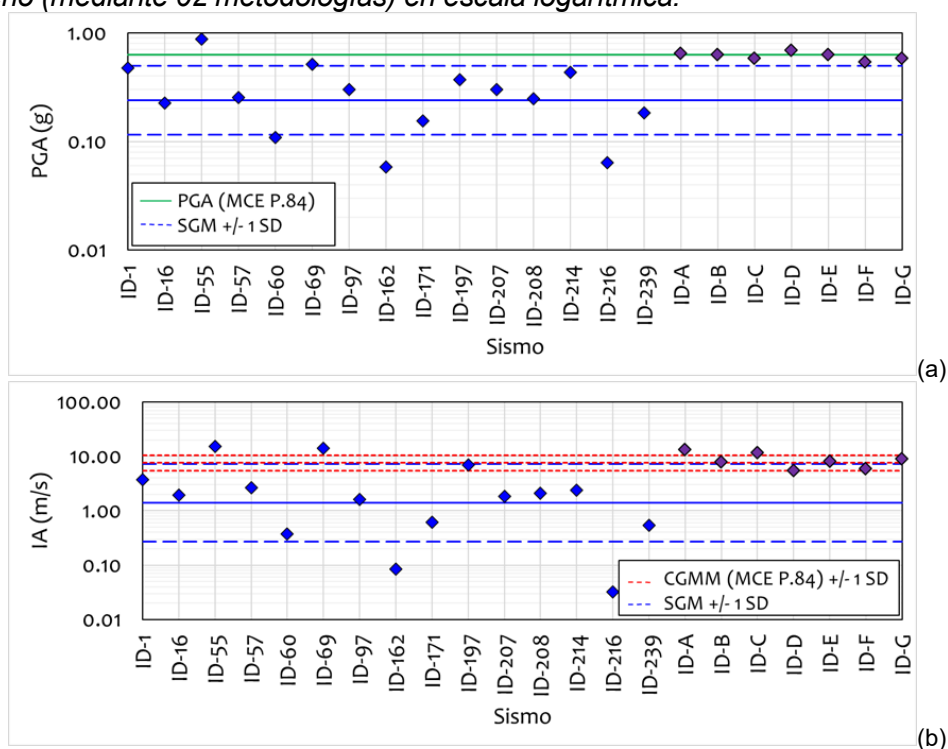
Los resultados de las IMs de los registros ajustados espectralmente (puntos morados en la Figura 37) son, en general, consistentes con los estimados por los CGMMs. Si bien se presentan registros que exceden los estimados por los CGMMs, no se excede la desviación estándar de 1, usualmente obtenida de modelos tradicionales.

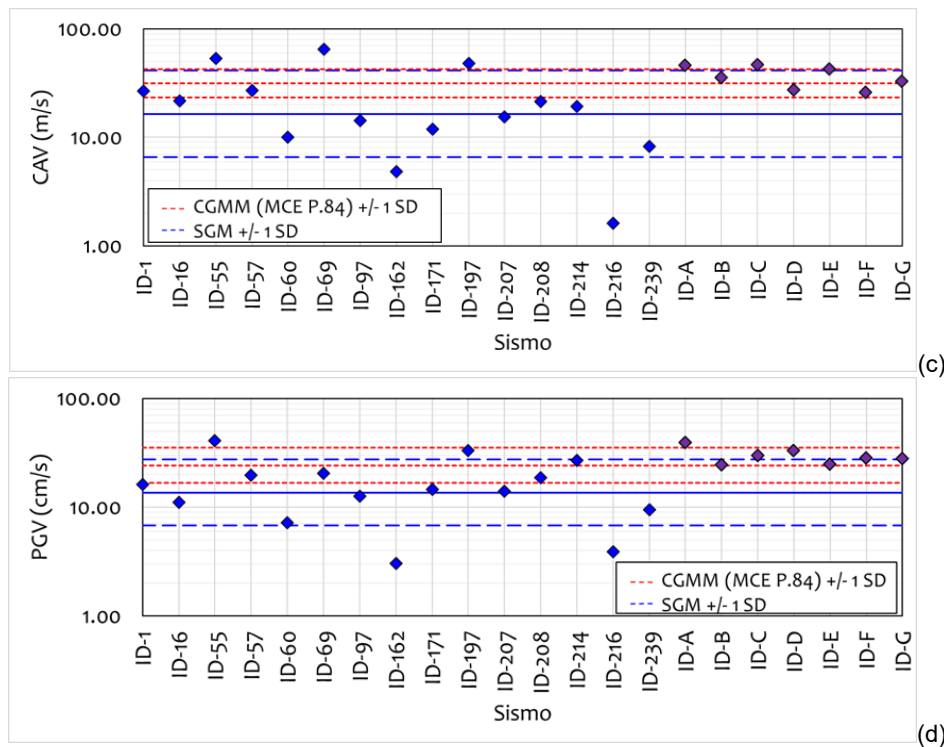
Los resultados de las IMs del *set* de registros sísmicos (puntos azules en la Figura 37), en términos de su media más una desviación estándar, resultan consistentes con los rangos estimados por los CGMMs.

Los resultados evidencian una correlación consistente en la estimación de las IMs mediante los CGMMs y las obtenidas de los registros sísmicos de diseño. En consecuencia, dado el escenario sísmico y las características de sitio específicas del lugar de análisis, los registros sísmicos de diseño resultan consistentes con la demanda del sitio en particular y, por ende, son aplicables en los ADNL de la presente tesis.

Figura 37

Comparación de las IMs estimadas de los CGMMs y los obtenidos de registros sísmicos de diseño (mediante 02 metodologías) en escala logarítmica.





Nota: Líneas en rojo: estimaciones de las IMs según los CGMMs con su respectiva desviación estándar asociada. Líneas en azul: estimaciones de las IMs según el set de registros seleccionados por la metodología de Baker & Lee (2018). (SD: Standar Deviation). Tomado de Baker y Lee (2018).

4.3.5 Evaluación de Registros Sísmicos basados en la Potencia Espectral

Labanda et al. (2021) presentaron una medida de intensidad novedosa basada en la potencia espectral de registros sísmicos y aplicada al problema de estimar la demanda de desplazamiento de una IAR construida aguas arriba, sometida a terremotos intensos. La propuesta se inspira en la evidencia de que la demanda sísmica de la IAR (desplazamientos en la base y cresta) está fuertemente correlacionada con la potencia de los sismos en el rango de frecuencias baja y baja-media, cercano al periodo natural del primer modo de la presa. Los autores presentan la siguiente definición:

4.3.5.1 Definición de una medida de intensidad basada en la potencia espectral.

La medida de intensidad propuesta se calcula utilizando la descomposición espectral mediante la Transformada Rápida de Fourier (FFT), una implementación eficiente de la Transformada Discreta de Fourier (DFT). En este sentido, cada registro sísmico se descompone en funciones trigonométricas con diferentes contenidos de frecuencia y amplitudes, lo que permite calcular la potencia espectral para cada frecuencia discreta. La formulación se expresa en un espacio discreto, asumiendo una señal sísmica discreta $\{a_n\} = a_0, a_1, \dots, a_{N-1}$ expresada como un conjunto finito de N elementos uniformemente

espaciados de aceleraciones en la historia temporal. La DFT de los registros sísmicos se define utilizando la fórmula de Euler:

$$\begin{aligned}\mathcal{F}\{a_n\}(j) = \{A_j\} &= \sum_{n=0}^{N-1} a_n \cdot e^{-i2\pi j \frac{n}{N}} \\ &= \sum_{n=0}^{N-1} a_n \cdot \left[\cos\left(\frac{2\pi}{N} jn\right) + i \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{N} jn\right) \right]\end{aligned}\tag{4.13}$$

Donde $\{A_j\}$ es un conjunto de vectores complejos que representan la amplitud y la fase de un componente sinusoidal complejo y j es un número entero que representa el dominio de frecuencia. La densidad espectral de potencia en función de la frecuencia se define como la norma de la amplitud en cada frecuencia discreta.

$$S(j) = \|\mathcal{F}\{a_n\}(j)\|^2\tag{4.14}$$

Entonces, la medida de intensidad definida en términos de la potencia espectral de la señal en todas las ventanas de frecuencia es:

$$P_{0-\infty} = \sum_{j=0}^{\infty} S(j) \Delta j\tag{4.15}$$

Donde Δj es el muestreo de la frecuencia. Para propósitos prácticos la medida de intensidad emplea una frecuencia más alta considerada como el límite de la potencia. Es decir, $P_{0-x \text{ Hz}}$ es la potencia acumulada entre las frecuencias de 0 a x Hz. Aplicando el teorema de Parseval a la señal discreta obtenemos:

$$\sum_{n=0}^{N-1} \|a_n\|^2 = \sum_{j=0}^{\infty} \|\mathcal{F}(j)\|^2\tag{4.16}$$

Esto significa que, cuando la amplitud se integra en todo su dominio de frecuencia, la medida de intensidad propuesta, expresada en términos de la descomposición espectral, tiende a representar medidas de intensidad clásicas basadas en la integración de la señal sísmica, como la intensidad de Arias. De esta manera, este enfoque de potencia espectral presentado aquí se establece como una generalización de estas medidas de intensidad clásicas. La potencia espectral se expresa generalmente de manera adimensional para ser representada mediante un espectrograma, que muestra la descomposición de la señal en términos de tiempo, frecuencia y potencia espectral. Luego, la potencia espectral, expresada en decibelios (dB) se puede calcular como:

$$P_{dB} = 10 \log_{10} \left(\frac{P}{P_r} \right) \quad (4.17)$$

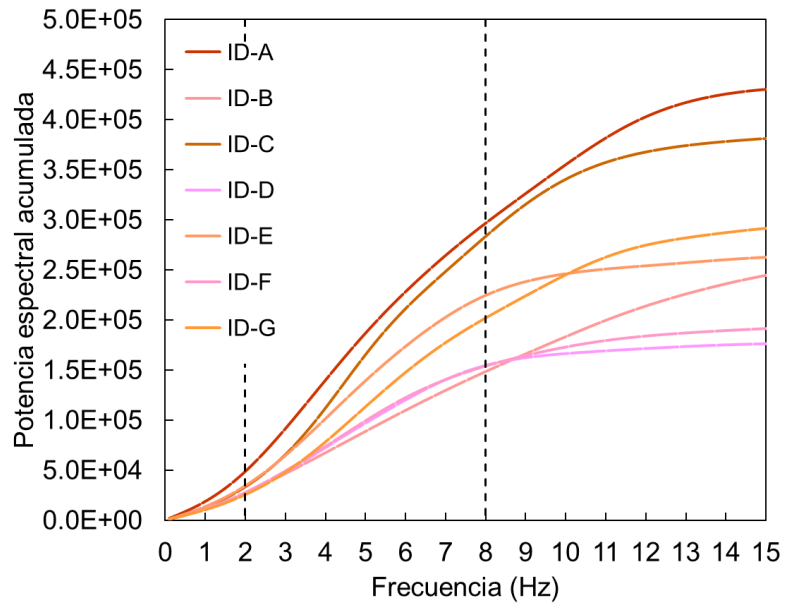
Donde P es la potencia espectral calculada y $P_r = 10^{1.5}$ es una potencia de referencia. La potencia de referencia actúa como un desplazamiento simple en la potencia acumulada y no modifica la medida de intensidad propuesta.

4.3.5.2 Evaluación de los registros sísmicos basados en la potencia espectral.

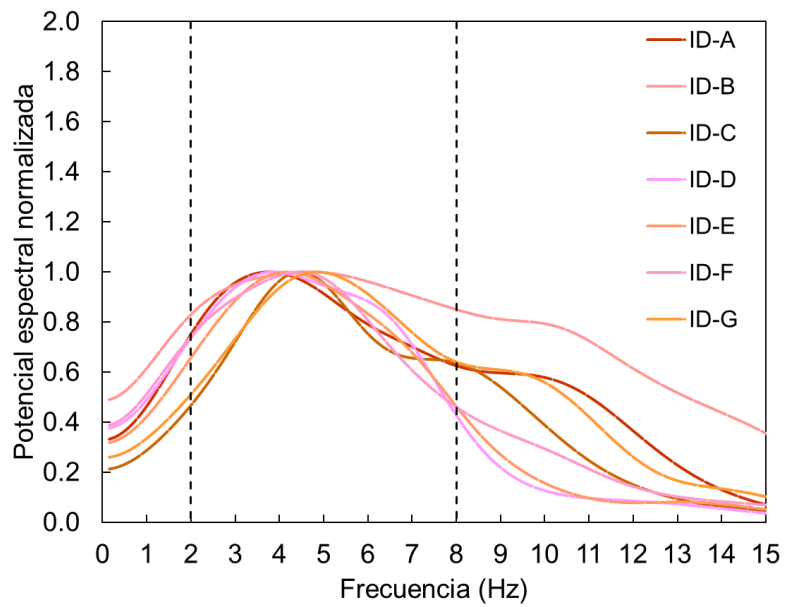
Para la presente evaluación, se generó los espectrogramas de los registros sísmicos seleccionados, los cuales se presentan en el anexo 4 y fueron empleados para estimar la potencia espectral de cada registro. En la Figura 38 se presenta la evaluación de registros generados por la metodología de ajuste espectral. Se evidencia en la Figura 38a que, aunque se tuvo un espectro objetivo, se presenta una variabilidad en la potencia espectral acumulada de los registros. En la Figura 38b se identificó que los registros sísmicos (de mecanismo de falla intraplaca) presentan un mayor contenido energético en el orden de frecuencias medias (frecuencias bajas: son las menores a 2 Hz, medias: entre 2 y 8 Hz, y altas: mayores a 10 Hz). En la Figura 39 se presenta la evaluación del set de registros seleccionados mediante la metodología de Baker y Lee (2018). En la Figura 39a se evidencia la variabilidad en el contenido energético de los registros sísmicos. En la Figura 39b se identificó que el mayor contenido energético en general se presenta en el orden de frecuencias bajas a medias (en su mayoría son sismos de interfase; ver Tabla 8). La variabilidad identificada en esta gráfica podría estar vinculada a que los registros fueron seleccionados en base a un V_{s30} (600 – 950 m/s) y no en una discretización más exhaustiva de las características del suelo de fundación, que pueda haber generado amplificaciones en los registros.

Figura 38

Potencia espectral de los sismos ajustados espectralmente.



(a)

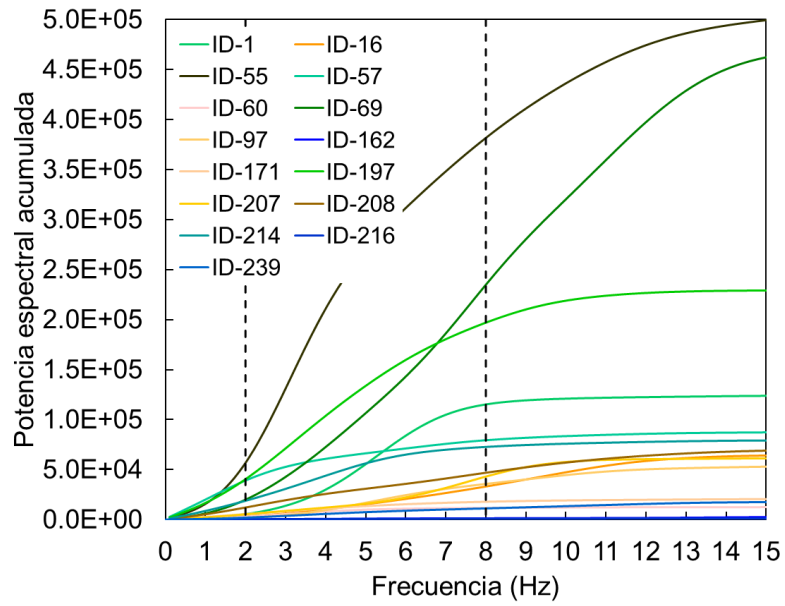


(b)

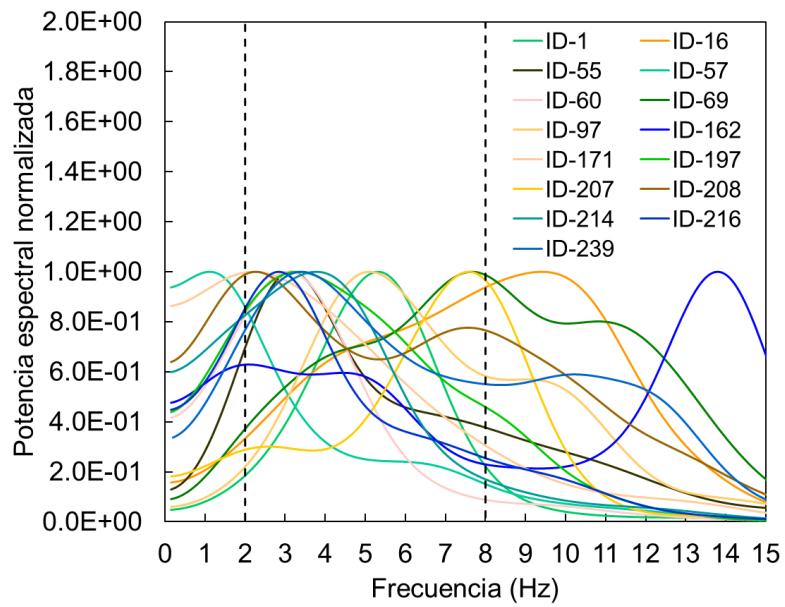
Nota: (a) Potencia espectral acumulada de los sismos ajustados espectralmente y (b) la potencia espectral normalizada.

Figura 39

Potencia espectral del set de registros sísmicos compatibles con el MCE.



(a)



(b)

Nota: (a) Potencia espectral acumulada del set de registros sísmicos compatibles con el MCE P.50 y su desviación estándar asociada ajustados espectralmente y (b) la potencia espectral normalizada.

Capítulo V. Caracterización geotécnica del depósito de relaves

5.1 Introducción

En este capítulo se pretende describir la caracterización geotécnica de los principales materiales que conforman el depósito de relaves a evaluar. Para ello, primeramente, se presentará una descripción del depósito y, posteriormente, la discusión de los parámetros estáticos y dinámicos en función de los ensayos de laboratorio, campo y la literatura técnica disponible.

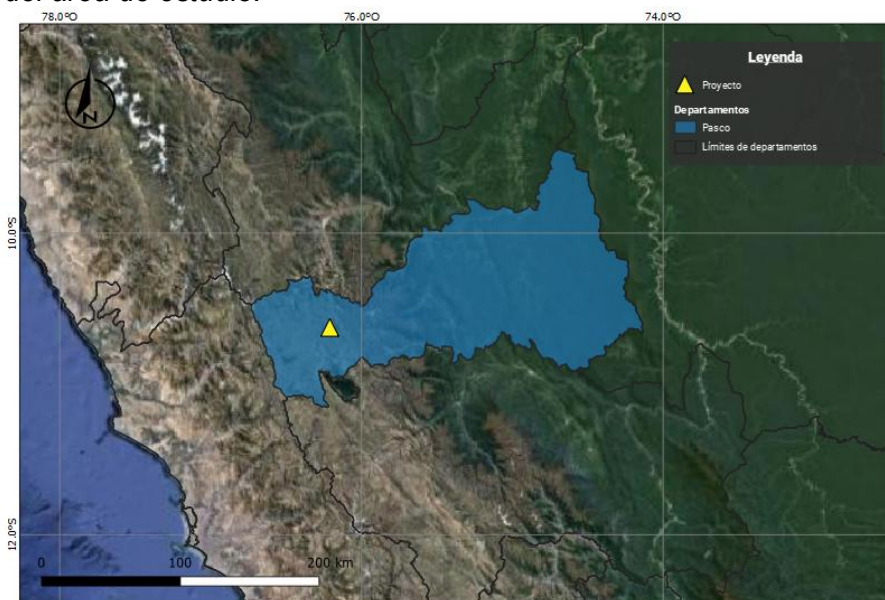
5.2 Descripción del depósito de relaves

5.2.1 Ubicación

El depósito de relaves se encuentra ubicado en el distrito de San Francisco de Asís de Yarusyacán y Yanacocha, provincia y departamento de Pasco. Geográficamente, está ubicado en el flanco oriental de la cordillera de los Andes (ver Figura 40). El depósito fue construido con el fin de desarrollar actividades de exploración y explotación de yacimientos mineros para producir concentrados de plomo, zinc y cobre, con contenidos de plata.

Figura 40

Ubicación del área de estudio.



5.2.2 Procedimiento constructivo

Existen tres métodos de construcción, los cuales se basan en la elevación del dique de contención durante la operación del depósito. Este proceso inicia con un pequeño dique (muro de partida), el cual se eleva a medida que se depositan más relaves. Los métodos

de construcción son “Aguas Abajo”, “Eje o Línea Central” y “Aguas Arriba”. El último está prohibido en países como Perú (D.S. N°40) y Chile, debido a que representa una alternativa geotécnicamente desfavorable, puesto que, en cada levante del muro, este se apoya sobre los relaves generando una mayor presión sobre ellos (Bard, 2019).

El método más utilizado y seguro es el de construcción “Aguas Abajo”, donde la dirección de crecimiento del muro proporciona un mayor soporte al apoyarse sobre el material de contención depositado previamente. Acompañado de una correcta compactación, este método ofrece una mayor estabilidad física. En la Figura 41, Figura 42 y Figura 43 se presentan los tres métodos de construcción descritos. El método de “Aguas Abajo” fue empleado para el depósito de evaluación de la presente tesis.

Figura 41

Método de construcción Aguas Arriba (MSHA, 2010).

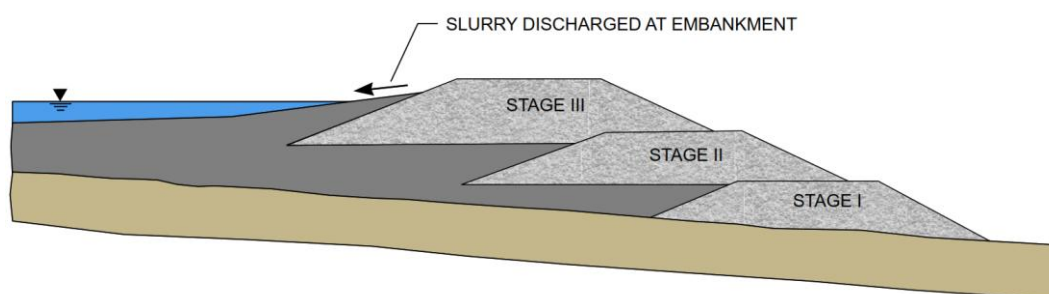


Figura 42

Método de construcción Aguas Abajo (MSHA, 2010).

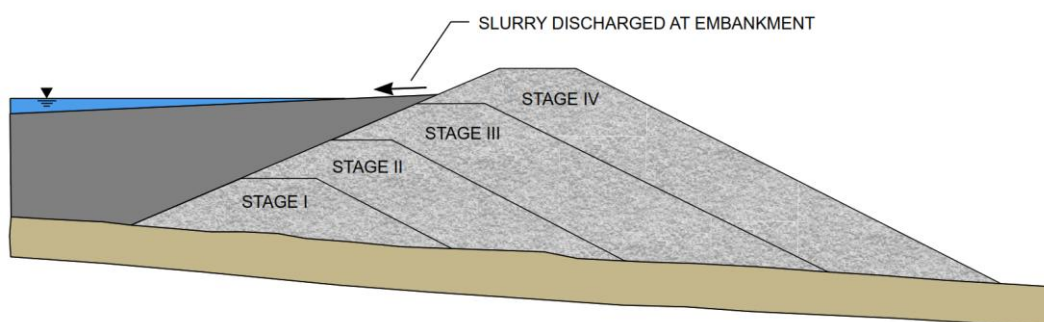
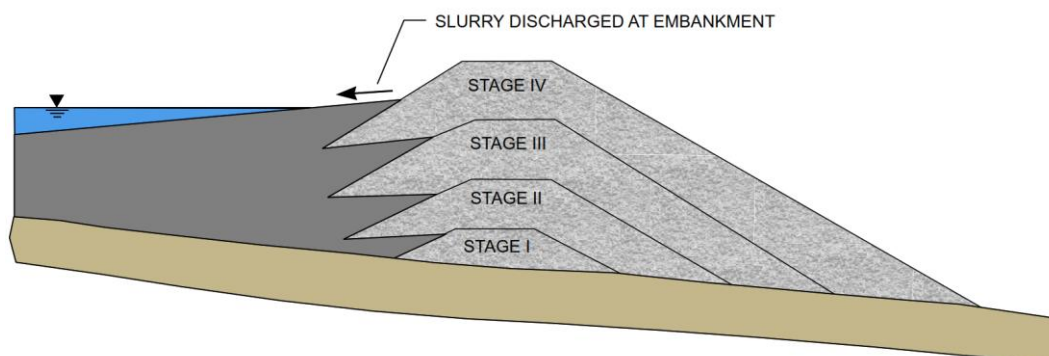


Figura 43

Método de construcción Eje Central (MSHA, 2010).

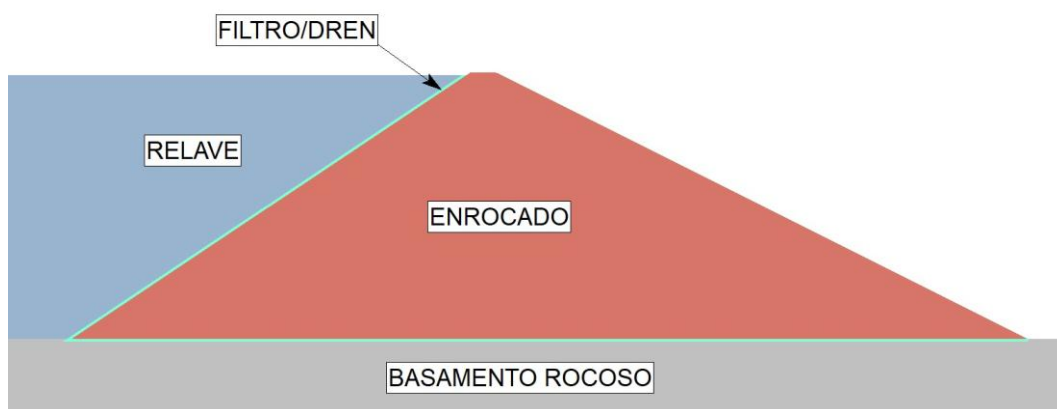


5.2.3 Geometría y Materiales del Depósito de Relaves

Con la finalidad de obtener conclusiones generales aplicables a depósitos de relaves con características similares al depósito en evaluación, se realizó una simplificación geométrica del depósito actual, como se muestra en la Figura 44. Esto se debe a que los depósitos en distintas partes del mundo pueden presentar formas de recrementos mixtas, materiales del dique diferenciados a lo largo de las etapas constructivas, variabilidad en el contenido de finos de los relaves durante la disposición, suelo de cimentación susceptible a licuación, entre otras características, que hacen únicos los análisis ADNL para cada depósito. En la Figura 44 se presentan los materiales que conforman el depósito de relaves, así como las siguientes características geométricas: el material de enrocado presenta una elevación de 101.0 m, un ancho de cresta de 10.0 m y un borde libre de 1.0 m. El talud aguas abajo corresponde a 2.0H:1.0V y el talud aguas arriba 1.5H:1.0V.

Figura 44

Materiales que conforman el depósito de relaves.

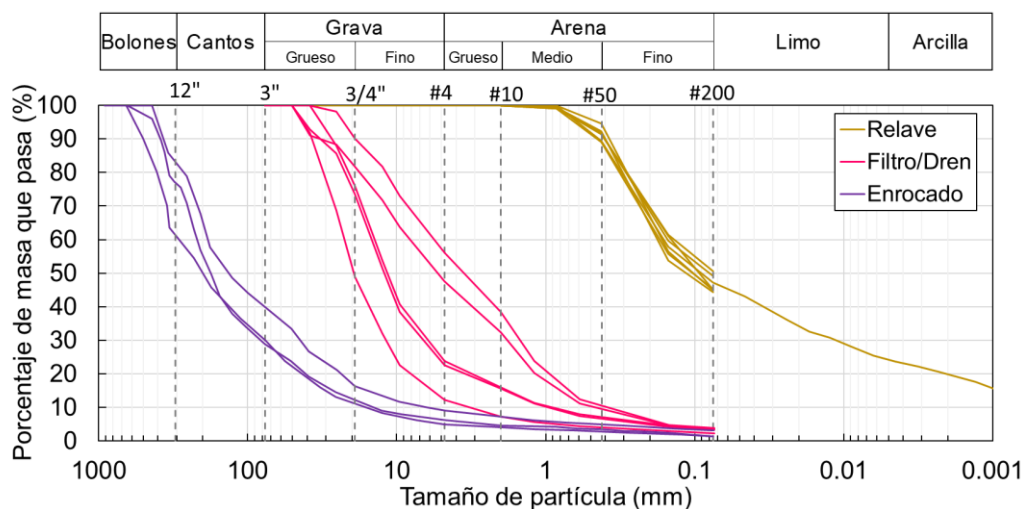


5.3 Caracterización geotécnica

La información recopilada de las investigaciones geotécnicas del sitio fue revisada e interpretada para caracterizar el relave, el enrocado, el filtro/dren y el basamento rocoso. Las propiedades de la cimentación se basaron en ensayos de campo (p. ej., ensayos geofísicos y perforaciones). El dique de la presa está compuesto principalmente por material de enrocado y el filtro/dren. El filtro/dren está constituido principalmente por gravas y arenas (GP, GW y SP), mientras que el material de relleno de enrocado está compuesto de cantos y bolones. Los relaves se clasifican como arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad (SC-SM y CL), con un índice de plasticidad de bajo a medio ($IP=6-9\%$) y poseen un contenido de finos de $CF=44-51\%$ y una gravedad específica de sólidos (G_s) de entre 2.81-2.96. La Figura 45 presenta la distribución granulométrica de los materiales que conforman el depósito de relaves.

Figura 45

Distribución de tamaño de partícula de los relaves mineros y materiales de presa.



Dada la importancia de la respuesta mecánica de los relaves mineros en la respuesta sísmica de la presa, se llevó a cabo una caracterización detallada de la respuesta del relave minero depositado. Como señalaron Macedo y Vergaray (2022), los relaves mineros son generalmente materiales geológicamente jóvenes, con granos angulares en lugar de redondeados y frecuentemente con proporciones más bajas de cuarzo en comparación con muchos suelos naturales. Por lo tanto, las correlaciones geotécnicas estándar no deben considerarse aplicables a los relaves sin una evaluación detallada de estos factores. En la industria, para las evaluaciones de análisis dinámicos, se han comenzado a utilizar ensayos cíclicos bajo distintas condiciones, como la presión de confinamiento, esfuerzo de corte inicial, la relación de vacíos y la relación de esfuerzo cíclico (CSR), para entender el comportamiento cíclico de los relaves. En la presente evaluación del material de relave, se realizaron pruebas de corte directo simple cíclico (CDSS), pruebas triaxiales consolidadas no drenadas y drenadas (CUTX y CDTX, respectivamente), así como ensayos de columna resonante y corte torsional (RCTS). A continuación, se detalla la caracterización del relave.

5.3.1 Comportamiento en carga monotónica del relave

La respuesta de los relaves mineros examinados a la carga monotónica se evaluó mediante 3 y 5 pruebas de compresión triaxial bajo condiciones drenadas y no drenadas, respectivamente. Las pruebas se realizaron siguiendo los procedimientos ASTM D4764 y ASTM D7181. Como se detalla en esta sección, estas pruebas también se utilizan para evaluar la Línea de Estado Crítico (CSL). Los especímenes ensayados mostraron un comportamiento contractivo en condiciones no drenadas. La trayectoria de esfuerzos

(Figura 46) conduce a un ángulo de fricción a volumen constante (ϕ'_{cv}) de 31° , correspondiente al 20-25% de la deformación axial (ϵ_a) y una relación de esfuerzos en el estado crítico (M_{tc}) de 1.24, dentro del rango identificado por Macedo y Vergaray (2022).

Los parámetros de esfuerzos están definidos como:

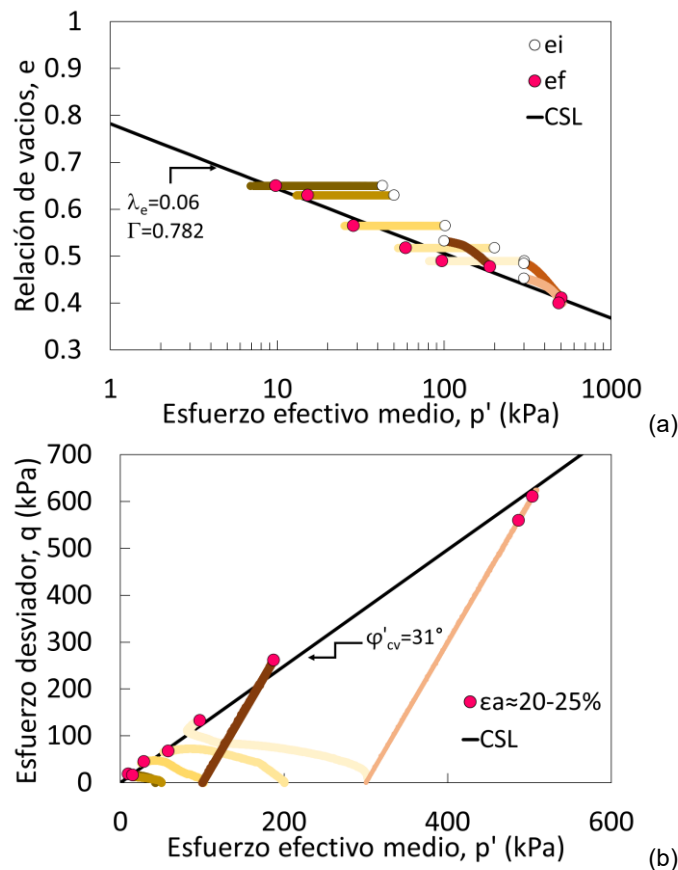
$$p' = (\sigma'_1 + 2 \times \sigma'_3)/3 \quad (5.1)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (5.2)$$

Donde σ'_1 y σ'_3 son los esfuerzos efectivos principales mayor y menor respectivamente.

Figura 46

Definición de la línea de estado crítico.



Nota: (a) Trayectoria de esfuerzos de los ensayos triaxiales monotónicos drenados y no drenados y la (b) Línea de Estado Crítico (CSL) de los relaves.

Los resultados de los ensayos triaxiales drenados y no drenados monotónicos fueron empleados para producir la línea de estado crítico (CSL), indicada en la Figura 46. Además, en esta ilustración se observa la relación de vacíos inicial del ensayo (e_i) antes del corte y en el estado crítico (e_f).

De acuerdo con la teoría de la Mecánica de Suelos en el Estado Crítico (CSSM) la línea de estado crítico (CSL) se define como:

$$e_{cs} = \Gamma - \lambda_e \times \ln(p') \quad (5.3)$$

Donde en el caso de la CSL lineal: Γ es la relación de vacíos a 1 kPa y λ_e es la pendiente.

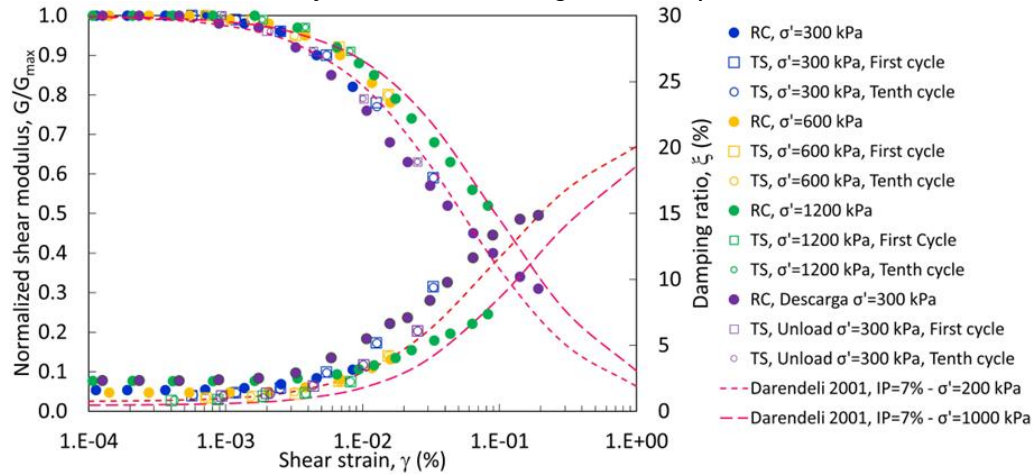
5.3.2 Comportamiento en carga cíclica del relave

5.3.2.1 Propiedades dinámicas del material.

Se ejecutaron ensayos de columna resonante y corte torsional en muestras disturbadas de relave. Los especímenes se colocaron en un dispositivo de columna resonante y se sometieron a pruebas para determinar el módulo de corte (G_{max}) y la razón de amortiguamiento a bajas amplitudes, así como las variaciones del módulo de corte (G) y la razón de amortiguamiento (ξ) con la deformación cortante. La Figura 47 muestra los resultados de las pruebas de columna resonante y corte torsional a diferentes esfuerzos de confinamiento, comparados con las curvas propuestas por Darendeli (2001).

Figura 47

Módulo de corte normalizado y curvas de amortiguamiento para el material de relave.



Nota: Tomado de Bellido y Mendoza (2024).

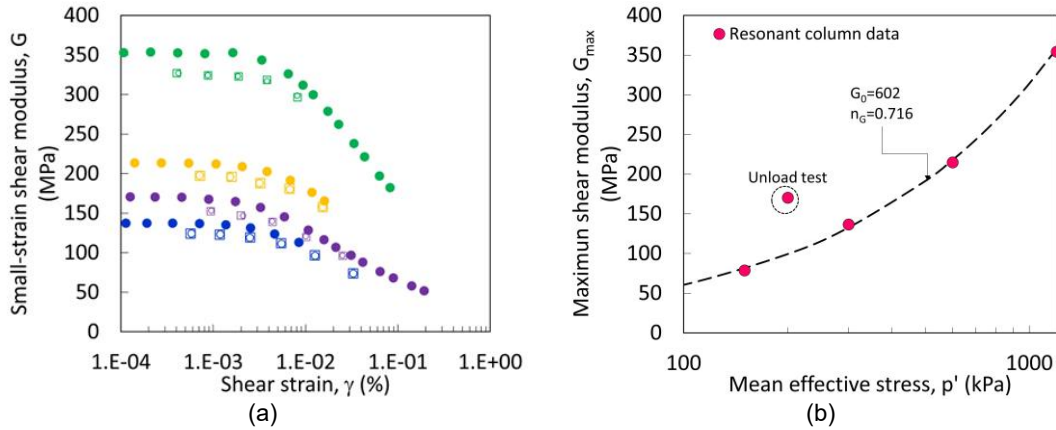
Los resultados muestran que, dada una deformación de corte, G incrementa y la razón de amortiguamiento decrece con un incremento del confinamiento. Los resultados fueron empleados para ajustar el G_{max} con la siguiente función:

$$G_{max} = G_o \times p_A \times \left(\frac{\sigma'}{p_A} \right)^{n_G} \quad (5.4)$$

Donde G_0 y n_G son parámetros de ajuste que dependen del material, σ' es el esfuerzo de confinamiento isotrópico y p_A es la presión atmosférica (101.3 kPa). La Figura 48a muestra la variación del módulo de corte con la deformación de corte (misma leyenda que la Figura 47) y la Figura 48b muestra el máximo módulo de corte con el esfuerzo efectivo medio.

Figura 48

Evaluación del módulo de corte.



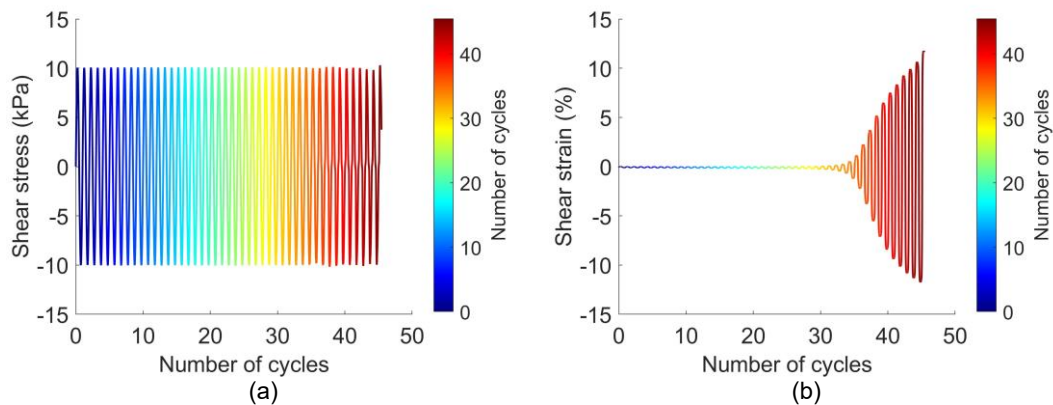
Nota: (a) Módulo de corte vs deformación de corte y (b) data del módulo de corte máximo vs el esfuerzo efectivo medio. Tomado de Bellido y Mendoza (2024).

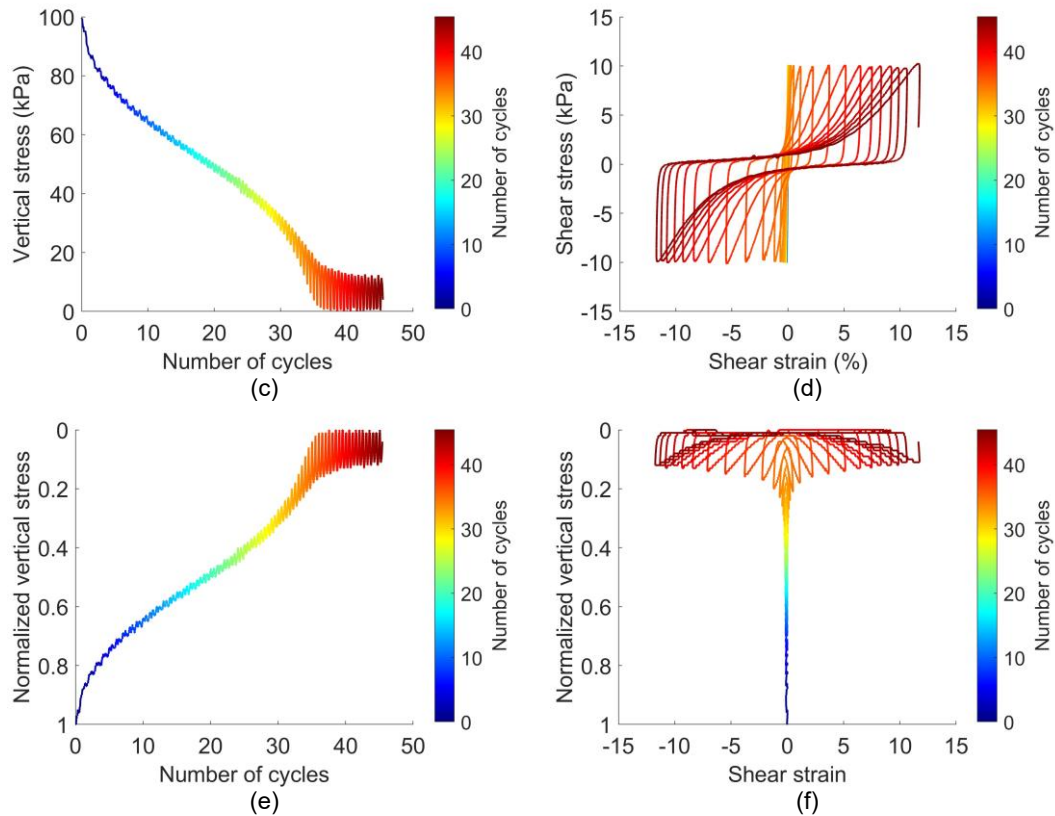
5.3.2.2 Ensayo de corte simple cíclico y resistencia a la licuación.

También se realizaron ensayos de corte simple cíclico (CDSS) para investigar la respuesta cíclica y las curvas de resistencia a la licuación del relave. Las muestras fueron ensayadas bajo una carga sinusoidal armónica de 0.05 Hz, con una amplitud caracterizada por una razón de esfuerzo cíclico (CSR, definido como la razón entre el esfuerzo de corte cíclico y el esfuerzo efectivo vertical). La Figura 49 muestra la respuesta observada durante el ensayo de corte simple cíclico.

Figura 49

Resultados de una prueba del ensayo de corte directo simple cíclico (CSS) para un $CSR=0.10$ a un confinamiento de 100 kPa y $\alpha=0.0$ (esfuerzo cortante estático inicial).



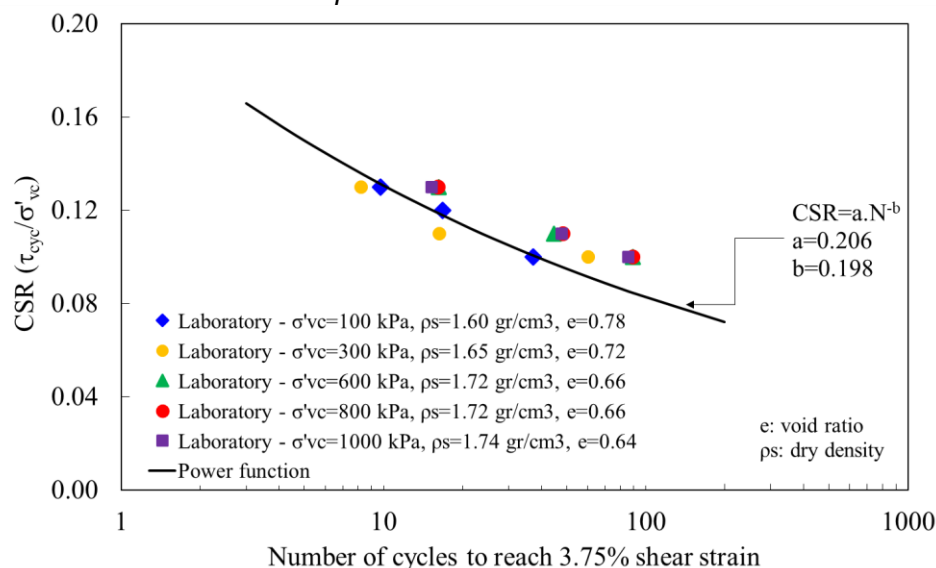


Nota: (a) esfuerzo de corte vs no. de ciclos, (b) deformación de corte vs. no. de ciclos, (c) esfuerzo efectivo vertical vs no. de ciclos, (d) esfuerzo de corte vs deformación de corte, (e) esfuerzo vertical normalizado vs. no. de ciclos y (f) esfuerzo vertical normalizado vs deformación de corte. Tomado de Bellido y Mendoza (2024).

Se eligió un criterio de deformación basado en una amplitud única de 3.75% (Jefferies & Been, 2015) para identificar la ocurrencia de la licuación. La Figura 50 muestra el número de ciclos para alcanzar el criterio de licuación en función de la razón de esfuerzo cíclico (CSR) aplicada en todos los ensayos de corte simple cíclico (CSS). En concordancia con Macedo et al. (2022), la pendiente de la curva de resistencia a la licuación del relave es más plana que las curvas típicas de las arenas. Se observó que las curvas de resistencia a la licuación no presentan una sensibilidad significativa al esfuerzo de confinamiento ante la carga cíclica, lo cual contrasta con el comportamiento de las arenas (Idriss & Boulanger, 2008).

Figura 50

Curva de resistencia a la licuación para el relave a diferentes esfuerzos de confinamiento.



5.3.3 Caracterización de los materiales antrópicos (enrocado y filtro/dren)

En los distintos niveles del depósito se han realizado campañas de ensayos geofísicos (MASW) para caracterizar el material de enrocado. Para ello, se estimó la dependencia del módulo de corte máximo (G_{max}) con el esfuerzo efectivo medio mediante la ecuación propuesta por Seed et al. (1986).

$$G_{max} = 21.7 \times k_{2,max} \times p_A \left(\frac{p'}{p_A} \right)^{0.5} \quad (5.5)$$

Donde G_{max} , $k_{2,max}$, p_A y p' son respectivamente el módulo de corte a pequeñas deformaciones, el coeficiente del módulo, la presión atmosférica y el esfuerzo efectivo medio.

En la Tabla 11 se presenta un resumen de valores de $k_{2,max}$ reportados en la literatura para distintos tipos de materiales, con el fin de comparar con los datos de campo obtenidos en los ensayos MASW.

Tabla 11

Valores de $k_{2,max}$ reportados en la literatura existente.

Descripción del material	$k_{2,max}$	Referencia bibliográfica
Relaves	12 – 65 ⁽¹⁾	Macedo y Vergaray (2022) ⁽²⁾
Relleno granular y enrocado	220 – 450 ⁽³⁾	Park y Kishida (2018) ⁽⁴⁾
Material de relleno a enrocado	120 – 180	Kan y Taiebat (2011)
Material granular (gravas)	80 – 180	Kramer (1996)

Gravas compactadas y enrocado	150 – 250	Gazetas y Dakoulas (1992)
Arena (suelta a densa)	30 – 70	Seed e Idriss (1970)

Notas:

(1) Valor de $k_{2,max}$ estimado tomando como referencia los valores de módulo de corte máximo (G_{max}) reportados en la referencia bibliográfica indicada, para distintos materiales de relaves.

(2) En la publicación “Properties of Mine Tailings for Static Liquefaction Assessment”, se presentaron tendencias de parámetros mecánicos que controlan las respuestas de materiales de relave, en el contexto de licuación estática, para ello se empleó resultados de ensayos de laboratorio de 53 materiales de relaves los cuales corresponden a diferentes minerales (oro, hierro, plata, cobre zinc, platino) que cubren una amplia gama de contenido de finos (FC=0-100%), esfuerzo de confinamiento inicial desde 20 a 6000 kPa y estados de las muestras desde muy sueltas a densas.

(3) Valor de $k_{2,max}$ estimados como referencia los valores de velocidad de ondas de corte (V_s) reportados en la referencia bibliográfica indicada, para el material de material granular compactado y enrocado.

(4) En la publicación “Shear wave velocity profiles of fill dams”, se recopiló información de velocidad de ondas de corte en base a ensayos geofísicos in-situ de 28 presas existentes en Corea, en la cual se distinguió principalmente 3 grupos de materiales núcleo de arcilla, núcleo de arcilla/capa granular y capa granular (clay core, clay core/granular shells, and granular shell).

La Figura 51 presenta un resumen de los resultados de los ensayos MASW ejecutados en función del módulo de corte máximo ($G_{max} = \rho V_s^2$) del material de enrocado, donde se identificaron valores de $k_{2,max}$ en el rango de 130 a 250. Como se muestra en la Tabla 11, para materiales granulares, ya sean gravas o enrocados, los autores (Park & Kishida, 2018; Kan & Taiebat, 2011; Kramer, 1996; Gazetas & Dakoulas, 1992) reportan valores de $k_{2,max}$ con gran variabilidad, la cual puede estar influenciada por las condiciones específicas de cada caso, como el porcentaje de compactación, el tamaño máximo de partículas, la resistencia del material, entre otras características.

En la Figura 52 se muestran los valores de velocidad de ondas de corte (V_s) del material de enrocado, comparados con los valores identificados por Park y Kishida (2018) para materiales granulares en la evaluación de 28 presas existentes en Corea.

Finalmente se consideró un valor representativo de $k_{2,max}$ de 180 para el material de enrocado y un valor de $k_{2,max}$ de 110 para el material filtro/dren, este último dada las características granulométricas del material (GP, GW y SP) y las referencias técnicas disponibles (ver Tabla 11).

Figura 51

Esfuerzo medio efectivo vs Módulo de Corte Máximo (Ensayos MASW) – Enrocado.

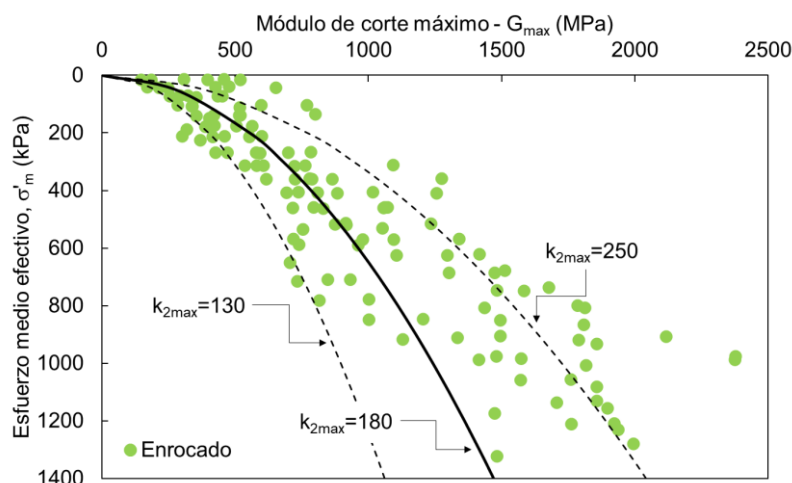
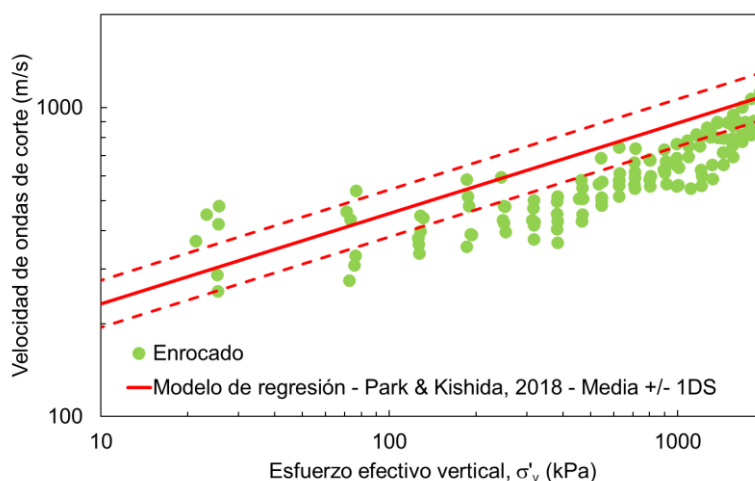


Figura 52

Variabilidad de la velocidad de ondas de corte (V_s) del enrocado comparado con los resultados de Park y Kishida (2018).



Los parámetros de resistencia del enrocado fueron estimados con base en los datos de los ensayos triaxiales (ver Figura 53) realizados a muestras representativas del material de enrocado, limitadas por el tamaño máximo permitido en un laboratorio estándar. Estos ensayos se presentan junto al ábaco reportado por Leps (1970). Este ábaco es una correlación empleada en obras civiles y mineras para estudiar la resistencia al corte de materiales granulares gruesos, en el cual sus ejes son el esfuerzo normal a la cual está sometida el material y el ángulo de fricción. Para la construcción de este ábaco se utilizaron aproximadamente 100 ensayos triaxiales CID a gran escala (tamaños máximos de partículas de hasta 8"). La Figura 53 presenta los 3 rangos identificados por Leps (1970) para la caracterización del material de enrocado. Finalmente, se consideró la curva promedio de Leps (1970) como representativa del material de enrocado empleado en la

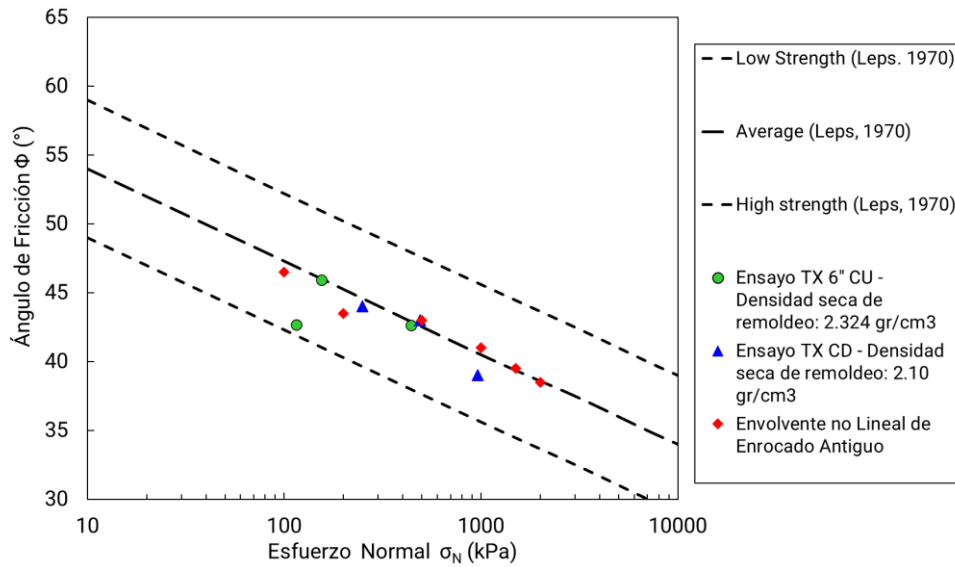
presente tesis. El ángulo de fricción ϕ fue estimado con base en el trabajo de Barton y Kjaersnli (1981) usando la siguiente ecuación:

$$\phi = \phi_1 - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma'_3}{p_A}\right) \quad (5.6)$$

En donde σ'_3 , ϕ_1 y $\Delta\phi$ representan, respectivamente, el esfuerzo efectivo principal menor, el ángulo de fricción de referencia (en $\sigma'_3 = p_A$) y la reducción del ángulo de fricción por cada ciclo logarítmico de aumento del nivel de esfuerzo. De lo descrito, se caracterizó al material de enrocado con un valor de $\phi_1=45.5$ y $\Delta\phi=6.55$ a fin de ajustarse a la curva promedio de Leps (1970).

Figura 53

Curva de resistencia propuestas por Leps (1970) para enrocados y data de ensayos triaxiales del material de enrocado de la presente evaluación.



Respecto al material de filtro/dren, se consideraron parámetros de resistencia con un ángulo de fricción de 35° y cohesión nula, basados en ensayos triaxiales realizados en muestras representativas de este material.

5.3.4 Calibración de modelos constitutivos

5.3.4.1 Calibración del modelo constitutivo PM4Silt.

El material de relave puede ser susceptible al fenómeno de licuación cuando se encuentre en una condición saturada ($S \approx 100\%$). En este contexto, su respuesta ante cargas cíclicas fue evaluada utilizando el modelo constitutivo PM4Silt versión 2.1 (Boulanger & Ziotopoulou, 2023). En esta sección se analizan los parámetros primarios y secundarios del modelo que influyen en la respuesta cíclica, tales como la tasa de

acumulación de deformación por corte, el tamaño del bucle histerético, la generación de presión de poros y la trayectoria de esfuerzos. Para la calibración del modelo PM4Silt, se llevaron a cabo calibraciones de parámetros mediante ensayos triaxiales CDTX y CUTX, ensayos CDSS bajo esfuerzo controlado y ensayos RCTS.

Los parámetros principales del modelo PM4Silt son $S_{u,cs,eq}/\sigma'_{vc}$ (o simplemente $S_{u,cs,eq}$), h_{po} y G_o . El parámetro relación de resistencia al corte no drenado $S_{u,cs,eq}/\sigma'_{vc}$ controla características de la respuesta esfuerzo-deformación, el parámetro G_o controla el módulo de corte máximo G_{max} , y el parámetro razón de contracción h_{po} que se puede ajustar para obtener una relación de resistencia cíclica objetivo, además de controlar el número de ciclos necesarios para alcanzar una deformación de amplitud dada.

De acuerdo con los resultados de los ensayos CDSS para la generación de las curvas de resistencia a la licuación (presentados en la Figura 54), se identificaron dos tendencias en función del esfuerzo de confinamiento. Por ello, se realizó la calibración considerando estas tendencias, denominando “Relave 1” al relave con un $\sigma'_{vc} \leq 400$ kPa y “Relave 2” al material con un $\sigma'_{vc} > 400$ kPa. La Tabla 12 presenta los parámetros calibrados del material de relave, mientras que la Figura 54 muestra la curva de resistencia a la licuación obtenida de la calibración realizada.

Tabla 12

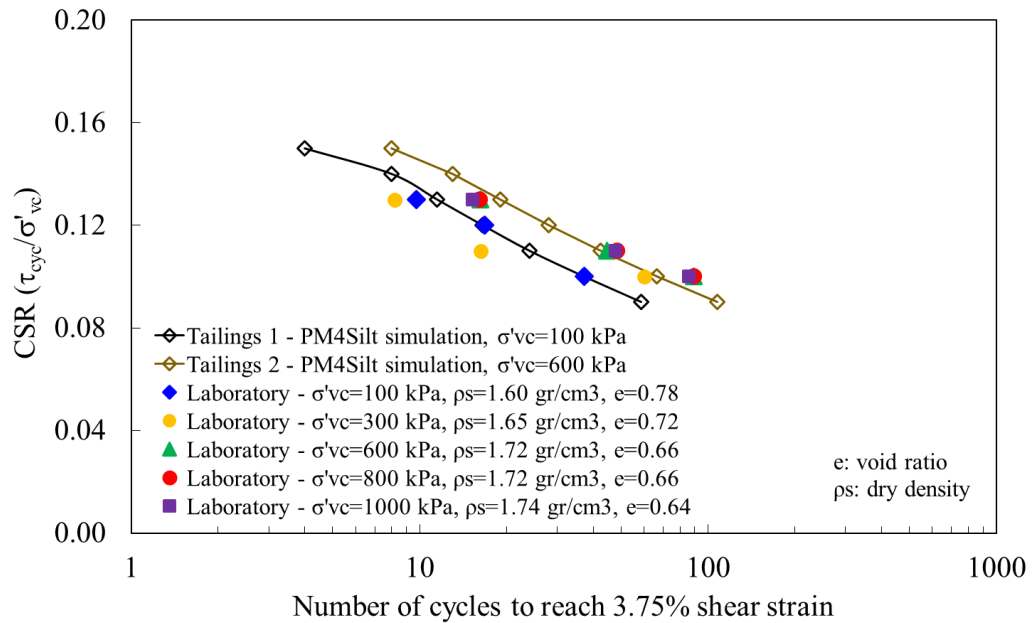
Calibración del modelo constitutivo PM4Silt.

Parámetro de entrada	Valor por defecto	Relave 1	Relave 2
Material		Relave	
Condición de análisis		Dinámico	
Parámetros primarios			
Razón de resistencia al corte no drenado en el estado crítico, $S_{u,cs,eq}/\sigma'_{vc}$	-	0.15	0.15
Coefficiente del módulo de corte, G_o	-	602	602
Razón de contracción, h_{po}	-	5.5	10
Parámetros secundarios			
Relación de vacíos inicial, e_o	0.9	0.8	0.66
Exponente del módulo de corte, n_G	0.75	0.7	0.7
Ángulo de fricción en el estado crítico, ϕ'_{cv}	32°	31°	31°
Compresibilidad en el espacio $e - \ln(p')$, λ	0.06	0.06	0.06
Límite de conjunto p_{min} , $r_{u,max}$	$p_{min}=p_{cs}/8$	0.98	0.98
Parámetro de superficie delimitante, $n^{b,wet}$	0.8	-	-
Parámetro de superficie delimitante, $n^{b,dry}$	0.5	-	-
Parámetro de superficie de dilatación, n^d	0.3	-	-
Parámetro de dilatancia, A_{do}	0.8	-	-

Relación del módulo plástico, h_o	0.5	-	-
Término de fábrica, Z_{max}	$10 \leq 40(S_u/\sigma'_{vc}) \leq 20$	-	-
Parámetro de crecimiento de fábrica, c_z	100	-	-
Factor de tasa de acumulación de deformación, c_ξ	$0.5 \leq (1.2S_u/\sigma'_{vc} + 0.2) \leq 1.3$	-	-
Factor de degradación del módulo, C_{GD}	3	-	-
Factor de módulo plástico, C_{kdf}	4	-	-

Figura 54

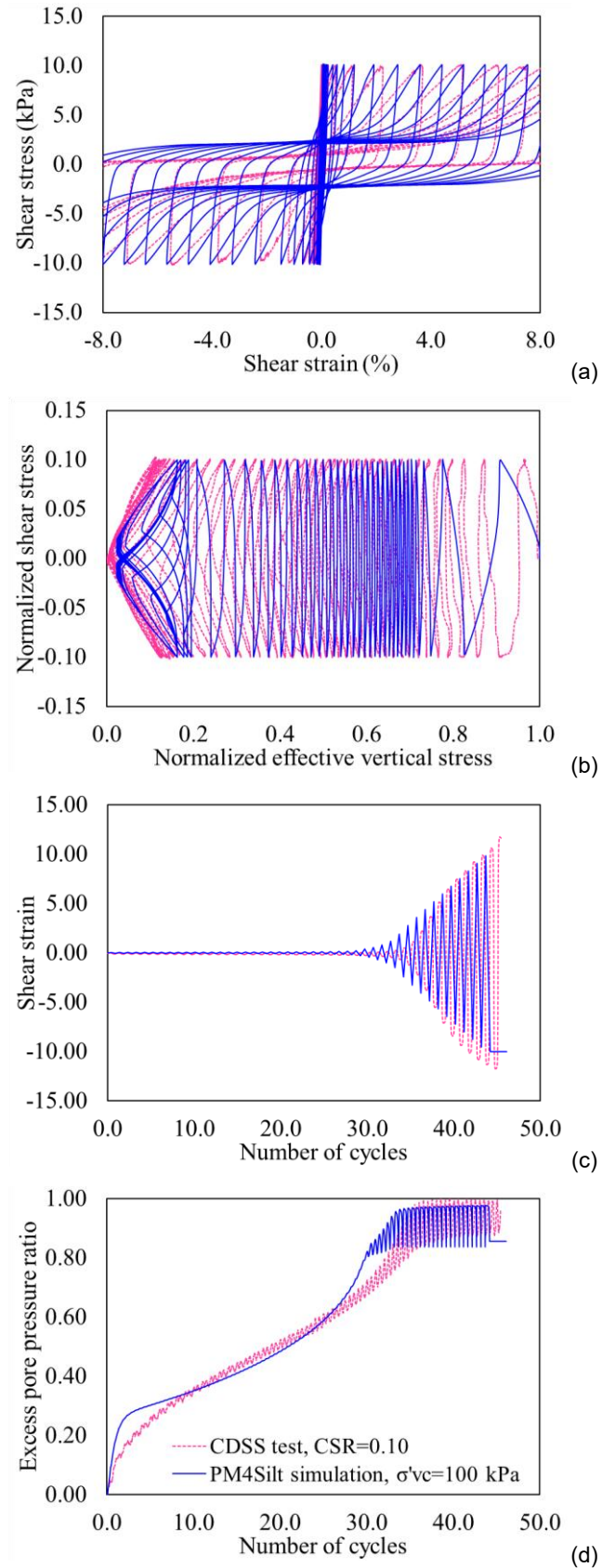
Curvas de resistencia a la licuación obtenidas por el modelo constitutivo PM4Silt.



La Figura 54 presenta la curva de resistencia a la licuación (según el criterio de deformación del 3.75%, descrito por Jefferies y Been (2015)) obtenida con el modelo PM4Silt (según los parámetros indicados en la Tabla 12), comparada con los resultados de laboratorio (CDSS). En la Figura 55 se muestran las curvas de deformación de corte vs. esfuerzo de corte, número de ciclos vs. exceso de presión de poros, número de ciclos vs. deformación de corte y esfuerzo normal vs. esfuerzo de corte (para un confinamiento vertical de 100 kPa y CSR=0.10). Los números de ciclos para alcanzar la licuación se capturan de manera razonable, y los patrones observados en los ensayos experimentales (CDSS) y las respuestas numéricas (calibraciones) son generalmente consistentes de forma cualitativa.

Figura 55

Comparación de la respuesta experimental y calibrada del Relave 1, para un $CSR=0.10$ y esfuerzo de confinamiento de 100 kPa.



5.3.4.2 Calibración del modelo constitutivo UBCHyst.

Para el análisis no lineal, los materiales de enrocado y filtro/dren, que no son susceptibles a licuar, se han modelado utilizando el modelo constitutivo UBCHYST (Naesgaard, 2011). UBCHYST es un modelo bidimensional de esfuerzos totales desarrollado por la *University of British Columbia* para el análisis dinámico del suelo sujeto a cargas sísmicas. El modelo está diseñado para ser utilizado en suelos arcillosos y limosos de baja permeabilidad, así como en suelos granulares altamente permeables, donde el exceso de presión de poros se disipa a medida que se genera.

La información requerida para calibrar el modelo incluye las propiedades de resistencia (cohesión, fricción), así como las propiedades de rigidez, como el módulo de corte normalizado y las curvas de amortiguamiento. La Tabla 13 presenta un resumen de los parámetros empleados para el modelo UBCHYST. El enfoque de las calibraciones se centró en capturar la respuesta de las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento.

Tabla 13

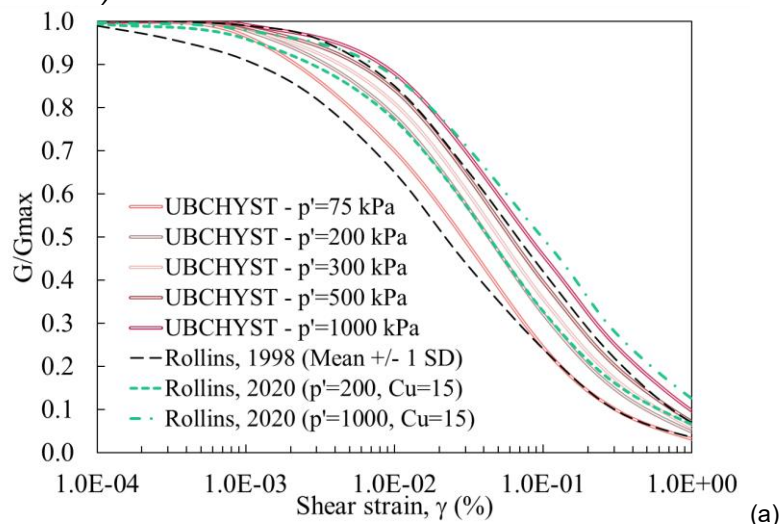
Resumen de parámetros calibrados para el modelo UBCHyst.

Material	$\phi(^{\circ})$	c (kPa)	Parámetros calibrados UBCHyst					Referencia de curva teórica, $G/G_{\max}$ y ξ
			H_n	H_{rf}	H_{rm}	H_{dfac}	H_{dmodf1}	
Enrocado	$\phi_1=45.5$ $\Delta\phi=6.55$		1	0.7	1	0.8	2	Rollins et al. (2020)
Filtro/dren	35	0	1	0.98	1	0.6	1	Darendeli (2001)

En la Figura 56 y la Figura 57 se presentan los resultados de las calibraciones realizadas en función de las curvas $G/G_{\max}$ y ξ .

Figura 56

Calibración del modelo UBCHyst para el enrocado (Cu: coeficiente de uniformidad, SD: Standard deviation).



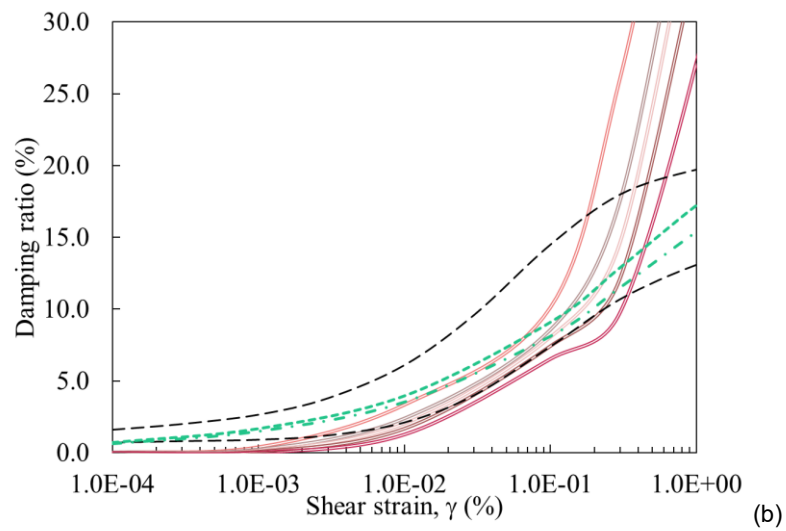
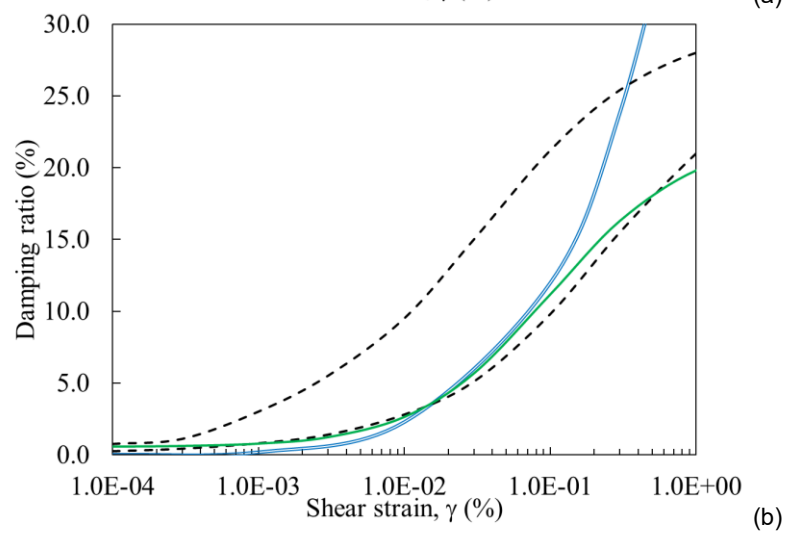
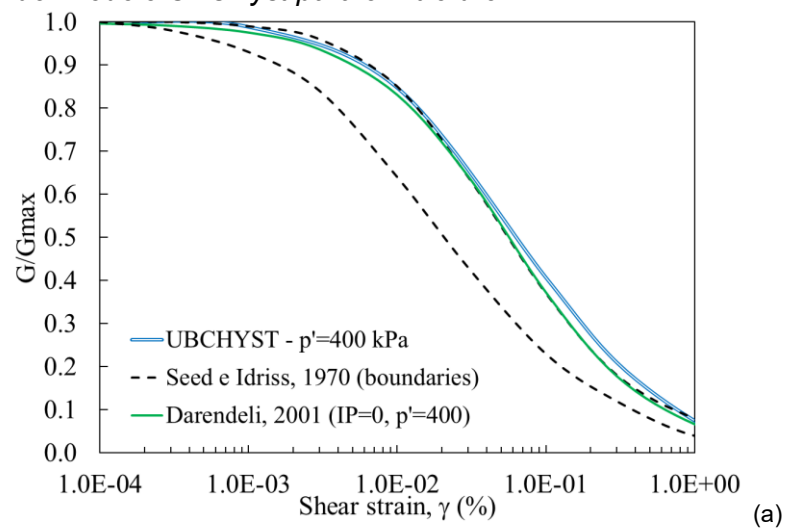


Figura 57

Calibración del modelo UBCHyst para el filtro/dren.



5.3.5 Resumen de parámetros para el análisis mediante modelamiento numérico

En la Tabla 14 y Tabla 15 se presenta un resumen de los parámetros empleados en la evaluación numérica, se ha considerado una relación de módulos elásticos en condición dinámica y estática de 10 ($G_{\text{estático}}=0.1G_{\text{máx}}$), a excepción del basamento rocoso ($G_{\text{estático}}=G_{\text{máx}}$).

Tabla 14

Resumen de parámetros para el análisis estático y de flujo.

Material	Densidad seca, ρ_{seca} (kN/m ³)	Modelo constitutivo	Ángulo de fricción, ϕ' (°)	Cohesión, c (kPa)	Función de $G_{\text{máx}}$	Relación de Poisson, ν	Porosidad, n	Conductividad hidráulica, K (m/s)
Enrocado	22	Mohr Coulomb	$\phi_1=45.5$ $\Delta\phi=6.55$		$k_{2,\text{máx}}=180$	0.30	0.186	1.0E-3
Filtro/dren	16		35	0	$k_{2,\text{máx}}=110$	0.33	0.358	1.0E-11 ⁽¹⁾
Relave 1	16.3		31	0	$G_o=602$, $n_G=0.7$	0.35	0.438	1.0E-7
Relave 2	17.5		31	0		0.35	0.396	1.0E-7
Roca	25	Elástico	-	-	$G_{\text{máx}}=1500$ MPa	0.25	0.089	1.0E-6

Nota:

(1) La estructura del material Filtro/dren involucra la presencia de una geomembrana para prevenir que el nivel de agua ingrese al cuerpo de la presa, por ende, con finalidad de la simulación del análisis de flujo se consideró una permeabilidad representativa de la geomembrana.

Tabla 15

Resumen de parámetros para el análisis dinámico.

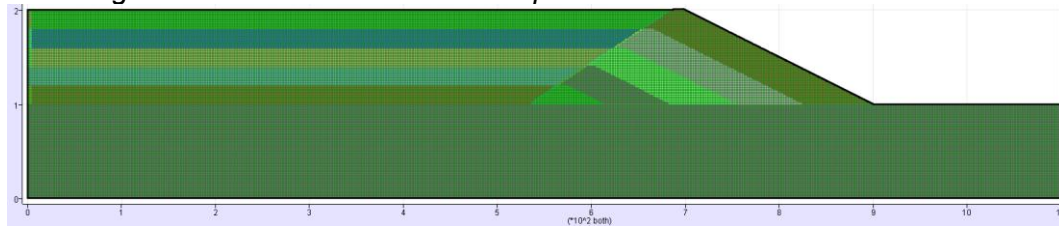
Material	Modelo constitutivo	Parámetros
Enrocado	UBCHyst	Ver Tabla 13
Filtro/dren		
Relave 1	PM4Silt	Ver Tabla 12
Relave 2		
Roca	Elástico	Ver Tabla 14

Capítulo VI. Análisis de respuesta sísmica no lineal del depósito de relaves

La geometría de la presa de relaves considerada en este estudio es representativa de una presa de relaves existente en Perú construida utilizando el método de aguas abajo. La modelización numérica se realiza utilizando el software comercial de diferencia finita bidimensional FLAC (Itasca Consulting Group, 2019). Los tamaños de los elementos en FLAC se eligieron para garantizar una transmisión adecuada de ondas de alta frecuencia, según las recomendaciones de Kuhlemeyer y Lysmer (1973), el tamaño de los elementos fue de 1.0 m en ambas direcciones, vertical y horizontal. Las frecuencias de los registros sísmicos superiores a 15 Hz se filtraron, ya que llevan una cantidad relativamente pequeña de energía, en concordancia con lo descrito por Mánica et al. (2014). En la Figura 58 se presenta el modelo numérico del depósito de relaves.

Figura 58

Modelo geométrico bidimensional del depósito de relaves.



6.1 Procedimiento de análisis

Los ADNL realizados siguieron el siguiente flujo de trabajo:

- Se desarrolló el modelo numérico en base a la geometría del depósito de relaves; los límites del modelo están lo suficientemente alejados de la zona de falla para minimizar la influencia de los límites en la respuesta dinámica. Además, se asumió que cuatro columnas de las zonas en el límite izquierdo no son licuables para evitar cálculos inexactos en los límites de campo libre en la etapa dinámica, recomendación de Boulanger y Ziotopoulou (2023).
- Se asignó una base fija en el límite inferior del modelo y los bordes laterales con restricción de movimiento horizontal, y se asignaron parámetros de resistencia y rigidez correspondientes para cada material, con fines de la evaluación de esfuerzos estáticos.
- Se ejecutó el modelo inicial conformado por el basamento rocoso con la finalidad de obtener esfuerzos iniciales en equilibrio, posterior a ello se simuló la secuencia

de construcción en cinco subetapas, actualizando los parámetros elásticos y de resistencia que varíen en función al estado tensional.

- Se realizó un análisis de infiltración en la condición final del depósito, mediante un cálculo de flujo desacoplado, se aplicaron condiciones de contorno para obtener un nivel freático que descienda a través de la ubicación del material de filtro/dren y que de esta manera se garantice la saturación del relave.
- Se cambiaron los parámetros estáticos a parámetros dinámicos para el análisis de respuesta sísmica, preservando el estado tensional obtenidos de la simulación estática.
- Se asignaron condiciones de contorno dinámicas, una base flexible en la parte inferior del modelo, mientras que los contornos laterales obedecen la metodología de campo libre (free field boundary conditions).
- Se impuso el sismo de diseño en la base del modelo, para ejecutar el análisis dinámico del depósito de relaves considerando la condición de flujo.

6.2 Resultados de la evaluación dinámica

En el anexo 5 se presentan salidas gráficas y resultados de la presión de poros distribuida en el modelo previo a la acción sísmica, esfuerzos efectivos horizontales y verticales estáticos, y la asignación de los modelos constitutivos en el modelo numérico realizado. A fin de evaluar los resultados obtenidos al finalizar la acción sísmica, se ubicó puntos de control en el modelo numérico para obtener información de desplazamientos totales, espectros de respuesta, deformaciones de corte y la relación del exceso de presión de poros. Ello se discutirá en la presente sección.

6.2.1 Evaluación de la eficiencia de medidas de intensidad

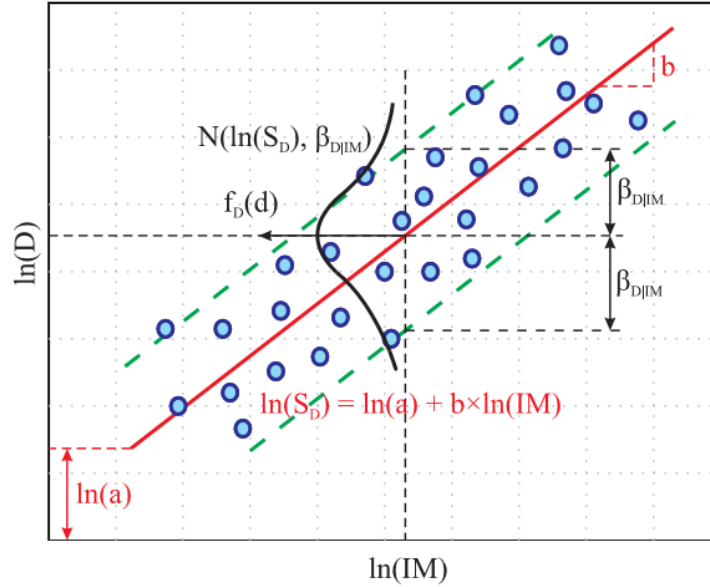
Según Regina et al. (2023) la correlación entre una medida de intensidad (IM) y la medida de daño objetivo (DM) puede sintetizarse mediante una propiedad única de la IM seleccionada: su eficiencia (es decir, cuan bien se correlaciona la IM con una DM dada). Las IMs estimadas de los registros sísmicos de entrada para la presente tesis fueron la aceleración máxima del suelo (PGA), la velocidad máxima del suelo (PGV), la intensidad de Arias (AI), las aceleraciones espectrales (SA) y la potencia espectral. Rathje y He (2022) describieron que la media de la demanda estructural en términos de IM (nótese que S_D es la predicción del modelo de la DM) se puede expresar como:

$$\ln S_D(IM) = \ln(a) + b \cdot \ln(IM) \quad (6.1)$$

Donde el parámetro del modelo $\ln(a)$ es la intersección vertical y el parámetro b es la pendiente de la relación entre términos de $\ln(IM)$ y $\ln S_D(IM)$, como se muestra en la Figura 59.

Figura 59

Regresión lineal del modelo de demanda de ingeniería.



Nota: Tomado de Rathje y He (2022).

Además, se asume que el modelo de demanda de ingeniería sigue una distribución lognormal. Por lo tanto, la distribución del logaritmo de los datos (por ejemplo, $\ln(D)$) en una determinado IM sigue una distribución normal con una media dada por la ecuación anterior y una desviación estándar de $\beta_{D|IM}$. Esta desviación estándar, $\beta_{D|IM}$, se estima calculando la desviación estándar del modelo de regresión utilizando los valores predichos y medidos, como se muestra:

$$\beta_{D|IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln(D_i) - \ln(S_D(IM_i))]^2}{N - 2}} \quad (6.2)$$

Donde D_i es el valor máximo registrado del parámetro de demanda de cada análisis y N es el número de análisis realizados.

En la presente tesis, consideramos el desplazamiento total de la cresta como una medida de daño (DM). Sin embargo, se podrían considerar diferentes DMs, tales como: desplazamiento del filtro, reducción del bordo libre, asentamiento normalizado de la cresta e incluso la relación del exceso de poro presión (R_u) para los materiales que representan un riesgo para la estabilidad sísmica de las instalaciones de almacenamiento de relaves (IAR). La Figura 60 muestra los puntos de control considerados, se recuperó información

de los desplazamientos totales del punto de control “A” los cuales se indican en la Figura 61 en conjunto con algunas medidas de intensidad (PGA, AI, CAV, PVG y la potencia espectral) de los registros sísmicos de entrada.

Figura 60

Puntos de control en el modelo numérico.

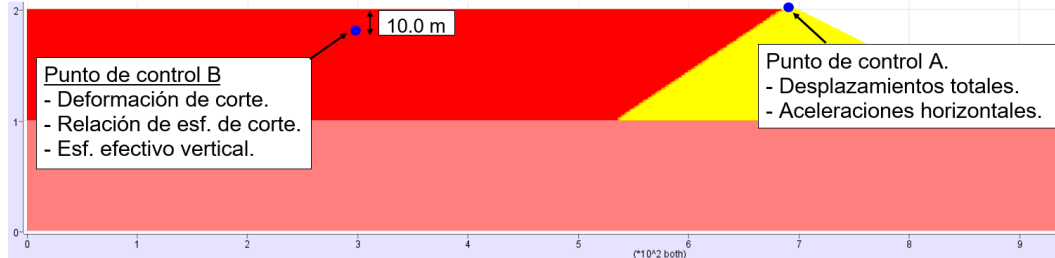
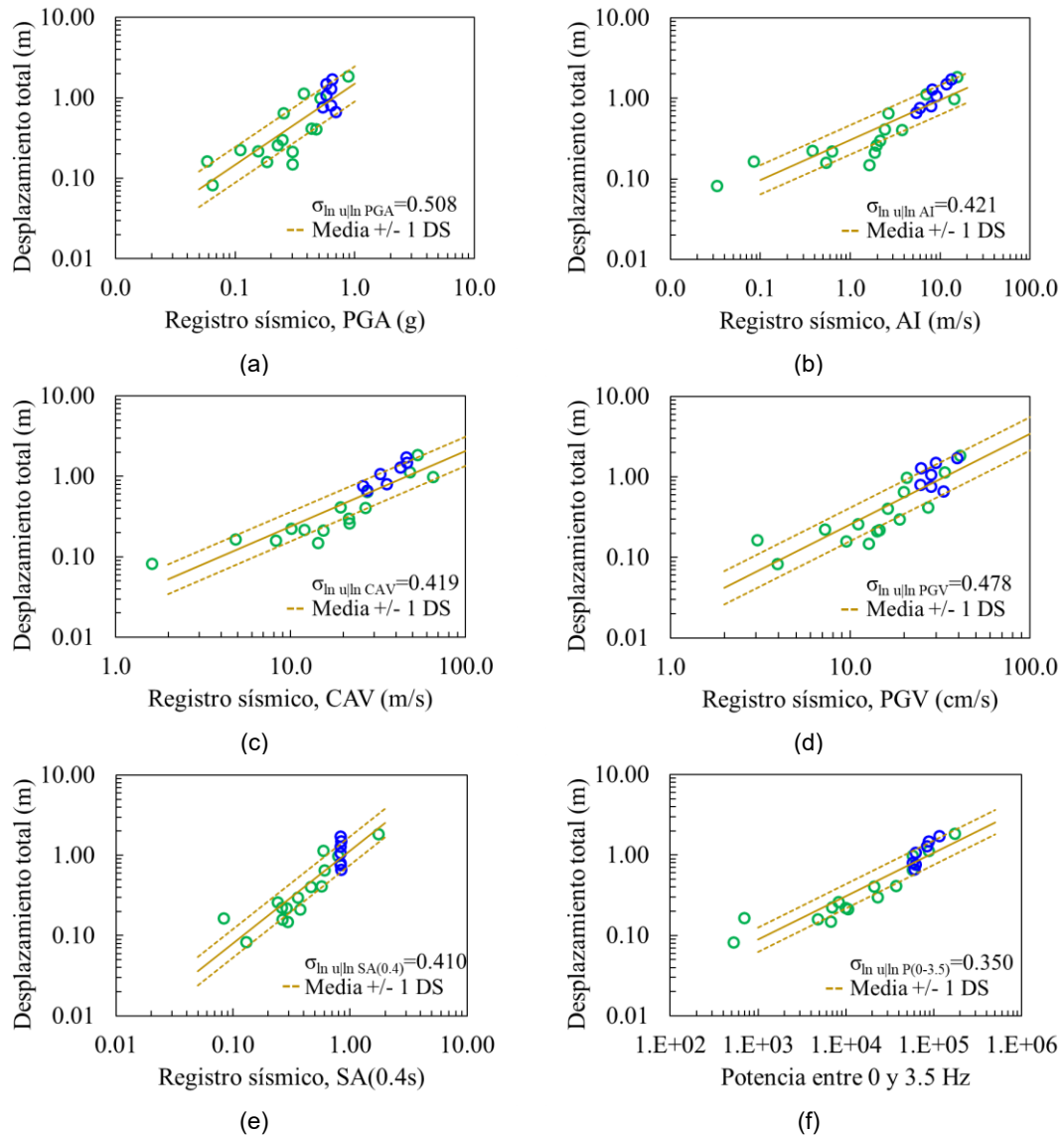


Figura 61

Eficiencia de las medidas de intensidad en la estimación del desplazamiento total de la cresta del depósito de relaves.



Nota: (a) PGA, (b) AI, (c) CAV, (d) PGV, (e) SA y (f) potencia espectral. Círculos azules: Sismos ajustados espectralmente, Círculos verdes: Sismos de la metodología de Baker y Lee (2018).

En la Tabla 16 se presentan las IMs de los registros sísmicos empleados y también los desplazamientos totales obtenidos en la cresta al finalizar la acción sísmica, esta información fue empleada para generar los gráficos de la Figura 61, es decir estimar la eficiencia de las IMs. Se consideró la potencia espectral acumulada entre 0 – 3.5 Hz dado que presentó menor desviación estándar a diferencia de otros límites de frecuencia. Además, también se incluyó la aceleración espectral (SA) para un período de 0.4 s (2.5 Hz), ello debido a que ese periodo es consistente con el período fundamental (T) del depósito de relaves (estimado mediante el análisis no amortiguado realizado en FLAC). El rango de la potencia espectral considerada (0 – 3.5 Hz) es consistente con lo identificado por Labanda et al. (2021) en donde se menciona que los desplazamientos en la cresta y base están fuertemente correlacionados con la potencia espectral cercanas al periodo fundamental del depósito, el autor descrito sugiere evaluar un ancho de ventana inicial de 0 – 2.0 T.

Tabla 16

Medidas de intensidad y el desplazamiento total en cresta.

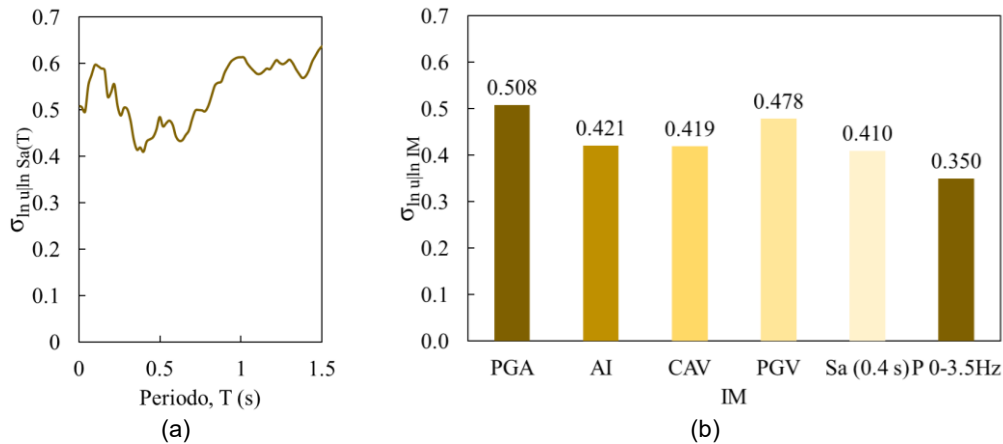
Sismo ID	PGA (g)	AI (m/s)	CAV (m/s)	PGV (cm/s)	SA (0.4s) (g)	$\frac{P_{0-3.5\text{ Hz}}}{P_r}$	Desp. total en cresta (m)
1	0.47	3.75	26.64	16.10	0.46	20764.93	0.41
16	0.23	1.96	21.60	11.07	0.24	8234.20	0.26
55	0.88	15.41	53.24	40.69	1.74	172620.42	1.86
57	0.25	2.64	27.25	19.78	0.61	57339.31	0.65
60	0.11	0.38	10.05	7.22	0.26	6925.08	0.22
69	0.52	14.27	65.20	20.61	0.79	56948.19	0.99
97	0.30	1.63	14.28	12.69	0.29	6693.10	0.15
162	0.06	0.08	4.82	3.04	0.08	688.75	0.16
171	0.16	0.62	11.93	14.55	0.28	9949.81	0.22
197	0.37	6.92	47.96	33.43	0.59	87647.04	1.14
207	0.30	1.86	15.40	14.04	0.37	10470.96	0.21
208	0.25	2.12	21.49	18.76	0.36	22767.60	0.30
214	0.44	2.39	19.24	27.03	0.57	37310.25	0.42
216	0.06	0.03	1.61	3.93	0.13	526.33	0.08
239	0.18	0.54	8.22	9.46	0.26	4784.78	0.16
A	0.65	13.19	45.70	39.11	0.83	115874.79	1.72
B	0.63	7.89	35.42	24.55	0.83	57217.57	0.81
C	0.58	11.66	46.29	29.84	0.84	87526.93	1.50
D	0.69	5.39	27.37	32.98	0.84	60306.62	0.67
E	0.63	8.07	42.37	24.72	0.83	82987.87	1.30
F	0.54	5.92	25.98	28.13	0.83	61537.50	0.76
G	0.58	9.03	32.57	28.02	0.83	62422.12	1.08

La Figura 62a muestra las desviaciones estándar de los desplazamientos totales con las aceleraciones espectrales para un rango amplio de periodos, SA(T). Mientras que, Figura 62b muestra el resumen de las desviaciones estándar para diferentes medidas de

intensidad. Se evidencia que el PGA no posee una eficiencia adecuada en estimar los desplazamientos a diferencia de otras IMs.

Figura 62

Dispersión del desplazamiento total en la cresta condicionada a diferentes medidas de intensidad (IMs).



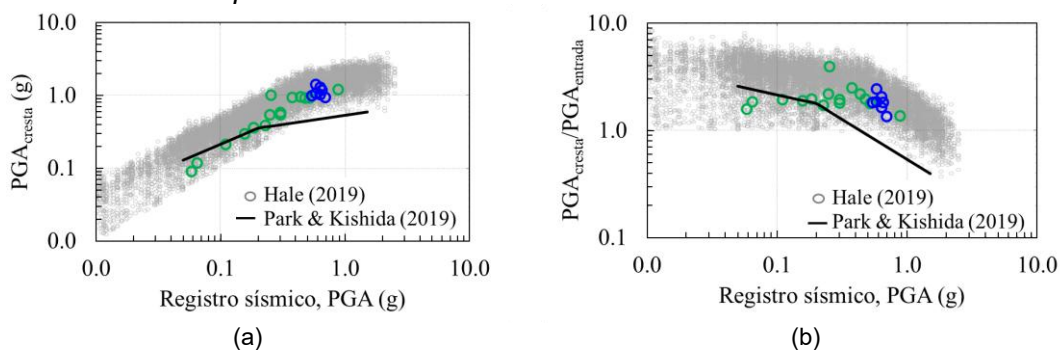
Nota: (a) Dispersión del desplazamiento total en la cresta condicionada a la aceleración espectral con un amortiguamiento del 5% en diferentes periodos, SA(T). (b) Resumen de los índices de dispersión para diferentes medidas de intensidad (IMs).

6.2.2 Respuesta sísmica de aceleraciones

Se recuperó los registros tiempo historia de aceleraciones en la cresta del depósito, la cual fue empleada para generar la Figura 63 basada en los PGAs en la cresta y los obtenidos de los registros sísmicos de entrada, la ilustración se encuentra acompañada de la regresión propuesta por Park y Kishida (2019), donde se desarrolló una base de datos de registros sísmicos registrados en presas de terraplén existentes y donde se analizó las correlaciones entre las respuestas dinámicas de las presas y los parámetros de los registros sísmicos, la base de datos sísmica corresponde a la *Japan Commission on Large Dams* (JCOLD). Además, en la Figura 63 se incluye la data de Hale (2019), quien realizó múltiples análisis dinámicos para presas de tierra considerando una gama amplia de registros sísmicos.

Figura 63

Evaluación de la amplificación del PGA.



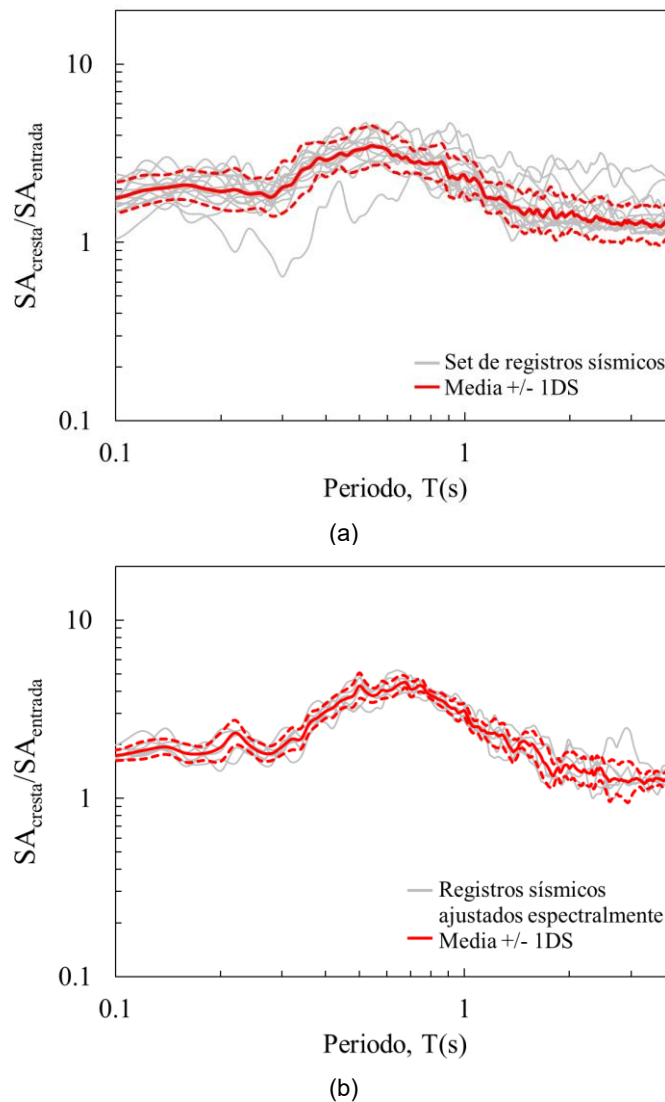
Nota: (a) PGA del registro sísmico de entrada y PGA en la cresta del depósito de relaves. (b) PGA del registro sísmico y la relación entre el PGA de la cresta y el PGA de la entrada. Círculos azules: Sismos ajustados espectralmente, Círculos verdes: Sismos de la metodología de Baker & Lee (2018).

Los resultados de la presente tesis que se muestran en la Figura 63 indican que la relación de $PGA_{cresta}/PGA_{entrada}$ decrece a medida que el PGA del registro sísmico de entrada aumenta. Además, se evidencia que para un $PGA > 0.4$ g la relación $PGA_{cresta}/PGA_{entrada}$ presenta una pendiente más pronunciada ello debido a la respuesta no lineal de los materiales. Este cambio en la tendencia también fue identificado por Park y Kishida (2019), Hale (2019) y Armstrong et al. (2021).

En la Figura 64 se presentan las relaciones de las aceleraciones espectrales en la cresta del depósito y la de los registros sísmicos de entrada, se evidencia una mayor amplificación en el rango de periodos de 0.4 – 0.7 s.

Figura 64

Evaluación de la amplificación espectral.



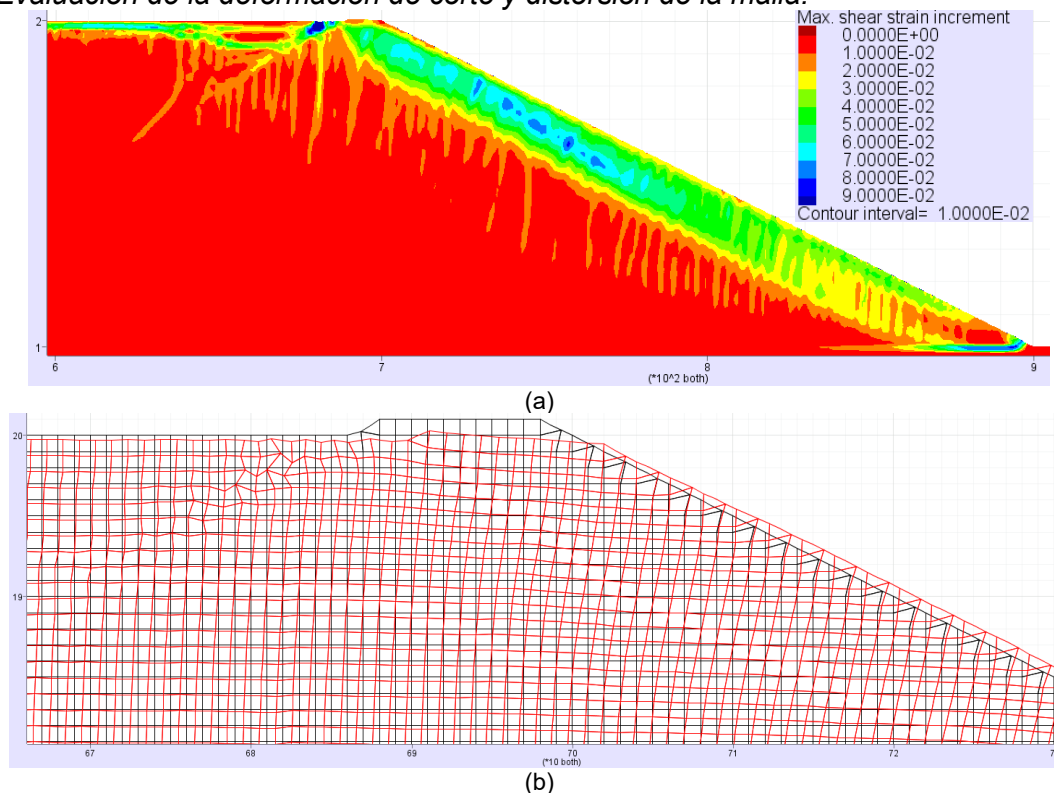
Nota: (a) Amplificación espectral del set de registros sísmicos seleccionados por la metodología de Baker y Lee (2018). (b) Amplificación espectral de los registros sísmicos ajustados espectralmente.

6.2.3 Deformación de la malla

Con finalidad de presentar el patrón de deformaciones producto de la acción sísmica se presenta en la Figura 65 los resultados de la deformación de corte producto del sismo ID-55 (sismo de mayores IMs) y la malla deformada respectiva. Se evidencia un patrón de deformaciones del tipo cuña global con valores de 3 – 4% y de manera localizada deformaciones de hasta el 8%. Estos valores se identificaron en el material de enrocado.

Figura 65

Evaluación de la deformación de corte y distorsión de la malla.



Nota: (a) Deformación unitaria máxima por corte al finalizar la acción sísmica del sismo ID-55 y (b) la malla antes de la acción sísmica (en color negro) y al finalizar la acción sísmica (en color rojo) magnificado x2.

6.2.4 Relación de exceso de presión de poros (R_u)

La Figura 66 presenta las zonas donde la relación de exceso de presión de poros (R_u , el cual es el exceso de presión de poros, Δu , inducida sísmicamente, dividida por el esfuerzo efectivo vertical inicial, σ'_{vo}) se presenta al finalizar la acción sísmica del sismo ID-A. Se puede observar que los relaves dentro de una profundidad de 20.0 m en el depósito experimentan licuación ($R_u > 0.7$) y la profundidad de licuación aumenta en áreas cercanas a la pendiente aguas arriba, probablemente influenciados por los esfuerzos de corte inicial impuestas por el material de enrocado, este patrón también identificado por Macedo et al. (2022) en la evaluación de un depósito línea central.

En la Figura 67a se presenta la deformación de corte (γ) y la relación de esfuerzo de corte (τ/σ'_{vc}) y en la Figura 67b el esfuerzo efectivo vertical normalizado (σ'_v/σ'_{vc}) y la relación de esfuerzo de corte (τ/σ'_{vc}), para el punto de control “B” (ver Figura 60) al finalizar la acción sísmica del sismo ID-A.

Figura 66

Relación del exceso de presión de poros (R_u) al finalizar la acción sísmica (sismo ID-A).

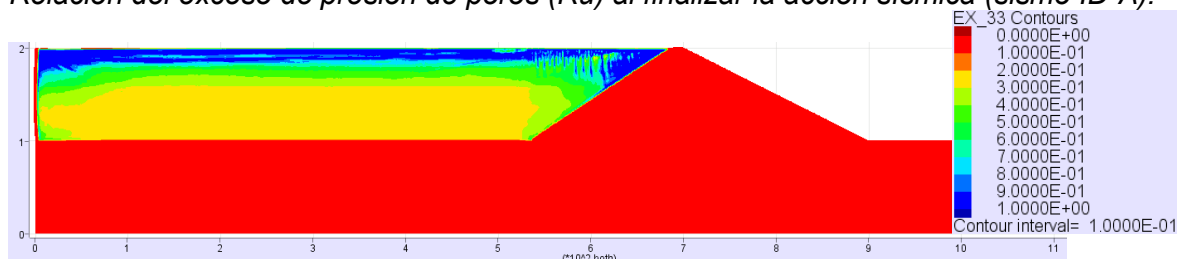
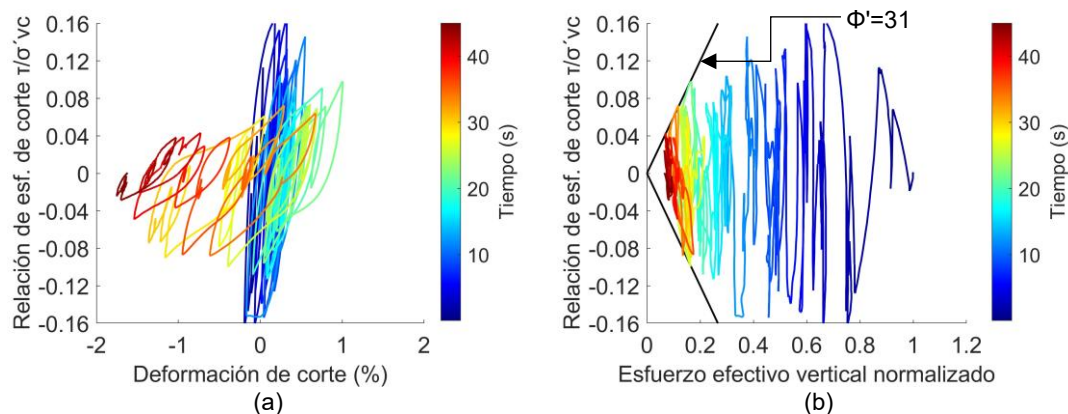


Figura 67

Respuesta dinámica para un punto de control del sismo ID-A.



Nota: (a) Deformación de corte (γ) y la relación de esfuerzo de corte (τ/σ'_{vc}) y (b) el esfuerzo efectivo vertical normalizado (σ'_v/σ'_{vc}) y la relación de esfuerzo de corte (τ/σ'_{vc}).

En el anexo 6 se presentan los resultados del punto de control “B” (ver Figura 60) similar a la Figura 67, para todos los registros sísmicos empleados en la presente evaluación, con la finalidad de observar el comportamiento cíclico del material de relave simulado con el modelo PM4Silt. Se evidencia que el comportamiento del modelo PM4Silt es coherente basado en las calibraciones de los ensayos de laboratorio.

Finalmente, se puede decir que esta variabilidad de resultados presentados permite conocer la respuesta sísmica del depósito de relaves frente a cargas sísmicas, lo cual cobra importancia pues al modificar las características del registro sísmico de diseño (p. ej., IMs), podría tener influencia significativa en la respuesta del depósito. Por tanto, es crucial incluir una amplia variedad de registros sísmicos en los ADNL, indistintamente de la metodología de selección de sismos.

6.3 Discusión de resultados de la evaluación dinámica

La respuesta sísmica de una presa de relaves es evaluada en función de las distintas medidas de daño (DM) que puedan poner en riesgo la estabilidad del depósito, como por ejemplo el desplazamiento de filtros, desplazamientos permanentes, reducción del borde libre, asentamientos en la cresta, relación del exceso de presión de poros, deformaciones de corte, entre otros. Dado ello, los diseñadores definen medidas de daño admisibles para el depósito con la finalidad de validar el diseño en función de los resultados de los ADNL. Estas DMs admisibles usualmente se han definido con base en casos históricos y para un grupo en particular de presas (p. ej., presas de tierra). A continuación, se describen algunas DMs admisibles usualmente empleadas en la práctica actual recopiladas por Regina et al. (2023).

- Desplazamientos de filtros. Siguiendo los protocolos de Seed (1979), el valor límite de desplazamiento del filtro se define como una vez el espesor del filtro, t_f .
- Inestabilidad global. Este mecanismo de daño se refiere a los desplazamientos permanentes que ocurren dentro del cuerpo de la presa y en su cimentación. En el modelo numérico, este valor de desplazamiento se toma como el desplazamiento total dentro de la superficie de falla, definida por la zona donde se concentran las máximas deformaciones cortantes. El desplazamiento máximo permitido para este mecanismo se establece en 1 m.
- Reducción del borde libre. Esta medida de daño corresponde al asentamiento del vértice aguas arriba de la cresta. Si este es mayor que el borde libre, se alcanza el estado límite de colapso.
- Clases de daño de Pells y Fell. Esta medida de daño se basa en los resultados empíricos obtenidos por Pells y Fell (2003). Su metodología empírica define cinco clases de daño (CD), las cuales están relacionadas con el desplazamiento vertical de la cresta.
- Asentamiento Normalizado de la Cresta (NCS). Esta medida de daño se basa en la metodología empírica de Swaisgood (2003, 2014). El autor analizó los daños en varias presas de tierra observados después de terremotos fuertes y los relacionó con el NCS.

Para el caso particular de presas de relaves y, más aún, para la región de Sudamérica, no se tienen definidos estos tipos de relaciones empíricas que son empleadas para definir DMs admisibles. Sin embargo, aún se consideran para la evaluación dinámica de las presas de relaves.

En el estado de la práctica actual de los ADNL, se selecciona un grupo de registros sísmicos que serán ajustados espectralmente a un espectro de diseño y empleados como input en la evaluación dinámica. El registro que genere mayores DMs será comparado con las DMs admisibles, y de no cumplir con ellas, se reevalúa el diseño sísmico o se proponen medidas de remediación.

Esta tendencia en la evaluación de la respuesta sísmica de presas ha venido evolucionando hacia la generación de curvas de fragilidad sísmica, en las cuales se realizan los diseños basados en un nivel de riesgo aceptado y se emplea una amplia gama de registros sísmicos de distintas medidas de intensidad. En general, una curva de fragilidad brindaría una probabilidad de excedencia de una DM en función de una medida de intensidad, tal como lo presentan los autores Regina et al. (2023), Boada et al. (2023) y, adicionalmente, empleando los mismos registros de la presente tesis en un depósito de relaves, los autores Bellido y Aguilar (2024).

En la presente tesis se brindó la respuesta sísmica de una presa de relaves sometida a una amplia gama de registros sísmicos, los cuales fueron seleccionados mediante dos metodologías, y cuyos resultados se presentaron en las secciones anteriores. A fin de brindar comentarios acerca de si las DMs obtenidas se encuentran en el rango de DMs admisibles, se menciona lo siguiente:

- Los sismos obtenidos mediante la metodología de ajuste espectral (Al Atik & Abrahamson, 2010) generaron desplazamientos totales en la cresta del depósito de relaves en el orden de 0.67 a 1.72 m, mientras que los sismos obtenidos mediante la metodología de Baker y Lee (2018) generaron desplazamientos en el orden de 0.08 a 1.86 m. Teniendo en consideración la DM admisible de 1 m como desplazamiento total, la presa de relaves evaluada no cumpliría este criterio. Sin embargo, es fundamental analizar cómo estos desplazamientos totales se traducen en deformación por corte, de lo cual se identificó en la presente evaluación que, para el sismo de mayores IMs, se presenta un patrón de deformaciones de corte en el orden de 3 a 4% de manera global. Según el criterio de Ishihara (1996), deformaciones por corte de hasta 5% indican que el material se encuentra en el rango elastoplástico, sin llegar a un estado de falla. Cabe resaltar que el criterio de Ishihara (1996) no fue desarrollado para materiales de enrocado, pero podría considerarse referencialmente. Por lo tanto, en función de la demanda sísmica y las características del depósito de relaves, podría considerarse un diseño aceptable para la estabilidad sísmica global.

- En función de lo expuesto para el diseño sísmico de las IAR, generalmente se establecen criterios de diseño que especifican rangos límites de medidas de daño en el depósito (p. ej., desplazamientos horizontales, asentamientos, reducción del borde libre, deformaciones de corte, desplazamientos de filtros) que se consideran aceptables. Se recomienda que la definición de los criterios admisibles se base en una discusión entre el diseñador, el ingeniero de registro (IDR) y la unidad minera, dado que cada IAR es única en cuanto al material utilizado para la construcción del dique y su configuración geométrica. Por ejemplo, un muro de enrocado y un muro de arena cicloneada pueden tener diferentes niveles de ductilidad, ya que el enrocado suele ser más tolerante a deformaciones. De lo cual emplear una DM admisible para ambos no sería adecuado, sin embargo, las relaciones empíricas se utilizan ampliamente por considerar data histórica, pero es importante tener en cuenta las limitaciones de estas.

Conclusiones

Se realizó un análisis dinámico no lineal de las deformaciones inducidas por sismos en un depósito de relaves ubicado en la zona central del Perú. Esto permitió evaluar la respuesta sísmica de la estructura frente a una amplia gama de registros sísmicos de diseño.

Se caracterizó el ambiente sísmico de la zona de estudio mediante un enfoque determinístico, estimando el nivel de peligro sísmico en términos de aceleraciones espectrales. Estos resultados sirvieron como base para la selección de los sismos de diseño utilizados en los análisis dinámicos no lineales.

Se generaron movimientos sísmicos de diseño representativos de la sismicidad del área de estudio, ajustados al MCE P.84 mediante la metodología de ajuste espectral y compatibles con el espectro del MCE P.50 empleando la metodología de Baker y Lee (2018). Adicionalmente, se calcularon las principales medidas de intensidad sísmica (PGA, PGV, AI, SA y potencia espectral) de los registros seleccionados como parte de su evaluación inicial.

Se caracterizaron geotécnicamente los materiales del depósito de relaves a partir de información proveniente de ensayos de laboratorio (estáticos y cíclicos), ensayos geofísicos y antecedentes de la literatura técnica. Con base en esta caracterización se calibraron los modelos constitutivos PM4Silt (para el relave) y UBCHyst (para el enrocado y el filtro/dren), con el propósito de reproducir sus respuestas cíclicas en los análisis dinámicos no lineales. El modelo PM4Silt mostró capacidad para representar de manera razonable tanto el patrón de acumulación de deformaciones como la evolución del exceso de presión de poros en el relave, mientras que el modelo UBCHyst permitió capturar adecuadamente la degradación de la rigidez y la razón de amortiguamiento de los materiales granulares.

Mediante los análisis dinámicos no lineales, se estimó la respuesta sísmica del depósito de relaves en términos de aceleraciones, desplazamientos y deformaciones. Los resultados muestran una variabilidad significativa en función de los diferentes registros sísmicos de diseño empleados y de la metodología de selección de sismos aplicada. Se evidenció, además, que la sensibilidad de la respuesta está fuertemente condicionada por las medidas de intensidad sísmica, lo que explica las diferencias en los desplazamientos y deformaciones obtenidos para un mismo escenario sísmico

Se evaluó la eficiencia de distintas medidas de intensidad sísmica (PGA, PGV, AI, SA y potencia espectral) para predecir el desplazamiento total en la cresta del depósito. Se determinó que la potencia espectral, evaluada en el rango cercano al período fundamental del depósito, presentó la mayor capacidad predictiva, mientras que el PGA resultó ser de las medidas menos eficientes. Este resultado evidenció la importancia de emplear un número significativo de registros sísmicos en los ADNLS, con el fin de cubrir un rango amplio de posibles respuestas sísmicas en el depósito de relaves.

Recomendaciones

Complementar la caracterización geotécnica de los relaves mediante ensayos de campo, como los sondeos de penetración cónica sísmica con medición de presiones de poro (SCPTu), a fin de reproducir el comportamiento del material de relave con una mejor discretización en el modelo numérico.

Evaluar la variabilidad de resultados empleando distintos modelos constitutivos para un mismo material, dado que cada uno presenta limitaciones intrínsecas. Por ejemplo, los modelos UBCHyst y PM4Silt tienden a sobreestimar el amortiguamiento a grandes deformaciones; sin embargo, son ampliamente utilizados en el estado de la práctica actual.

Ampliar la base de registros sísmicos empleados en los ADNL, diferenciando explícitamente los mecanismos de subducción (interfase e intraplaca) y realizando una discretización más detallada de las condiciones de sitio (V_{s30}) de las estaciones sísmicas. Esto permitiría representar con mayor fidelidad los efectos locales sobre la respuesta dinámica de los depósitos de relaves.

Establecer criterios de aceptación de deformaciones y desplazamientos específicos para cada proyecto de depósitos de relaves, los cuales deberán ser definidos en coordinación con el ingeniero de registro y la unidad minera, considerando el tipo de material y la geometría del depósito.

Fortalecer la representatividad de los modelos numéricos seleccionados mediante la integración de registros de monitoreo en depósitos de relaves. La incorporación de datos instrumentales (acelerógrafos, piezómetros y/o extensómetros) permitiría contrastar los resultados numéricos con mediciones reales, reduciendo la incertidumbre asociada a los supuestos de modelamiento y mejorando el entendimiento integral de las herramientas numéricas frente al comportamiento observado en campo.

Referencias bibliográficas

- Abrahamson, N. (1992). Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, 63(1).
- Abrahamson, N., Gregor, N., & Addo, K. (2016). BC Hydro Ground Motion Prediction Equations for Subduction Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 32(1), 23–44. <https://doi.org/10.1193/051712EQS188MR>
- Abrahamson, N., & Gülerce, Z. (2020). *Regionalized Ground-Motion Models for Subduction Earthquakes Based on the NGA-SUB Database*. PEER Report No. 2020/25.
- Abrahamson, N., Silva, W. J., & Kamai, R. (2014). Summary of the ASK14 Ground Motion Relation for Active Crustal Regions. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1025–1055. <https://doi.org/10.1193/070913EQS198M>
- Al Atik, L., & Abrahamson, N. (2010). An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching. *Earthquake Spectra*, 26(3), 601–617. <https://doi.org/10.1193/1.3459159>
- American Society of Civil Engineers. (2021). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-22. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784415788>
- Ancold. (2017). *Guidelines for Design of Dams and Appurtenant Structures for Earthquake*.
- Arcila, M. M., García, J., Montejó, J. S., Eraso, J. F., Valcárcel Torres, J. A., Mora Cuevas, M. G., Viganó, D., Pagani, M., & Díaz Parra, F. J. (2020). *Modelo nacional de amenaza sísmica para Colombia*. Servicio Geológico Colombiano. <https://doi.org/10.32685/9789585279469>
- Armstrong, R., Kishida, T., & Park, D. (2021). Efficiency of ground motion intensity measures with earthquake-induced earth dam deformations. *Earthquake Spectra*, 37(1), 5–25. <https://doi.org/10.1177/8755293020938811>
- Arteta, C. A., & Abrahamson, N. A. (2019). Conditional Scenario Spectra (CSS) for Hazard-Consistent Analysis of Engineering Systems. *Earthquake Spectra*, 35(2), 737–757. <https://doi.org/10.1193/102116EQS176M>
- Astroza, M., Díaz, O., Pardo, M., & Rebolledo, S. (2002). *Lecciones de un terremoto de subducción del tipo intraplaca. El terremoto de Punitaqui del 14 de octubre de 1997*. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica.
- Atkinson, J. (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations, Second Edition*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781315273549>

- Baker, J. W., & Lee, C. (2018). An Improved Algorithm for Selecting Ground Motions to Match a Conditional Spectrum. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(4), 708–723. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1264334>
- Bard, A. A. (2019). *Aplicación de Modelo Constitutivo Avanzado en el Análisis Dinámico 3D de un Tranque de Relaves en Chile* [Tesis de pregrado, Universidad de Chile]. Repositorio Académico. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/174942>
- Barton, N., & Kjaersnli, B. (1981). Shear strength of rockfill. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(GT7), 873–891.
- Baxter, C. D. P., Bradshaw, A. S., Ochoa-Lavergne, M., & Hankour, R. (2010). DSS Test Results Using Wire-Reinforced Membranes and Stacked Rings. *GeoFlorida 2010*, 600–607. [https://doi.org/10.1061/41095\(365\)57](https://doi.org/10.1061/41095(365)57)
- Bedin, J., Schnaid, F., Da Fonseca, A. V., & Costa Filho, L. D. M. (2012). Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics. *Géotechnique*, 62(3), 263–267. <https://doi.org/10.1680/geot.10.P.037>
- Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2), 99–112. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.99>
- Been, K., Jefferies, M. G., & Hachey, J. (1991). The critical state of sands. *Géotechnique*, 41(3), 365–381. <https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.3.365>
- Bellido, N., & Aguilar, Z. (2024). *Seismic Fragility Functions of a Tailings Dam Affected by Subduction Earthquakes*. Proceedings of the 9th World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering (CSEE 2024) <https://doi.org/10.11159/icgre24.136>
- Bellido, N., & Mendoza, P. (2024). *Calibration of the PM4Silt model for polymetallic fine grained mine tailings based on laboratory testing results*. Paste 2024: Proceedings of the 26th International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings, 361–370. https://doi.org/10.36487/ACG_repo/2455_29
- Bird, P. (2003). An updated digital model of plate boundaries. *Geochemistry, Geophysics, Geosystems*, 4(3). <https://doi.org/10.1029/2001GC000252>
- Boada, G., Pasten, C., & Heresi, P. (2023). Analytical fragility curves for abandoned tailings dams in North-Central Chile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 164, 107637. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107637>

- Boore, D. M. (2006). Orientation-Independent Measures of Ground Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4A), 1502–1511. <https://doi.org/10.1785/0120050209>
- Boore, D. M., Stewart, J. P., Seyhan, E., & Atkinson, G. M. (2014). NGA-West2 Equations for Predicting PGA, PGV, and 5% Damped PSA for Shallow Crustal Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1057–1085. <https://doi.org/10.1193/070113EQS184M>
- Boulanger, R. W., Moug, D. M., Munter, S. K., Price, A. B., & Dejong, J. T. (2016). *Evaluating liquefaction and lateral spreading in interbedded sand, silt, and clay deposits using the cone penetrometer*. 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, 50(4), 109–128.
- Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2018). On NDA Practices for Evaluating Liquefaction Effects. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V*, 1–20. <https://doi.org/10.1061/9780784481455.001>
- Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2022). *PM4Sand (Version 3.2): A sand plasticity model for earthquake engineering applications*. Report No. UCD/CGM-22/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA.
- Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2023). *PM4Silt (Version 2.1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications*. Report No. UCD/CGM-23/02), Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA.
- Bozorgnia, Y., Abrahamson, N. A., Ahdi, S. K., Ancheta, T. D., Atik, L. Al, Archuleta, R. J., Atkinson, G. M., Boore, D. M., Campbell, K. W., S-J Chiou, B., Contreras, V., Darragh, R. B., Derakhshan, S., Donahue, J. L., Gregor, N., Gulerce, Z., Idriss, I., Ji, C., Kishida, T., ... Youngs, R. R. (2022). NGA-Subduction research program. *Earthquake Spectra*, 38(2), 783–798. <https://doi.org/10.1177/87552930211056081>
- Bozorgnia, Y., Abrahamson, N. A., Atik, L. Al, Ancheta, T. D., Atkinson, G. M., Baker, J. W., Baltay, A., Boore, D. M., Campbell, K. W., Chiou, B. S.-J., Darragh, R., Day, S., Donahue, J., Graves, R. W., Gregor, N., Hanks, T., Idriss, I. M., Kamai, R., Kishida, T., ... Youngs, R. (2014). NGA-West2 Research Project. *Earthquake Spectra*, 30(3), 973–987. <https://doi.org/10.1193/072113EQS209M>
- Bozorgnia, Y., & Stewart, J. P. (2020). *Data Resources for NGA-Subduction Project*. PEER Report 2020/02.

- Bray, J. D., Macedo, J., & Travarasrou, T. (2018). Simplified Procedure for Estimating Seismic Slope Displacements for Subduction Zone Earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001833](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001833)
- Campbell, K. W., & Bozorgnia, Y. (2014). NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1087–1115. <https://doi.org/10.1193/062913EQS175M>
- Carrera, A. (2008). *Mechanical behaviour of Stava tailings* [Tesis doctoral, Politecnico di Torino]. Politecnico di Torino.
- Carrera, A., Coop, M., & Lancellotta, R. (2011). Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. *Géotechnique*, 61(11), 935–946. <https://doi.org/10.1680/geot.9.P.009>
- Casagrande, A. (1936). Characteristic of cohesionless soils affecting the stability of slope and earth fill. *Journal of the Boston Society of Civil Engineering*, 13–32.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands* [Tesis doctoral, Harvard University]. Harvard University.
- Castro, G. (1975). Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(6), 551–569. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000173>
- CDA. (2014). *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*.
- Cerna-Diaz, A., Kafash, M., Davidson, R., Yenne, L., & Doughty, P. (2023). Nonlinear Deformation Analyses of a Tailings Dam during a Mw5.7 Earthquake. *Geo-Congress 2023*, 70–85. <https://doi.org/10.1061/9780784484708.007>
- Chiou, B. S. J., & Youngs, R. R. (2014). Update of the Chiou and Youngs NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1117–1153. <https://doi.org/10.1193/072813EQS219M>
- Chu, J., & Leong, W. K. (2002). Effect of fines on instability behaviour of loose sand. *Géotechnique*, 52(10), 751–755. <https://doi.org/10.1680/geot.2002.52.10.751>
- Cundall, P. A., Hansteen, H., Lacasse, S., & Selnes, P. B. (1980). *NESSI - Soil Structure Interaction Program for Dynamic and Static Problems*.

- Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004). Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6), 622–634. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2004\)130:6\(622\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(622))
- Darendeli, M. B. (2001). *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves* [Tesis doctoral, The University of Texas at Austin]. The University of Texas at Austin.
- De Alba, P. A., Chan, C. K., & Seed, H. B. (1976). Sand liquefaction in large-scale simple shear tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(9), 909–927.
- De La Vega, A. (2020). *Supervisión de la gestión y operación de los depósitos de relaves*. <https://www.competitividadysostenibilidad.pe/Presentaciones/Osinerming-Supervision-de-la-gestion-y-operacion-de-los-depositos-de-relaves.pdf>
- DeMets, C., Gordon, R. G., & Argus, D. F. (2010). Geologically current plate motions. *Geophysical Journal International*, 181(1), 1–80. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2009.04491.x>
- Dorbath, L., Cisternas, A., & Dorbath, C. (1990). Assessment of the size of large and great historical earthquakes in Peru. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(3), 551–576.
- FEMA. (2005). *Earthquake Analyses and Design of Dams*.
- Gazetas, G., & Dakoulas, P. (1992). Seismic analysis and design of rockfill dams: state-of-the-art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11(1), 27–61. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(92\)90024-8](https://doi.org/10.1016/0267-7261(92)90024-8)
- Giardini, D. (1999). The Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) - 1992/1999. *Annals of Geophysics*, 42(6). <https://doi.org/10.4401/ag-3780>
- Gokyer, S., Zehtab, K., Marr, W. A., Werden, S. K., & Apostolov, A. (2019). *Cyclic response of Ottawa sand under different test conditions: cyclic triaxial, unidirectional and bidirectional direct simple shear*. 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (Roma, Italy), 2674–2681.
- Hale, C. D. (2019). *A Transfer Function Model for Deformation Hazard Analysis of Earthen Dams* [Tesis doctoral, University of California]. University of California.
- Hancock, J., Watson, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoyh, E., & Mendis, R. (2006). An Improved Method of Matching Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motion Using Wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(sup001), 67–89. <https://doi.org/10.1080/13632460609350629>

- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(7), 667–692. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001760>
- Hayes, G. P., Herman, M. W., Barnhart, W. D., Furlong, K. P., Riquelme, S., Benz, H. M., Bergman, E., Barrientos, S., Earle, P. S., & Samsonov, S. (2014). Continuing megathrust earthquake potential in Chile after the 2014 Iquique earthquake. *Nature*, 512(7514), 295–298. <https://doi.org/10.1038/nature13677>
- Hayes, G. P., Moore, G. L., Portner, D. E., Hearne, M., Flamme, H., Furtney, M., & Smoczyk, G. M. (2018). Slab2, a comprehensive subduction zone geometry model. *Science*, 362(6410), 58–61. <https://doi.org/10.1126/science.aat4723>
- Icold. (2016). *Bulletin 148: Selecting Seismic Parameters for Large Dams. Guidelines, Committee on Seismic Aspects of Dam Design*.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3), 351–451. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.3.351>
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford University PressOxford. <https://doi.org/10.1093/oso/9780198562245.001.0001>
- Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S. (1975). Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses. *Soils and Foundations*, 15(1), 29–44. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.15.29>
- Itasca Consulting Group, Inc. (2019). *FLAC — Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 8.1*.
- Jayaram, N., Lin, T., & Baker, J. W. (2011). A Computationally Efficient Ground-Motion Selection Algorithm for Matching a Target Response Spectrum Mean and Variance. *Earthquake Spectra*, 27(3), 797–815. <https://doi.org/10.1193/1.3608002>
- Jefferies, M., & Been, K. (2015). *Soil Liquefaction*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b19114>
- Kadirioğlu, F. T., & Kartal, R. F. (2016). The new empirical magnitude conversion relations using an improved earthquake catalogue for Turkey and its near vicinity (1900–2012). *Turkish Journal of Earth Sciences*, 25, 300–310. <https://doi.org/10.3906/yer-1511-7>

- Kammerer, A. M. (2002). *Undrained response of monterey 0/30 sand under multidirectional cyclic simple shear loading conditions* [Tesis doctoral, University of California]. University of California.
- Kan, M. E., & Taiebat, H. A. (2011). *Reliability of the simplified methods for evaluation of earthquake-induced displacement in earth and rockfill dams*. Australian National Committee on Large Dams Technical Proceedings.
- Kishida, T., Contreras, V., Bozorgnia, Y., Abrahamson, N., Ahdi, S., Ancheta, T., Boore, D., Campbell, K., Chiou, B., Darragh, R., Gregor, N., Kuehn, N., Kwak, D., Kwok, A., Lin, P., Magistrale, H., Mazzoni, S., Muin, S., Midorikawa, S., ... Youngs, R. (2018, June). NGA-Sub Ground Motion Database. *11th National Conference on Earthquake Engineering*.
- Kottke, A., & Rathje, E. M. (2008). A Semi-Automated Procedure for Selecting and Scaling Recorded Earthquake Motions for Dynamic Analysis. *Earthquake Spectra*, 24(4), 911–932. <https://doi.org/10.1193/1.2985772>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall.
- Kuehn, N., Bozorgnia, Y., Campbell, K. W., & Gregor, N. (2020). *Partially Non-Ergodic Ground-Motion Model for Subduction Regions using the NGA-Subduction Database*. PEER Report No. 2020/04.
- Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421–427. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001885>
- Labanda, N. A., Sottile, M. G., Cueto, I. A., & Sfriso, A. O. (2021). Screening of seismic records to perform time-history dynamic analyses of tailings dams: A power-spectral based approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 146, 106750. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106750>
- Lade, P. V., & Pradel, D. (1990). Instability and Plastic Flow of Soils. I: Experimental Observations. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(11), 2532–2550. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1990\)116:11\(2532\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1990)116:11(2532))
- Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (1997). Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), 918–928. <https://doi.org/10.1139/t97-052>
- Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (2011). Evaluation of static liquefaction potential of silty sand slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(2), 247–264. <https://doi.org/10.1139/T10-063>

- Leonard, M. (2014). Self-Consistent Earthquake Fault-Scaling Relations: Update and Extension to Stable Continental Strike-Slip Faults. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(6), 2953–2965. <https://doi.org/10.1785/0120140087>
- Leps, T. M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 96(4), 1159–1170.
- Li, X. S., & Wang, Y. (1998). Linear Representation of Steady-State Line for Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(12), 1215–1217. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:12\(1215\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:12(1215))
- Lilhanand, K., & Tseng, W. S. (1998). *Development and Application of Realistic Earthquake Time Histories Compatible with Multiple-Damping Design Spectra*. Proceeding of the 9th World Conference on Earthquake Engineering.
- Liu, C., & Macedo, J. (2022a). New conditional, scenario-based, and non-conditional cumulative absolute velocity models for subduction tectonic settings. *Earthquake Spectra*, 38(1), 615–647. <https://doi.org/10.1177/87552930211043897>
- Liu, C., & Macedo, J. (2022b). New conditional, scenario-based, and traditional peak ground velocity models for interface and intraslab subduction zone earthquakes. *Earthquake Spectra*, 38(3), 2109–2134. <https://doi.org/10.1177/87552930211067817>
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite Dynamic Model for Infinite Media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95(4), 859–877. <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001144>
- Macedo, J. (2013). *Evaluación de la Respuesta Sísmica de Presas de Tierra en Términos de la Variabilidad de los Espectros de Diseño* [Tesis de maestría, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional UNI. <https://cybertesis.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/1133>
- Macedo, J., Abrahamson, N., & Bray, J. D. (2019). Arias Intensity Conditional Scaling Ground-Motion Models for Subduction Zones. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(4), 1343–1357. <https://doi.org/10.1785/0120180297>
- Macedo, J., Bray, J. D., & Liu, C. (2023). Seismic Slope Displacement Procedure for Interface and Intraslab Subduction Zone Earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149(11). <https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-11445>

- Macedo, J., Liu, C., & Abrahamson, N. (2022). On the Interpretation of Conditional Ground-Motion Models. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 112(5), 2580–2586. <https://doi.org/10.1785/0120220006>
- Macedo, J., Torres, P., Vergaray, L., Paihua, S., & Arnold, C. (2022). Dynamic effective stress analysis of a centreline tailings dam under subduction earthquakes. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 175(2), 224–246. <https://doi.org/10.1680/jgeen.21.00017a>
- Macedo, J., & Vergaray, L. (2022). Properties of mine tailings for static liquefaction assessment. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(5), 667–687. <https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0600>
- Mánica, M., Ovando, E., & Botero, E. (2014). Assessment of damping models in FLAC. *Computers and Geotechnics*, 59, 12–20. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.02.007>
- Manzari, M. T., & Dafalias, Y. F. (1997). A critical state two-surface plasticity model for sands. *Géotechnique*, 47(2), 255–272. <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.2.255>
- Martinez, M., & Hull, A. (2019). *Toward a common practice in the selection of earthquake ground motion criteria for the design of critical mining facilities at closure and post-closure*. https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1915_20_Martinez
- Masing, G. (1926). Eigenspannungen und verfestigung beim messing. *Second International Congress of Applied Mechanics*, 332–335.
- Mazzoni, S., Kishida, T., Stewart, J. P., Contreras, V., Darragh, R. B., Ancheta, T. D., Chiou, B. S., Silva, W. J., & Bozorgnia, Y. (2022). Relational database used for ground-motion model development in the NGA-sub project. *Earthquake Spectra*, 38(2), 1529–1548. <https://doi.org/10.1177/87552930211055204>
- Mejía, L. H., & Dawson, E. M. (2006). *Earthquake deconvolution for FLAC*. 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics.
- Mika, F. (2020). *Quality Control Measures for Cyclic Simple Shear Tests on Sand* [Tesis de maestría, University of Rhode Island]. University of Rhode Island. <https://digitalcommons.uri.edu/theses>
- Mine Safety and Health Administration MSHA. (2010). *Engineering and Design Manual - Coal Refuse Disposal Facilities*.

- Montalva, G. A., Bastías, N., & Rodriguez-Marek, A. (2017). Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(2), 901–911. <https://doi.org/10.1785/0120160221>
- Mortezaie, A., & Vucetic, M. (2016). Threshold Shear Strains for Cyclic Degradation and Cyclic Pore Water Pressure Generation in Two Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001461](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001461)
- Naesgaard, E. (2011). *A Hybrid Effective Stress-Total Stress Procedure for Analyzing Embankments Subjected to Potential Liquefaction and Flow* [Tesis doctoral, The University of British Columbia]. The University of British Columbia.
- NZ Sold. (2016). *Dam Safety Guidelines*.
- Park, D., & Kishida, T. (2018). Shear wave velocity profiles of fill dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 250–258. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.10.013>
- Park, D., & Kishida, T. (2019). Seismic Response of Embankment Dams Based on Recorded Strong-Motion Data in Japan. *Earthquake Spectra*, 35(2), 955–976. <https://doi.org/10.1193/042918EQS107M>
- Parker, G. A., Stewart, J. P., Boore, D. M., Atkinson, G. M., & Hassani, B. (2022). NGA-subduction global ground motion models with regional adjustment factors. *Earthquake Spectra*, 38(1), 456–493. <https://doi.org/10.1177/87552930211034889>
- Pells, S., & Fell, R. (2003). *Damage and cracking of embankment dams by earthquake and the implications for internal erosion and piping*. Proceedings of the 21st International Congress on Large Dams (ICOLD).
- Poulos, S. J. (1981). The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(GT5), 553–562.
- Rathje, E. M., & He, J. (2022). A Seismic Fragility Framework for Earth Dams. *Lifelines* 2022, 405–415. <https://doi.org/10.1061/9780784484432.036>
- Reasenbergs, P. (1985). Second-order moment of central California seismicity, 1969–1982. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 90(B7), 5479–5495. <https://doi.org/10.1029/JB090iB07p05479>
- Regina, G., Zimmaro, P., Ziotopoulou, K., & Cairo, R. (2023). Evaluation of the optimal ground motion intensity measure in the prediction of the seismic vulnerability of earth

- dams. *Earthquake Spectra*, 39(4), 2352–2378.
<https://doi.org/10.1177/87552930231170894>
- Reynolds, O. (1885). On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact with experimental illustrations. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, 20(127), 469–481.
<https://doi.org/10.1080/14786448508627791>
- Robertson, P. K. (1994). Suggested terminology for liquefaction. In *47th Canadian Geotechnical Conference*, 277–286.
- Robertson, P. K., & Fear, C. E. (1995, November). Liquefaction of sands and its evaluation. *Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*.
- Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442–459.
<https://doi.org/10.1139/t98-017>
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B., & Ill, W. D. D. (1998). Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(5), 396–405. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:5\(396\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:5(396))
- Rollins, K. M., Singh, M., & Roy, J. (2020). Simplified Equations for Shear-Modulus Degradation and Damping of Gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002300](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002300)
- Roncal, M. A. (2017). *Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional y Elaboración de Aplicativo web* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional UNI.
<https://cybertesis.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/12214>
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On The Yielding of Soils. *Géotechnique*, 8(1), 22–53. <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>
- Salam, S., Xiao, M., & Evans, J. C. (2020). Strain History and Short-Period Aging Effects on the Strength and Cyclic Response of Fine-Grained Coal Refuse. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(10).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002364](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002364)
- Salam, S., Xiao, M., Khosravifar, A., & Ziotopoulou, K. (2021). Seismic stability of coal tailings dams with spatially variable and liquefiable coal tailings using pore pressure

- plasticity models. *Computers and Geotechnics*, 132, 104017. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104017>
- Salehian, A. (2013). *Predicting the dynamic behavior of coal mine tailings using state-of-practice geotechnical field methods* [Tesis doctoral, Univ. of Kentucky]. Univ. of Kentucky.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J., & Seed, H. B. (1972). *SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontal layered sites*. Earthquake Engineering Research Center.
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill Book Company (January 1, 1968).
- Scordilis, E. M. (2006). Empirical Global Relations Converting M_S and m_b to Moment Magnitude. *Journal of Seismology*, 10(2), 225–236. <https://doi.org/10.1007/s10950-006-9012-4>
- Seed, H. B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 16(4), 81. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)91243-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)91243-9)
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis*.
- Seed, H. B., Martin, P. P., & Lysmer, J. (1975). *The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction*.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), 1016–1032. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:11\(1016\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:11(1016))
- Silgado, E. (1973). *Historia de los Sismos más Notables ocurridos en el Perú 1955-1970*. *Geofísica Panamericana*, 179–243.
- Silgado, E. (1978). *Historia de los Sismos más Notables ocurridos en el Perú (1513-1974)*.
- Silgado, E. (1992). *Investigación de Sismicidad Histórica en la América del Sur en los Siglos XVI, XVII, XVIII y XIX*.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), 564–578. <https://doi.org/10.1139/t85-076>

- Stokoe, K. H., Darendeli, M. B., Andrus, R. D., & Brown, L. T. (1999). Dynamic soil properties: Laboratory, field and correlation studies. *International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 811–845.
- Swaigood, J. R. (2003). *Embankment dam deformations caused by earthquakes*. He 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering.
- Swaigood, J. R. (2014). Behavior of embankment dams during earthquake. *Journal of Dam Safety*, 12(2), 35–44.
- Taylor, D. W. (1955). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc.; Eighth Printing, June, 1955 edition (January 1, 1955).
- USSD. (2022). *Analysis of Seismic Deformations of Embankment Dams*. www.ussdams.org
- Vaid, Y. P., & Chern, J. C. (1985). Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, 120–147.
- Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996). The Steady State of Sandy Soils. *Soils and Foundations*, 36(2), 81–91. https://doi.org/10.3208/sandf.36.2_81
- Vergaray, L., Macedo, J., & Arnold, C. (2023). Static and Cyclic Liquefaction of Copper Mine Tailings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149(5). <https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-10661>
- Viana Da Fonseca, A., Coop, M. R., Fahey, M., & Consoli, N. C. (2011). The interpretation of conventional and non-conventional laboratory tests for challenging geotechnical problems. *5th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, 84–119.
- Wichtmann, T., Niemunis, A., & Triantafyllidis, Th. (2005). Strain accumulation in sand due to cyclic loading: drained triaxial tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(12), 967–979. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.02.022>
- Wroth, C. P., & Bassett, R. H. (1965). A Stress–Strain Relationship for the Shearing Behaviour of a Sand. *Géotechnique*, 15(1), 32–56. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.32>
- Yang, S., Mavroeidis, G. P., de la Llera, J. C., Poulos, A., Aguirre, P., Rahpeyma, S., Sonnemann, T., & Halldorsson, B. (2019). Empirical site classification of seismological stations in Chile using horizontal-to-vertical spectral ratios determined from recordings of large subduction-zone earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125, 105678. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.05.017>

- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (1998). Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils. *National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)*.
- Ziotopoulou, K., & Boulanger, R. W. (2016). Plasticity modeling of liquefaction effects under sloping ground and irregular cyclic loading conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 84, 269–283.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.02.013>

Anexos

Anexo 1: Evaluación del peligro sísmico determinístico	1
Anexo 2: Base de datos para la selección de un set de registros	7
Anexo 3: Ajuste espectral	13
Anexo 4: Espectrograma de los sismos seleccionados.....	20
Anexo 5: Parámetros del modelo numérico	29
Anexo 6: Respuesta del modelo PM4Silt	33

ANEXO 1. EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINÍSTICO

Figura 1

Fallas geológicas.

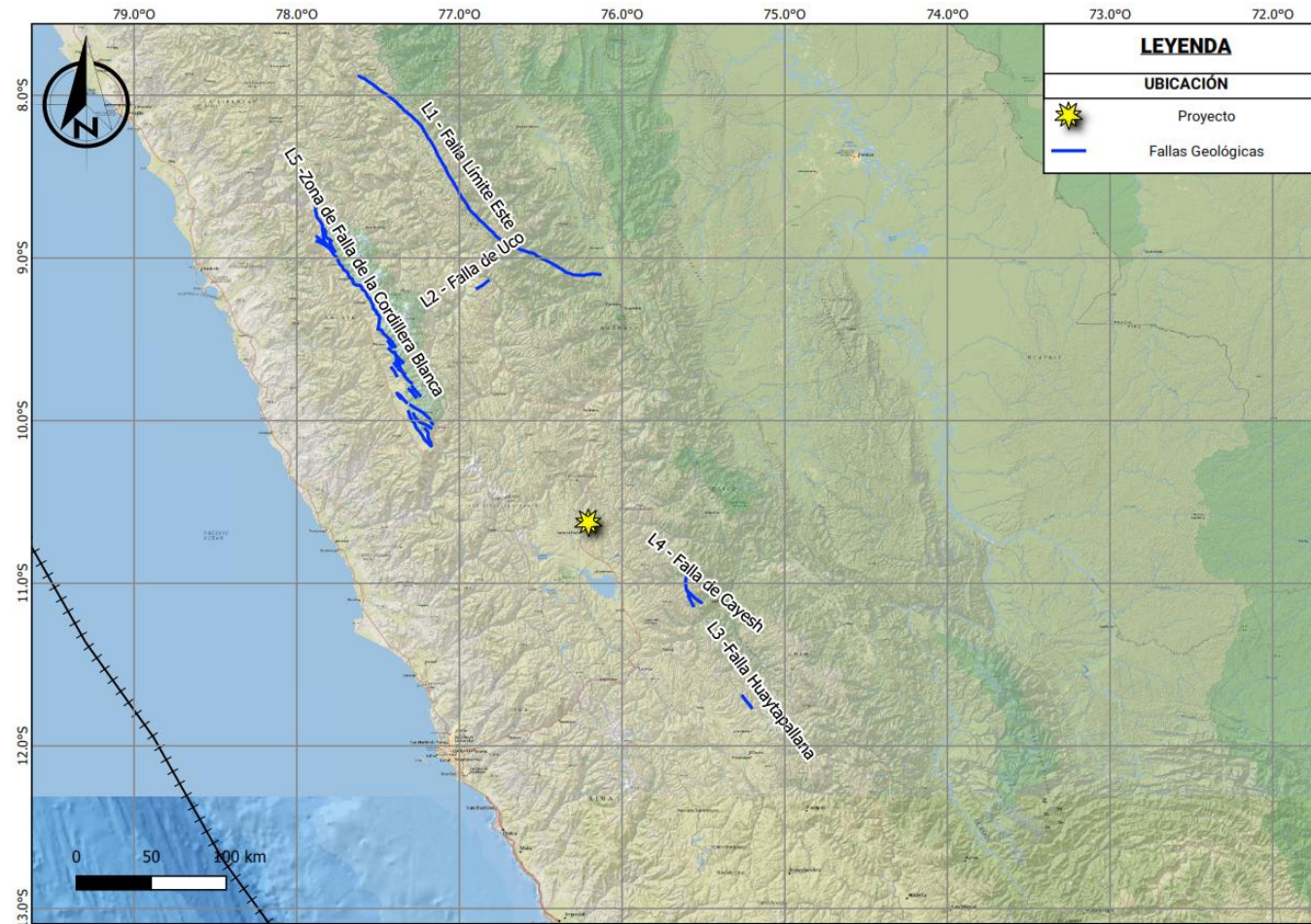


Figura 2

Zonas sismogénicas de interplaca (subducción).

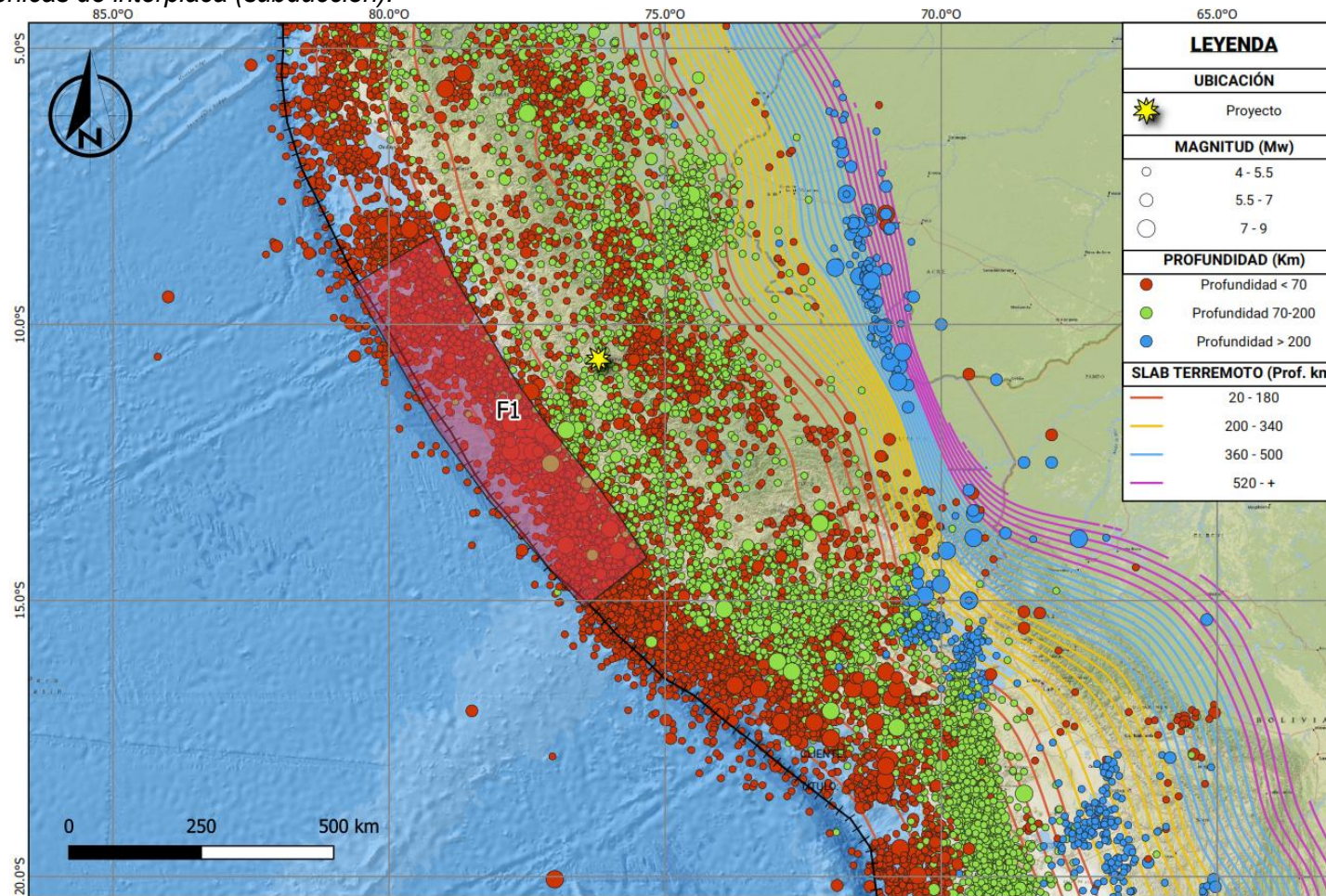


Figura 3

Zonas sismogénicas de intraplaca (subducción).

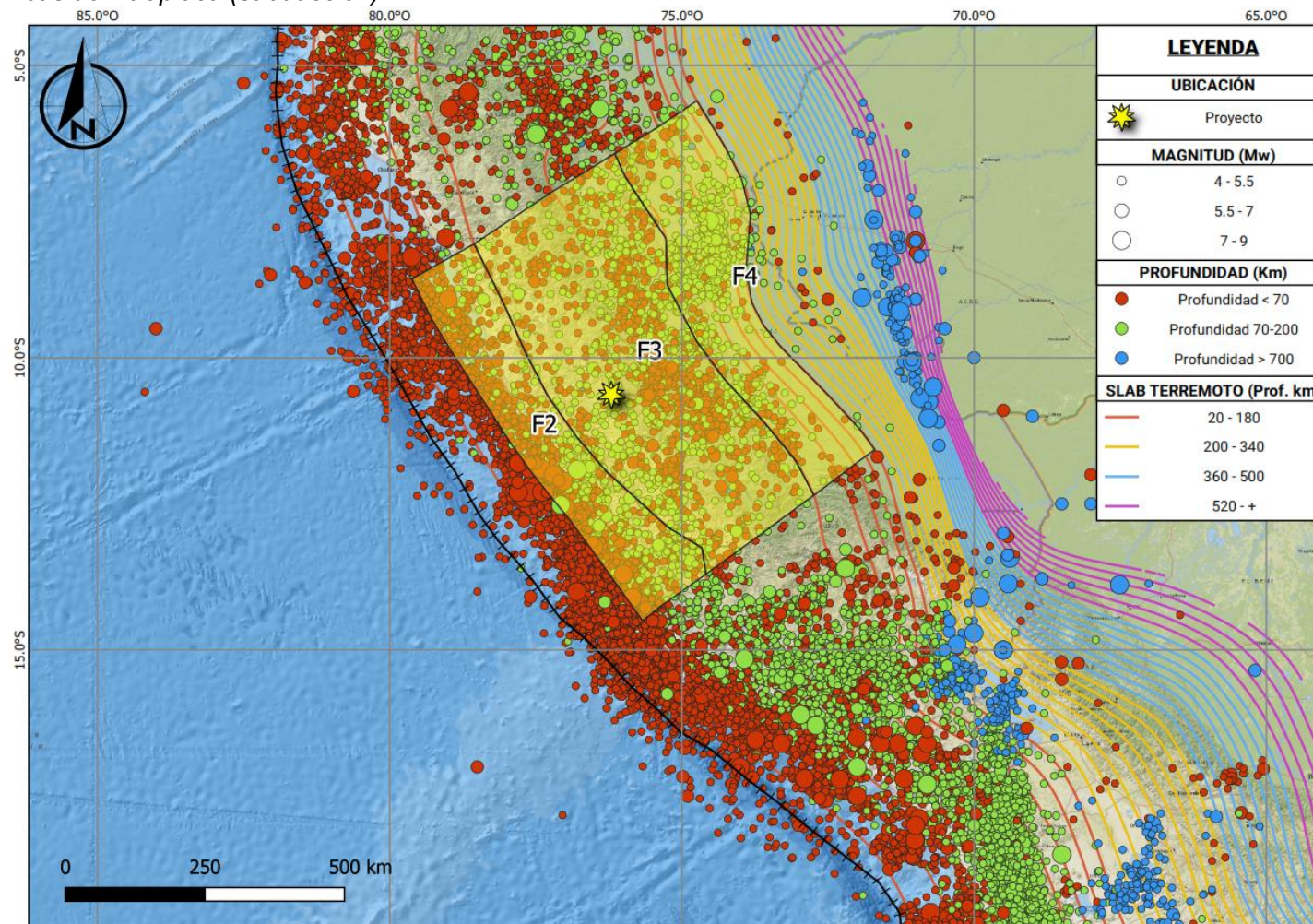


Figura 4

Zonas sismogénicas de corteza.

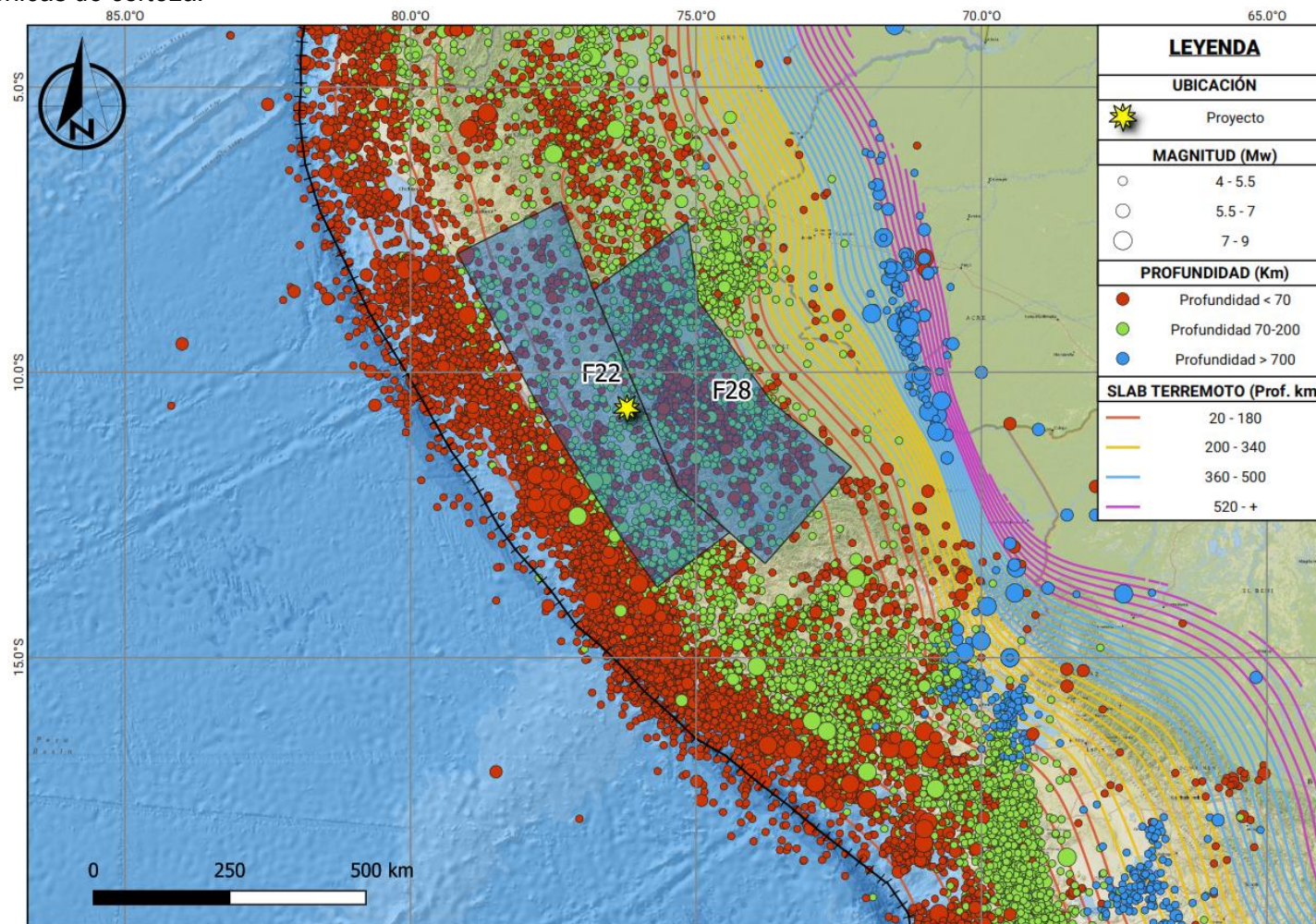


Figura 5

Distribución de eventos sísmicos en la zona de estudio.

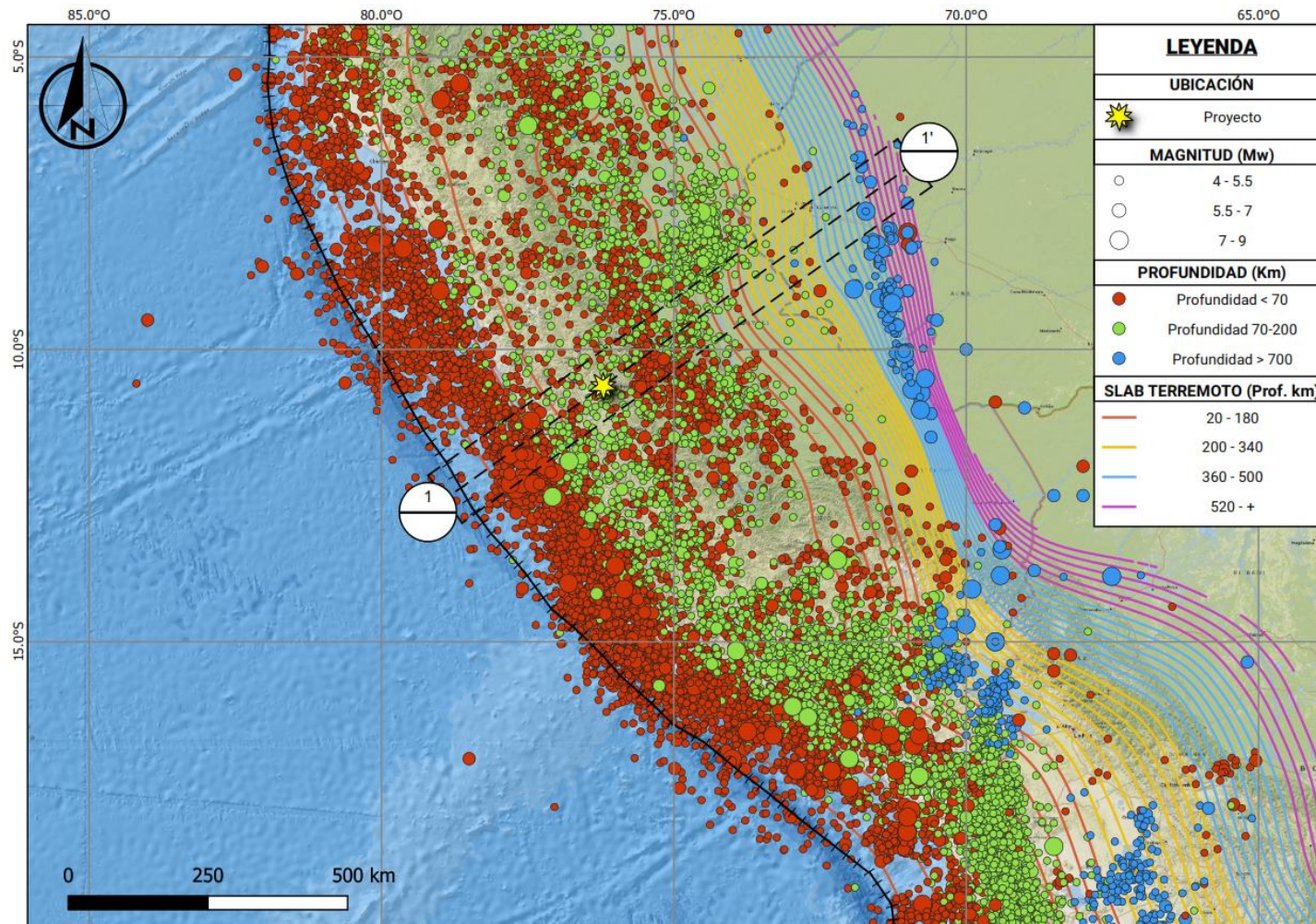
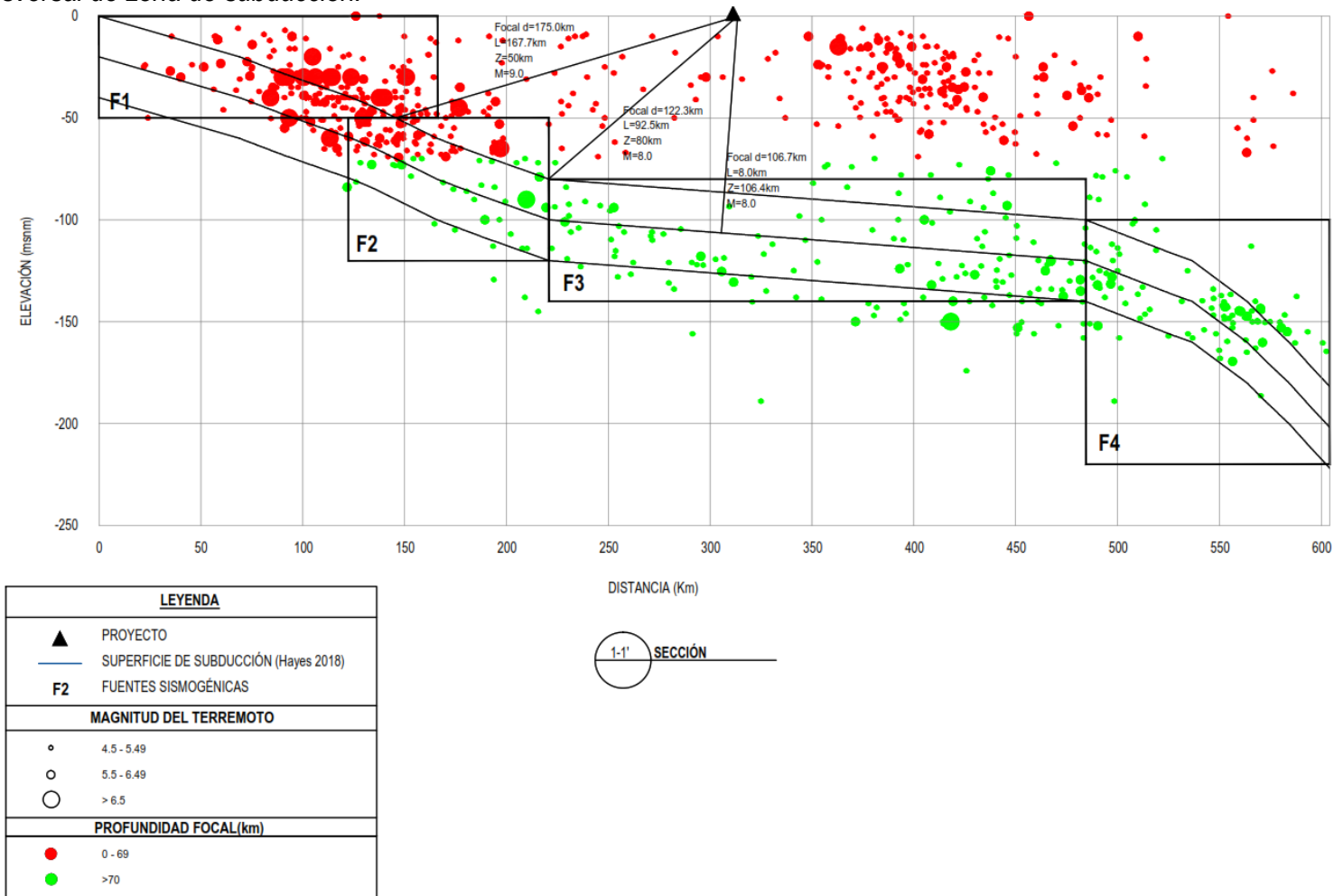


Figura 6

Sección transversal de zona de subducción.



ANEXO 2. BASE DE DATOS PARA LA SELECCIÓN DE UN SET DE REGISTROS

Sismo ID	Evento	Dirección	Estación	Magnitud	Mecanismo	Coordenadas Sismo		Profundidad (km)	Fuente Sismo	R _{epi} (km)	Coordenadas Estación		Fuente Estación	V _{s30} (m/s)
						Latitud	Longitud				Latitud	Longitud		
1	17/10/1966 21:41:00	EW	Parque de la Reserva	8.1 Mw	Interfase	10.7	78.7	24	CISMID	236.6	12.07	77.04	CISMID	608
2		NS												
3	31/05/1970 20:23:00	EW	Parque de la Reserva	7.9 Mw	Intraplaca	9.36	78.87	64	CISMID	361.7	12.07	77.04	CISMID	608
4		NS												
5	05/01/1974 8:33:51	EW	Parque de la Reserva	6.6 Mw	Intraplaca	12.39	76.29	91.7	CISMID	89.0	12.07	77.04	CISMID	608
6		NS												
7		EW	Zarate							88.4	12.02	77.01	CISMID	-
8		NS												
9	03/10/1974 14:21:00	EW	Parque de la Reserva	8.1 Mw	Interfase	12.5	77.98	13	CISMID	112.8	12.07	77.04	CISMID	608
10		NS												
11		L	Casa Dr. Huaco							116.2	12.13	76.98	COSMOS	-
12		T												
13	09/11/1974 12:59:54	EW	La Molina	7.1 Mw	Interfase	12.52	77.59	12.8	CISMID	79.2	12.13	76.98	CISMID	-
14		NS												
15		EW	Parque de la Reserva							78.0	12.07	77.04	CISMID	608
16		NS												
17	03/03/1985 22:47:07	80	Chillan	8.0 Mw	Interfase	33.12	71.62	40	Yang et al. (2019)	391.9	36.62	72.1	Yang et al. (2019)	568
18		350												
19		10	Talca							257.4	35.43	71.67	Yang et al. (2019)	537/548/560/598/648/677
20		280												
21		200	La Ligua							82.2	32.45	71.25	Arango et al. (2011)	620
22		290												
23		80	San Felipe							92.1	32.75	70.73	Yang et al. (2019)	502
24		170												
25		200	Viña del Mar							11.6	33.03	71.55	Yang et al. (2019)	242/260/273/289
26		290												
27		10	Lolleo							55.8	33.62	71.61	Yang et al. (2019)	305/316/360
28		100												
29		70	Valparaiso							9.1	33.05	71.6	Yang et al. (2019)	926/1421
30		160												
31		190	Llay Llay							67.6	32.84	70.97	Yang et al. (2019)	270/610/613
32		280												
33		70	Illapel							170.4	31.63	71.17	Yang et al. (2019)	613
34		340												
35		140	Papudo							69.7	32.51	71.45	Yang et al. (2019)	517/687/933
36		50	Valparaiso Almendral							8.01	33.05	71.6	Yang et al. (2019)	239/360/454
37		140												
38		L	Cauquenes							323.9	35.97	72.32	Yang et al. (2019)	328/388/648
39		T												
40		L	Colbun							290.2	35.72	71.43	Yang et al. (2019)	515
41		T												

42		L	Constitucion																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
----	--	---	--------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

86		L	Cuya								487.5	19.16	70.18	Yang et al. (2019)	415
87		T									306.3	17.19	70.93	CISMID	542
88		EW													
89		NS	César Vizcarra Vargas												
90		L	Arica Cementerio												
91		T	Arica Cementerio												
92		EW	Arica Cerro La Cruz											Arango et al. (2011)	1132
93		NS	Arica Cerro La Cruz												
94		L	Arica Costanera												
95		T	Arica Costanera											Yang et al. (2019)	389/390
96		EW	Calama												
97		NS	Calama												
98		L	Cuya											Yang et al. (2019)	415
99		T	Cuya												
100		L	El Loa												
101		T	El Loa											Yang et al. (2019)	586
102		EW	Iquique												
103		NS	Iquique												
104		L	Iquique IDIEM											Arango et al. (2011)	605
105		T	Iquique IDIEM												
106		L	Iquique Plaza												
107		T	Iquique Plaza											Arango et al. (2011)	605
108		EW	Mejillones												
109		NS	Mejillones												
110	13/06/2005 22:44:33	EW	Pica	7.9 Mw	Intraplaca	19.9	69.13	111	Universida d de Chile					Yang et al. (2019)	1087
111		NS	Pica												
112		L	Pisagua												
113		T	Pisagua											Yang et al. (2019)	1584
114		EW	Poconchile												
115		NS	Poconchile												
116		L	Putre											Yang et al. (2019)	415
117		T	Putre												
118		EW	UNSA												
119		NS	UNSA											CISMID	568
120		EW	Estación Characato												
121		NS	Estación Characato												
122		EW	César Vizcarra Vargas											CISMID	542
123		NS	César Vizcarra Vargas												
124		EW	Estación MOQ2												
125		NS	Estación MOQ2											CISMID	517
126		EW	Estación MOQ3												
127		NS	Estación MOQ3												
128		EW	Jorge Basadre Grohmann University											CISMID	568
129		NS	Jorge Basadre Grohmann University												
130		EW													
131											240.0	18.01	70.23	CISMID	382

131		NS	Alberto Giesecke Matto											
132	15/08/2007 23:43:21	EW	Estación	7.9 Mw	Interfase	13.67	76.76	40	IGP	646.0	16.47	71.49	CISMID	429
133		NS	Characato							183.2	12.07	77.16	CISMID	348
134		EW	Dirección de							120.6	14.09	75.73	CISMID	281
135		NS	Hidrografía y							187.3	12.01	77.05	CISMID	568
136		EW	Navegación							176.4	12.09	76.9	CISMID	517
137		NS	UNICA							181.3	37.8	72.51	Yang et al. (2019)	315/353/355/ 372/417
138		EW	Jorge Alva							69.4	36.83	73.05	Yang et al. (2019)	223/230/423
139		NS	Hurtado							108.8	35.34	72.41	Yang et al. (2019)	220/224/264/ 294/342/343/ 595
140		EW	Casa Dr. Piqué							1014.3	27.37	70.32	Yang et al. (2019)	349
141		NS								206.4	34.99	71.24	Yang et al. (2019)	476/537/540/ 554/623/673
142	27/02/2010 6:34:11	EW	Angol	8.8 Mw	Interfase	36.21	72.96	32	Yang et al. (2019)	171.9	34.98	71.81	Yang et al. (2019)	460/500/527/ 528/547/560/ 624
143		NS								313.3	33.62	71.61	Yang et al. (2019)	305/316/360
144		L	Concepción							269.2	33.96	71.87	Yang et al. (2019)	370/374/380/ 393/394
145		T								434.2	32.51	71.45	Yang et al. (2019)	517/687/933
146		L	Constitucion							370.6	33.47	70.65	Yang et al. (2019)	420
147		T								369.0	33.51	70.61	Yang et al. (2019)	598/685
148		EW	Copiado							360.7	33.51	70.77	Yang et al. (2019)	375/386/428/ 439/450
149		NS								371.5	33.5	70.58	Yang et al. (2019)	276/312/330/ 379/390
150		NS	Curico							364.3	33.58	70.58	Yang et al. (2019)	496
151		EW								145.1	35.43	71.67	Yang et al. (2019)	537/548/560/ 598/648/677
152		L	Hualane							403.4	39.83	73.24	Yang et al. (2019)	274/454
153		T												
154		L	Llolleo											
155		T												
156		L	Matanzas											
157		T												
158		L	Papudo											
159		T												
160		L	Santiago Centro											
161		T												
162		NS	Santiago La											
163		EW	Florida											
164		EW	Santiago Maipu											
165		NS												
166		EW	Santiago											
167		NS	Peñalolen											
168		EW	Santiago Puente											
169		NS	Alto											
170		L	Talca											
171		T												
172		EW	Valdivia											
173		NS												

174		EW	Vallenar /QDR							873.4	28.58	70.76	Yang et al. (2019)	561				
175		NS												372.9	33.05	71.6	Yang et al. (2019)	239/360/454
176		L	Valparaiso Almendral											373.9	33.04	71.6	Yang et al. (2019)	926/1421
177		T												376.5	33.03	71.55	Yang et al. (2019)	242/260/273/289
178		L	Valparaiso UTFSM											375.7	33.05	71.51	Yang et al. (2019)	260/280
179		T																
180		EW	Viña del Mar Centro															
181		NS																
182		NS	Viña del Mar el Salto															
183		EW																
184	01/04/2014 23:46:47	HLE	HMBCX	8.1 Mw	Interfase	19.64	70.82	25	Yang et al. (2019)	121.0	20.3	69.9	CSN	743				
185		HLN																
186		HLE	PB11															
187		HLN																
188		HLE	Estación PSGCX															
189		HLN																
190		HNE	TA01															
191		HNN																
192		HNE	T09A															
193		HNN																
194		HNE	T08A															
195		HNN																
196		HNE	T03A															
197		HNN																
198		HNE	T05A															
199		HNN																
200		HNE	T06A															
201		HNN																
202	16/09/2015 22:54:32	HNE	VA03	8.3 Mw	Interfase	31.57	71.67	26	Yang et al. (2019)	169.9	32.8	70.6	CSN	937				
203		HNN																
204		HNE	VA01															
205		HNN																
206		HNE	CO03															
207		HNN																
208		HNE	C11O															
209		HNN																
210		HNE	V02A															
211		HNN																
212		HNE	C19O															
213		HNN																
214		HNE	C20O															
215		HNN																
216		HNE	C33O															
217		HNN																
218		HNE	V01A															
219		HNN																

220		HNE	C22O							176.5	30	71.4	CSN	1228
221		HNN												
222		HNE	R05M							231.3	33.4	70.5	CSN	635
223		HNN												
224		HNE	C09O							234.6	29.5	71.2	CSN	754
225		HNN												
226		HNE	R14M							231.3	33.4	70.5	CSN	574
227		HNN												
228		HNE	R02M							233.1	33.5	70.7	CSN	724
229		HNN												
230		HNE	R20M							247.6	33.7	70.9	CSN	577
231		HNN												
232		HNE	R22M							237.0	33.5	70.6	CSN	647
233		HNN												
234		HNE	M03L							384.0	35	71.2	CSN	715
235		HNN												
236		HNE	V22A							159.2	33	71.6	CSN	854
237		HNN												
238		HNE	C23O							68.4	31.8	71	CSN	751
239		HNN												
240		HNE	C32O							118.6	30.9	70.7	CSN	578
241		HNN												
242		HNE	V07A							203.6	33.4	71.7	CSN	549
243		HNN												
244	26/05/2019 07:41:12	NS	UNTRM	8 Mw	Intraplaca	5.74	75.55	135	IGP	260.9	6.24	77.86	CIP	241
245		EO												
246		NS	CIP TARAPOTO							125.9	6.46	76.43	CIP	311
247		EO												
248		NS	CIP AMAZONAS							263.0	6.23	77.88	CIP	288
249		EO												
250		NS	CIP MOYOBAMBA							160.9	6.03	76.97	CIP	287
251		EO												

ANEXO 3. AJUSTE ESPECTRAL

Figura 7

Ajuste Espectral Sismo de Ancash, 1970.

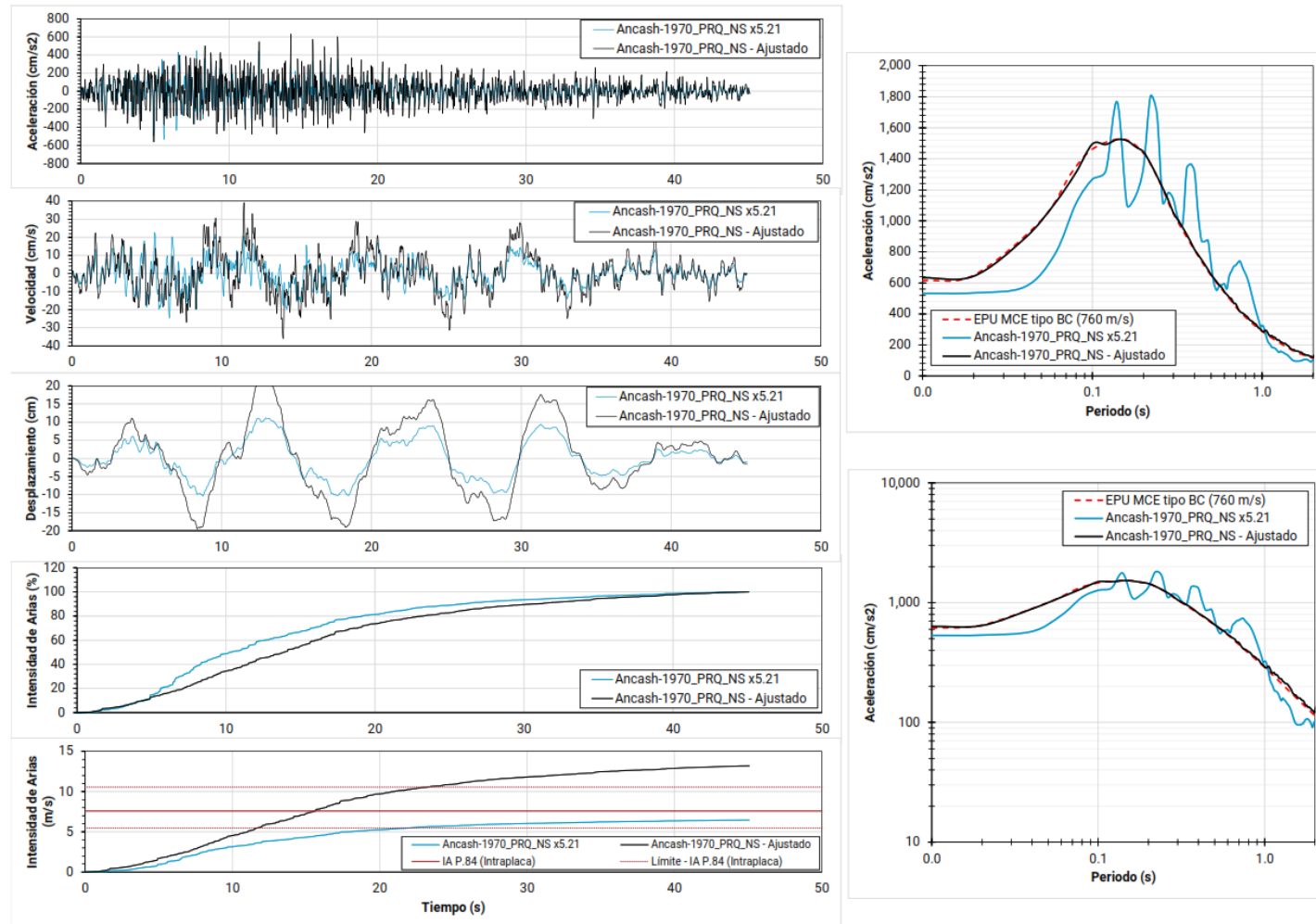


Figura 8

Ajuste Espectral Sismo de Tarapaca, 2005 (Estación Iquique).

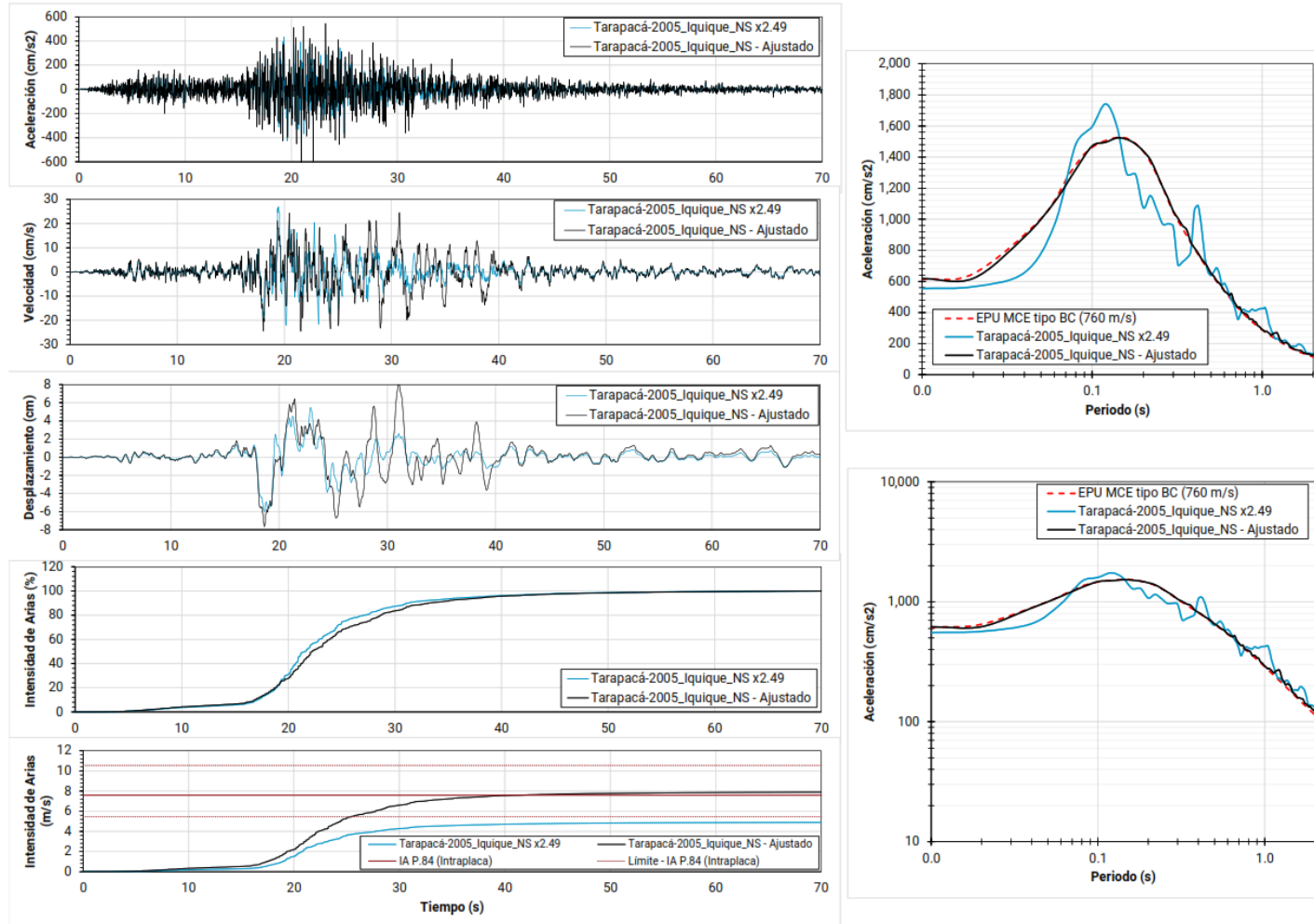


Figura 9

Ajuste Espectral Sismo de Tarapaca, 2005 (Estación Pica).

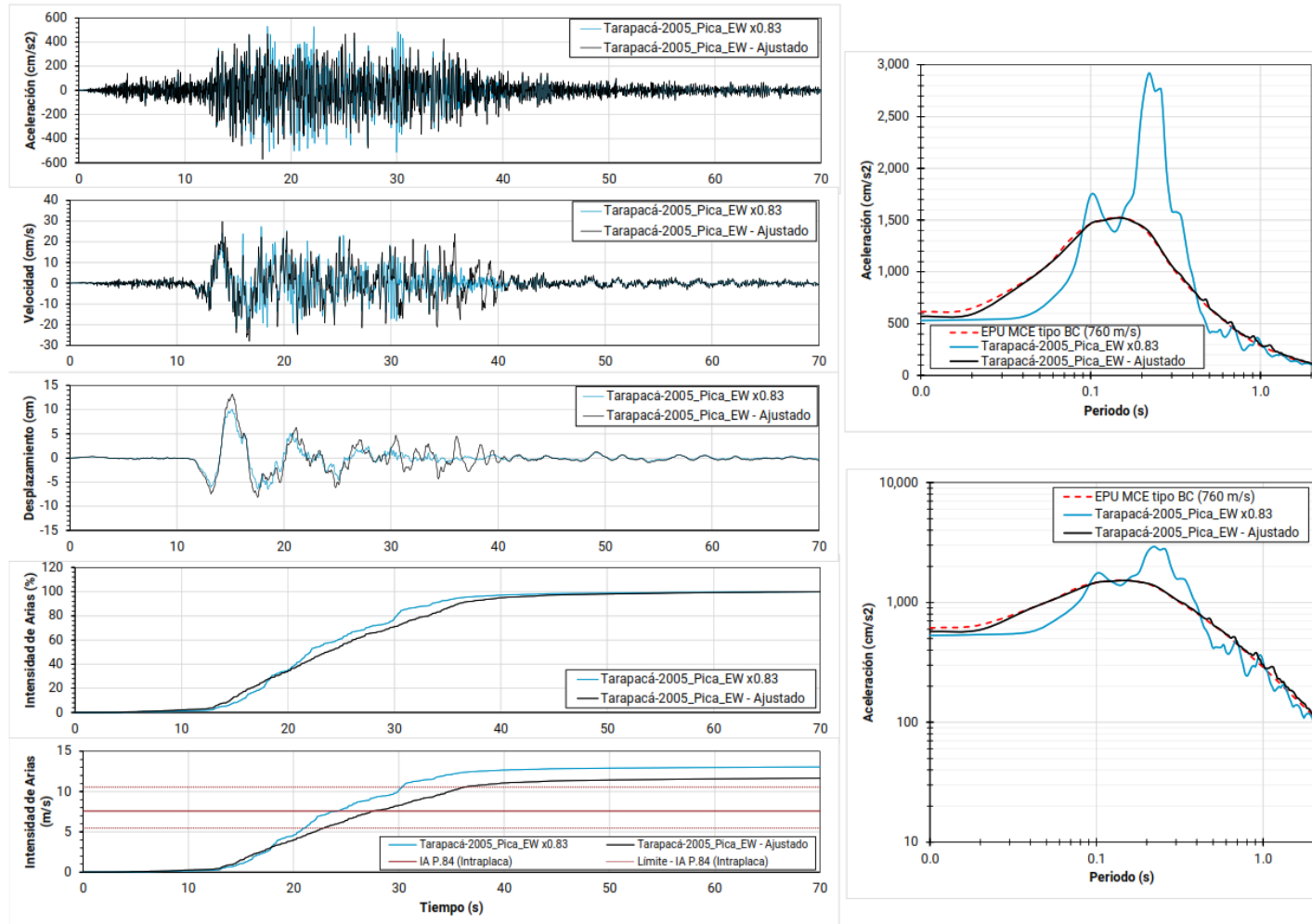


Figura 10

Ajuste Espectral Sismo de El Salvador, 2001.

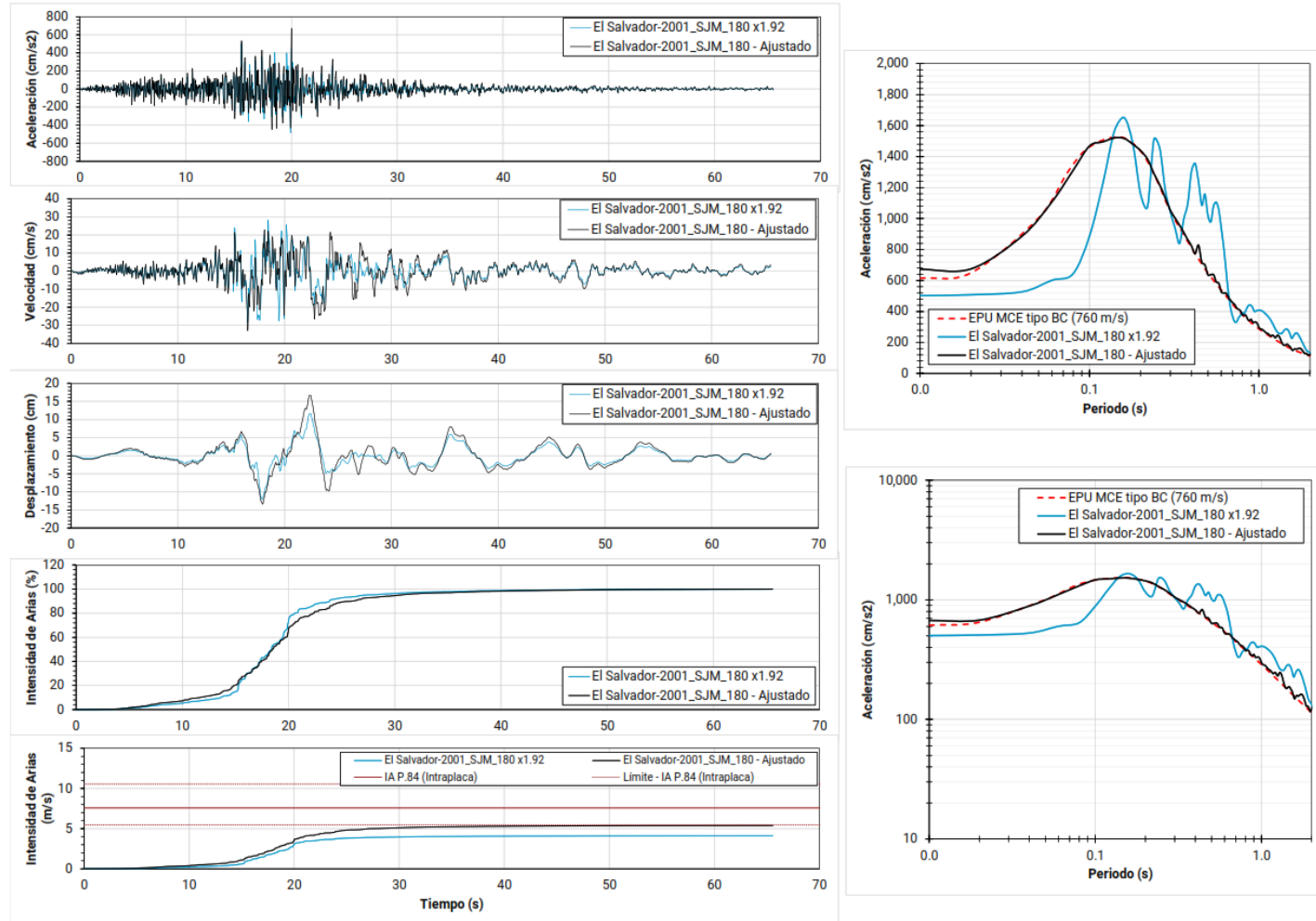


Figura 11

Ajuste Espectral Sismo de Tehuantepec, 2017.

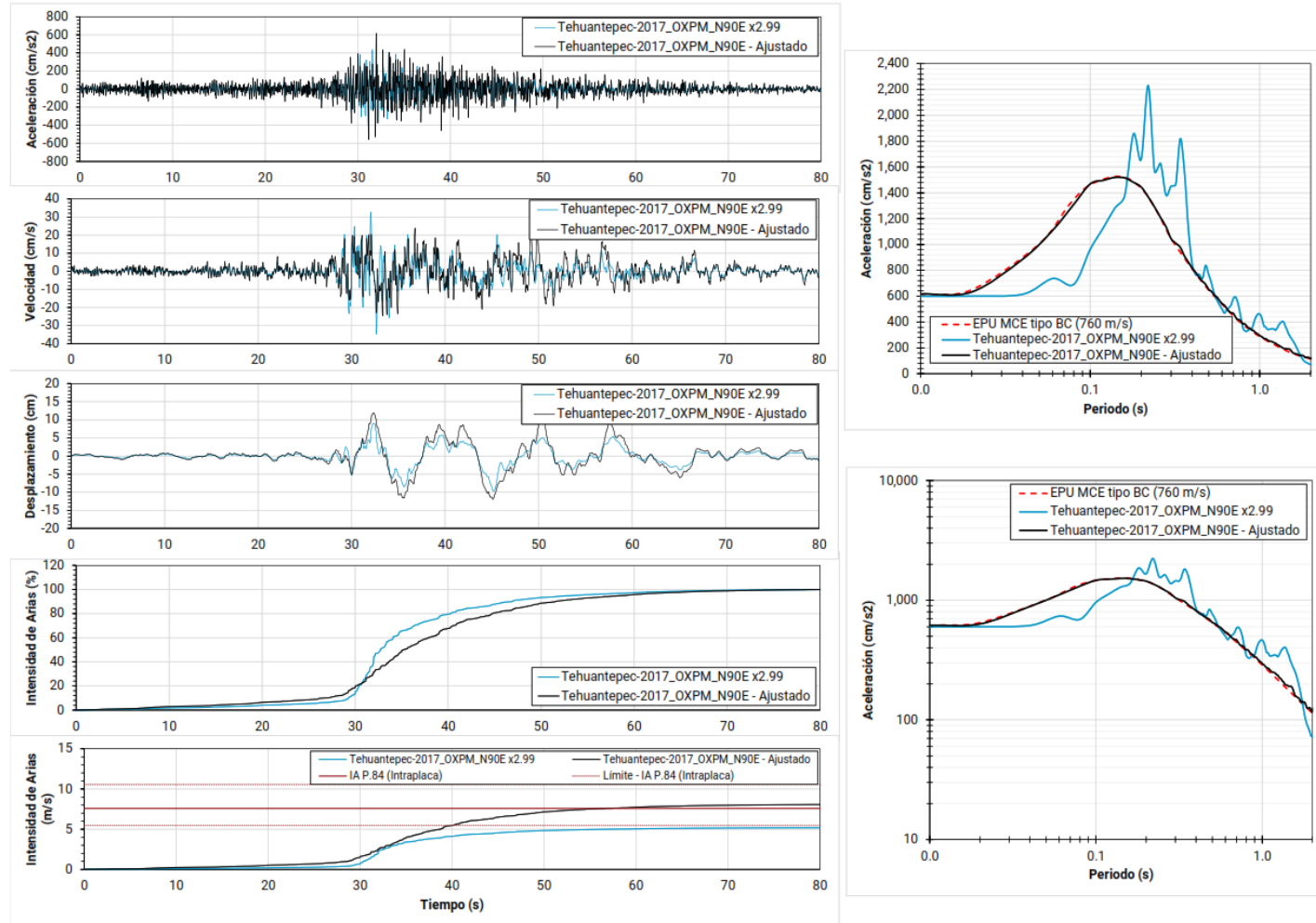


Figura 12

Ajuste Espectral Sismo de Puebla, 2017.

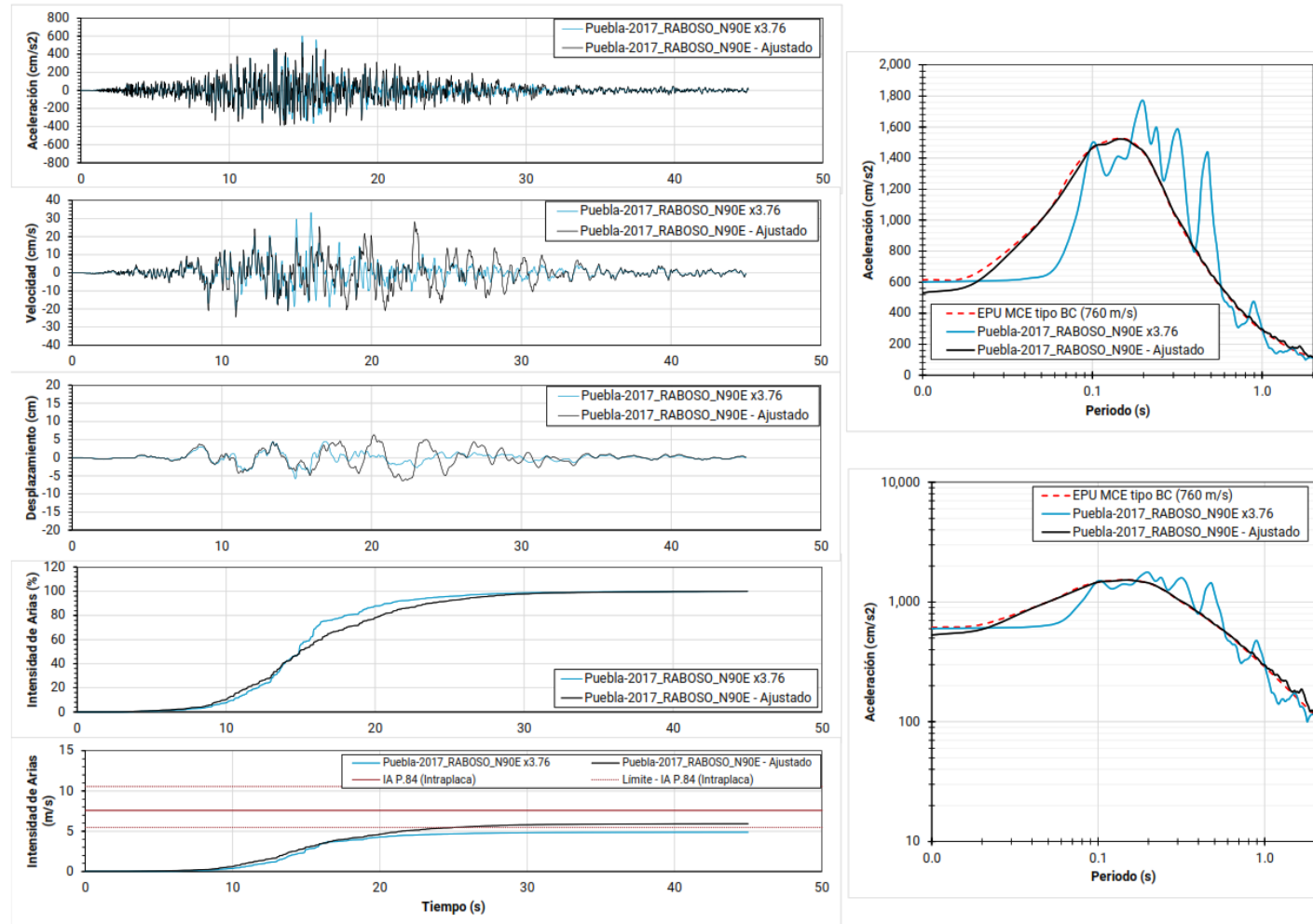
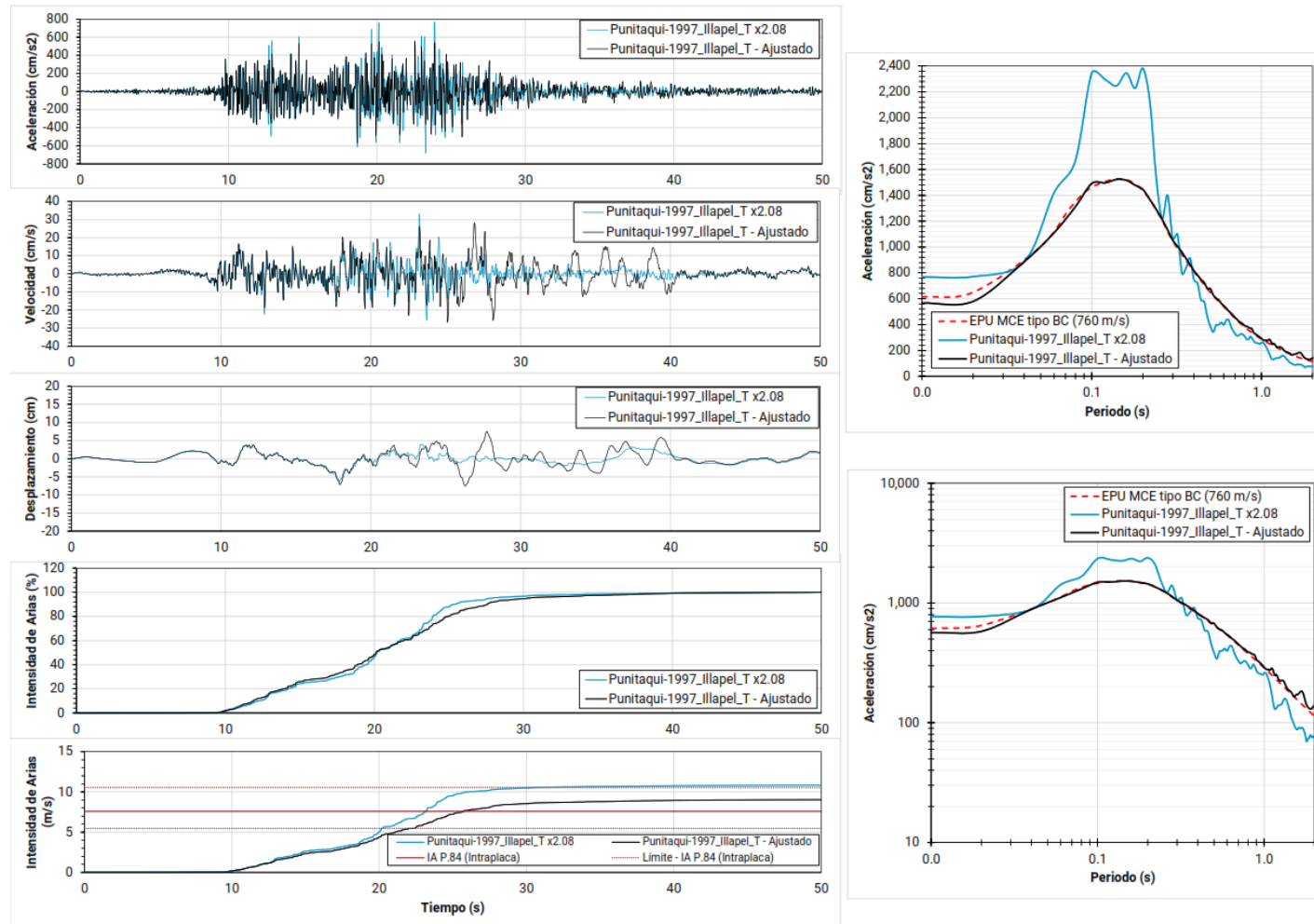


Figura 13

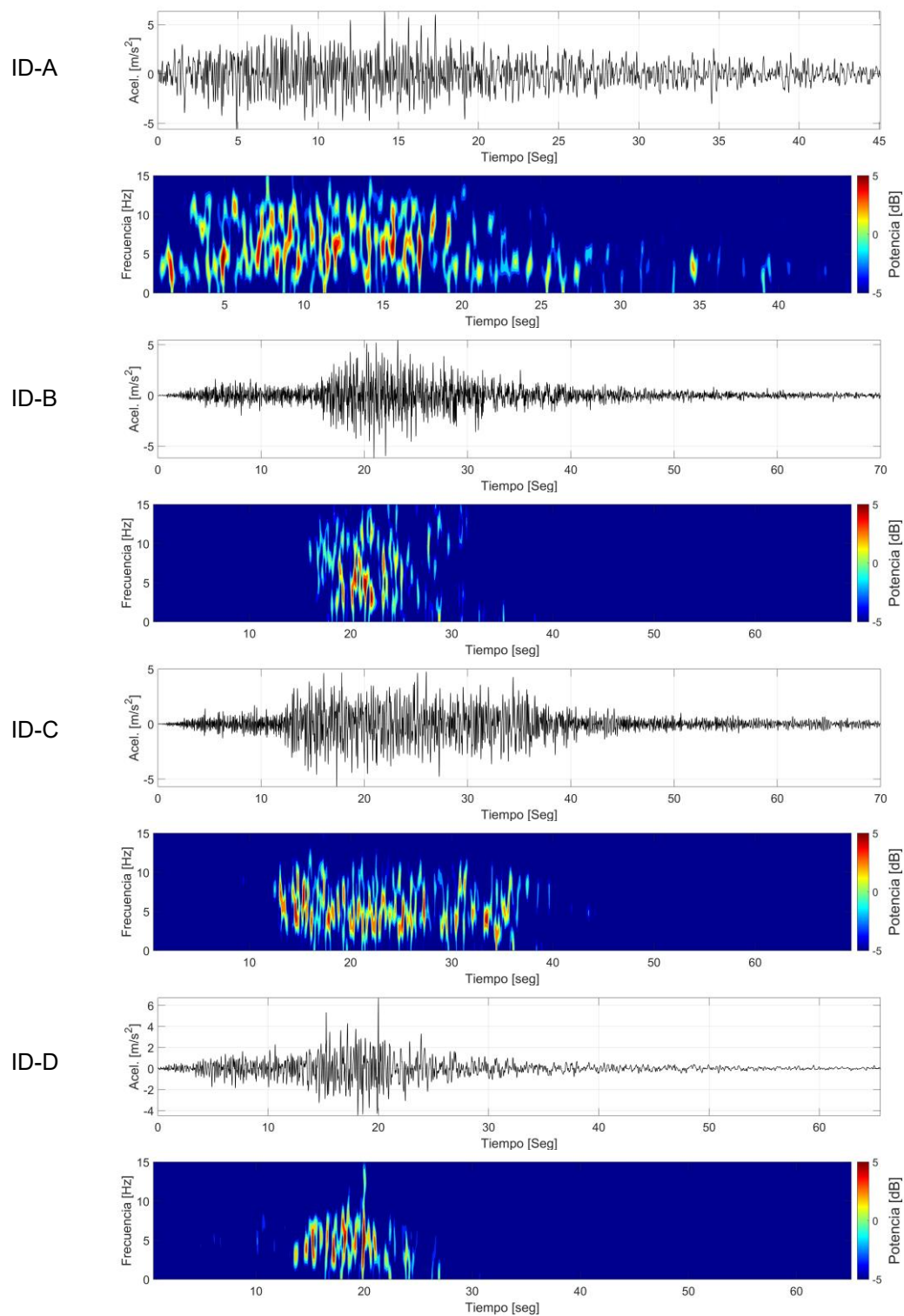
Ajuste Espectral Sismo de Punitaqui, 1997.



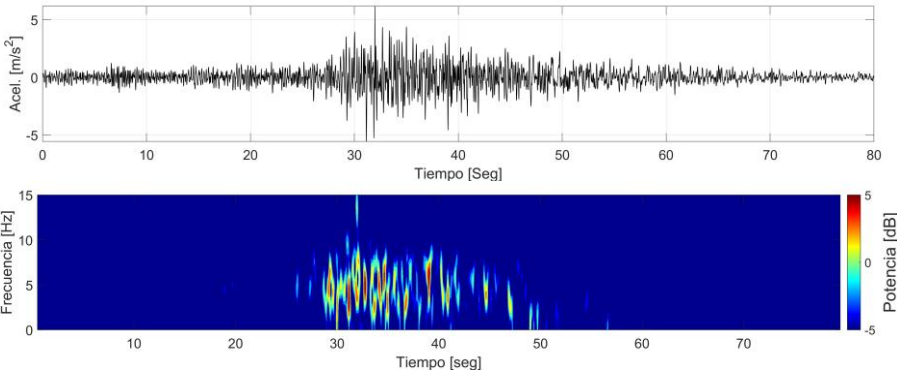
ANEXO 4. ESPECTROGRAMA DE LOS SISMOS SELECCIONADOS

Figura 14

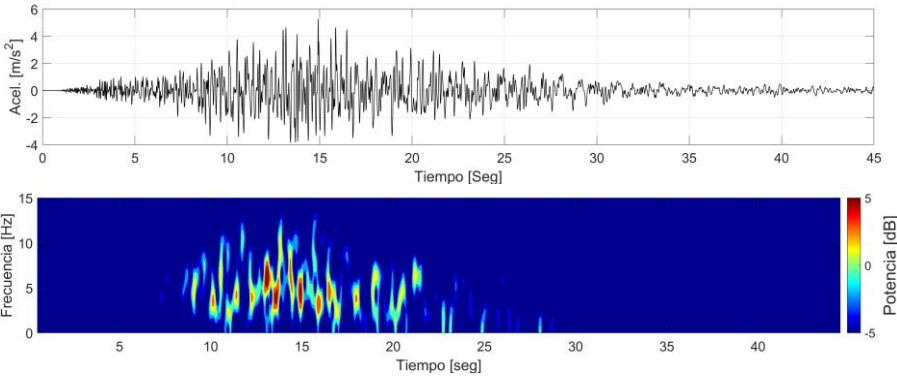
Sismos ajustados espectralmente al MCE P.84, se presenta el registro tiempo historia de aceleraciones y su respectivo espectrograma.



ID-E



ID-F



ID-G

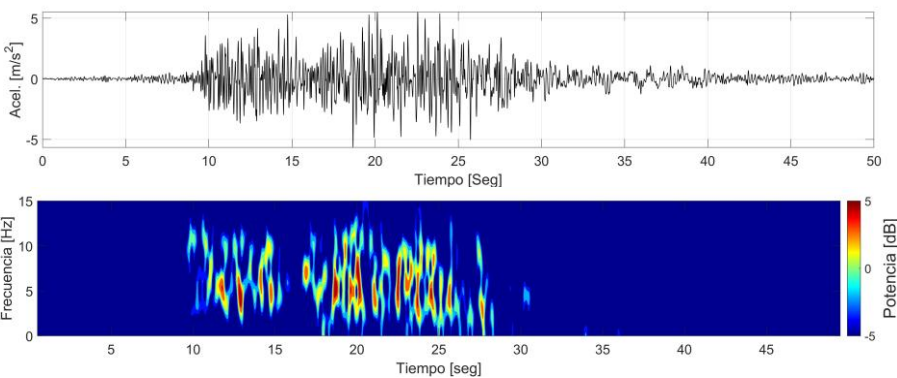
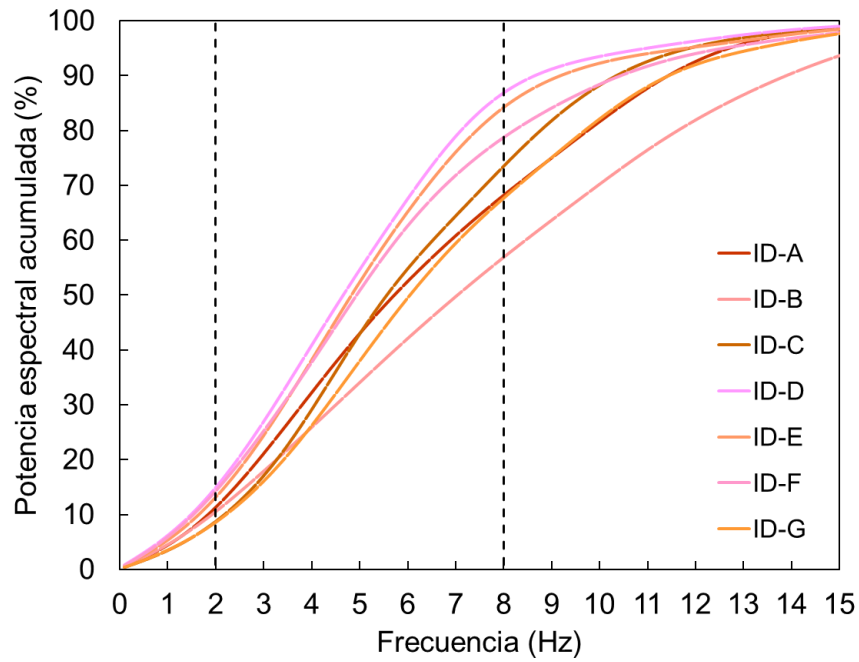
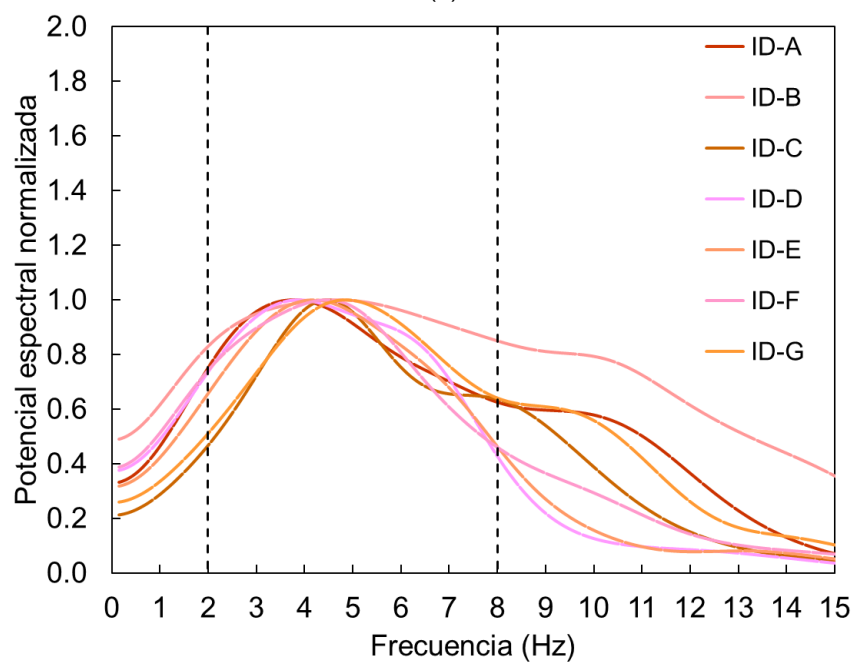


Figura 15

Potencia espectral de los sismos ajustados espectralmente.



(a)

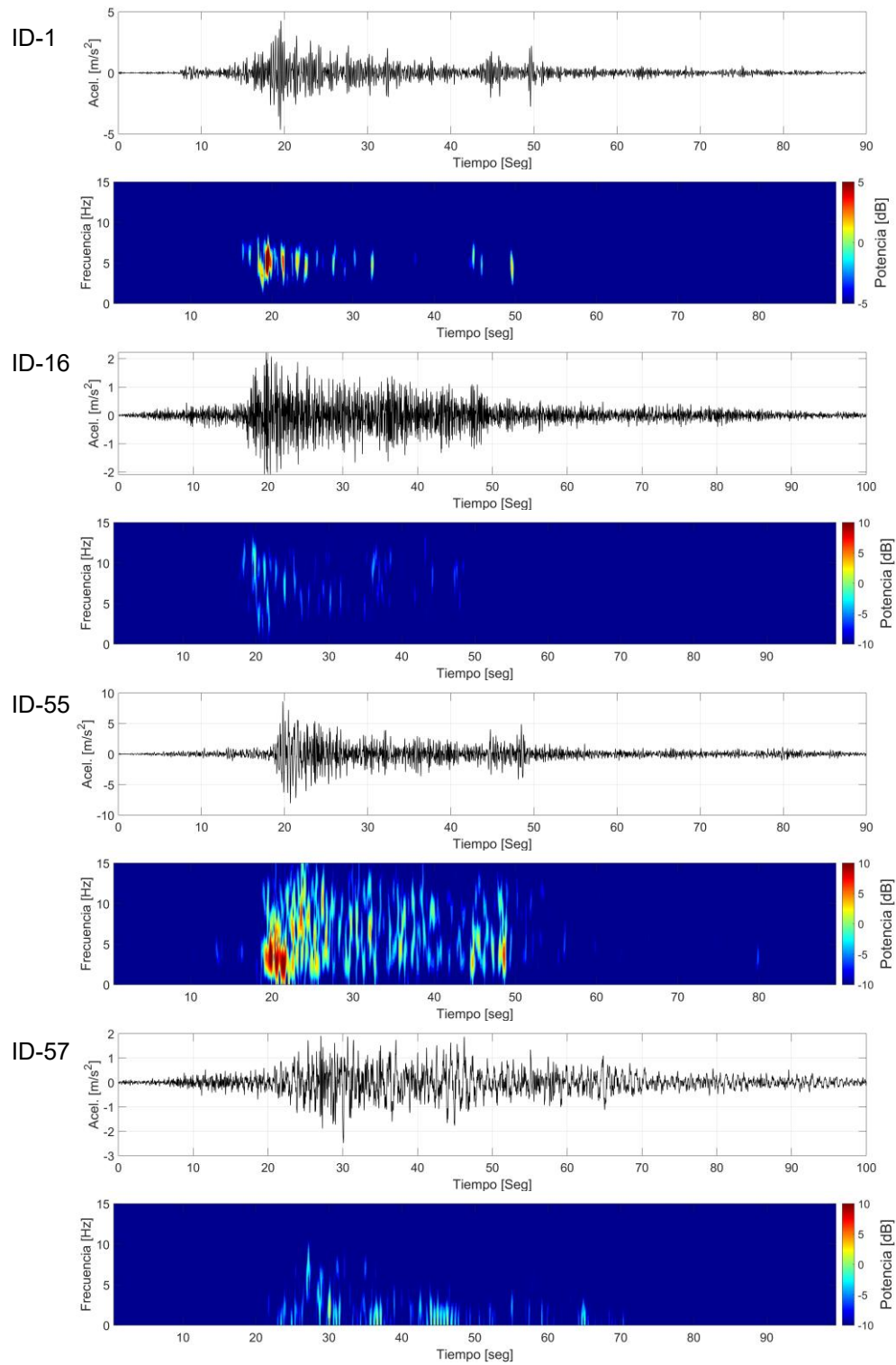


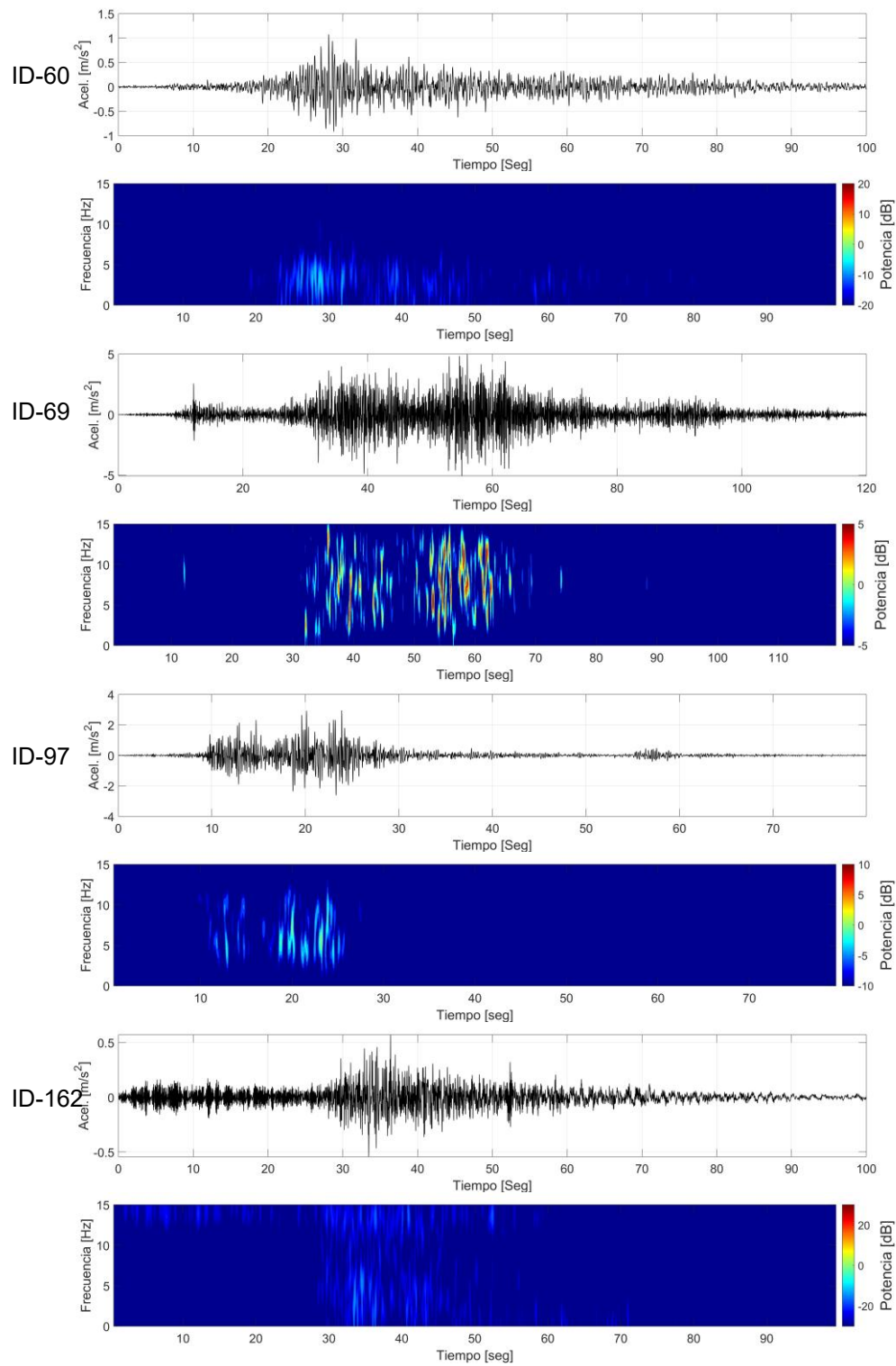
(b)

Nota: (a) Potencia espectral acumulada (%) de los sismos ajustados espectralmente y (b) la potencia espectral normalizada.

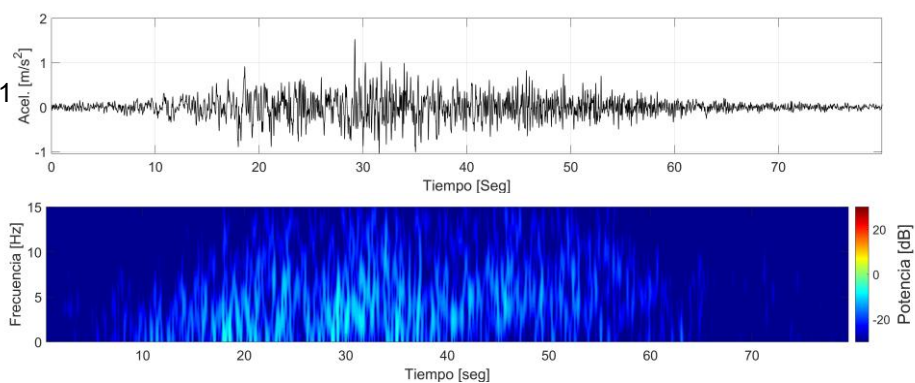
Figura 16

Set de registros sísmicos compatibles con el MCE P.50 y su desviación estándar asociada, se presenta el registro tiempo historia de aceleraciones y su respectivo espectrograma.

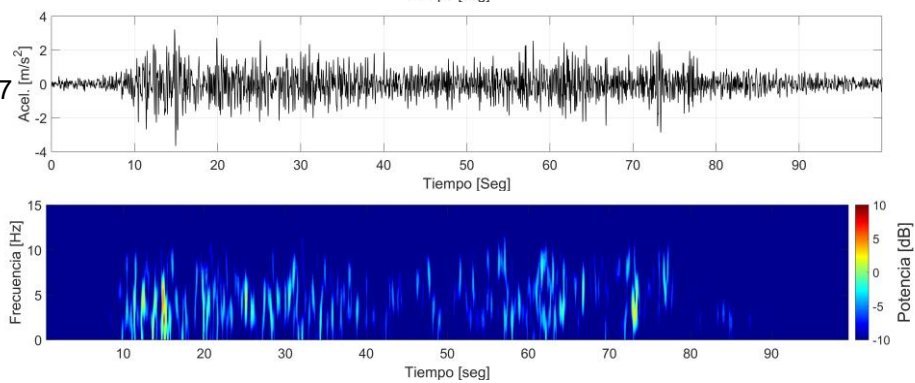




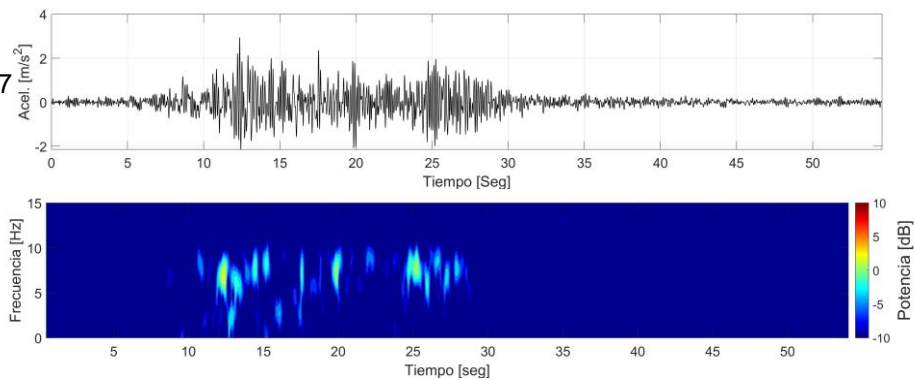
ID-171



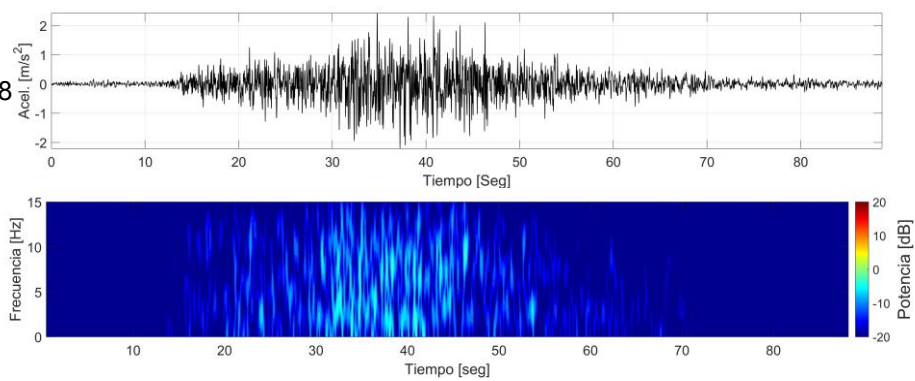
ID-197



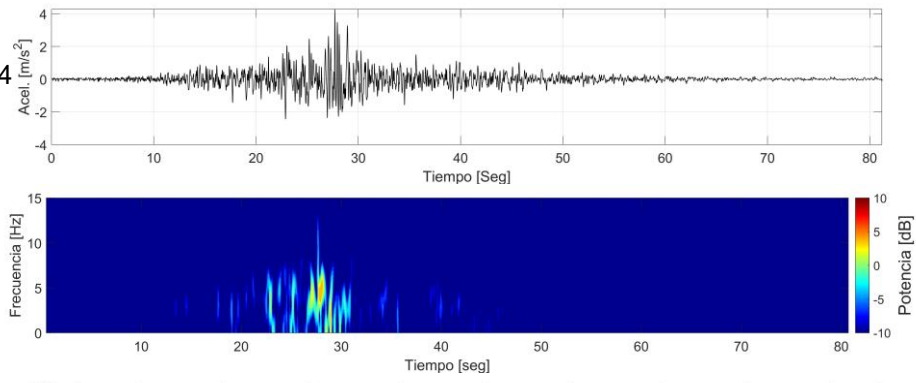
ID-207



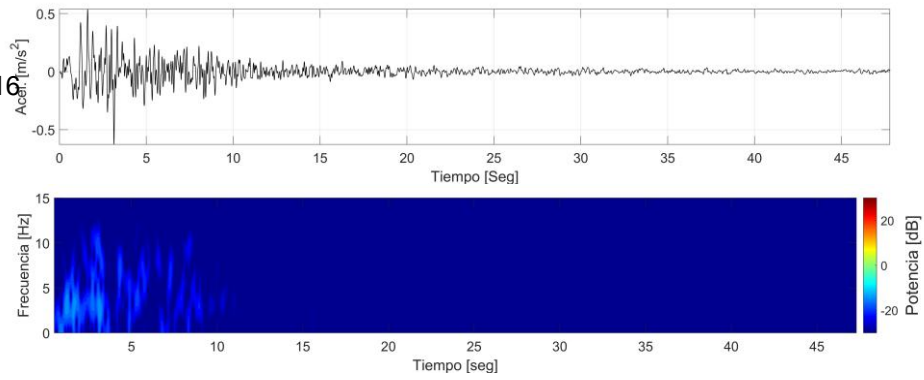
ID-208



ID-214



ID-216



ID-239

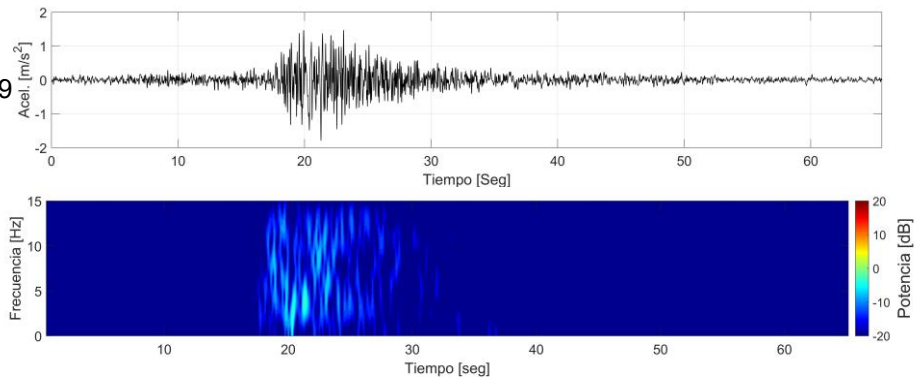
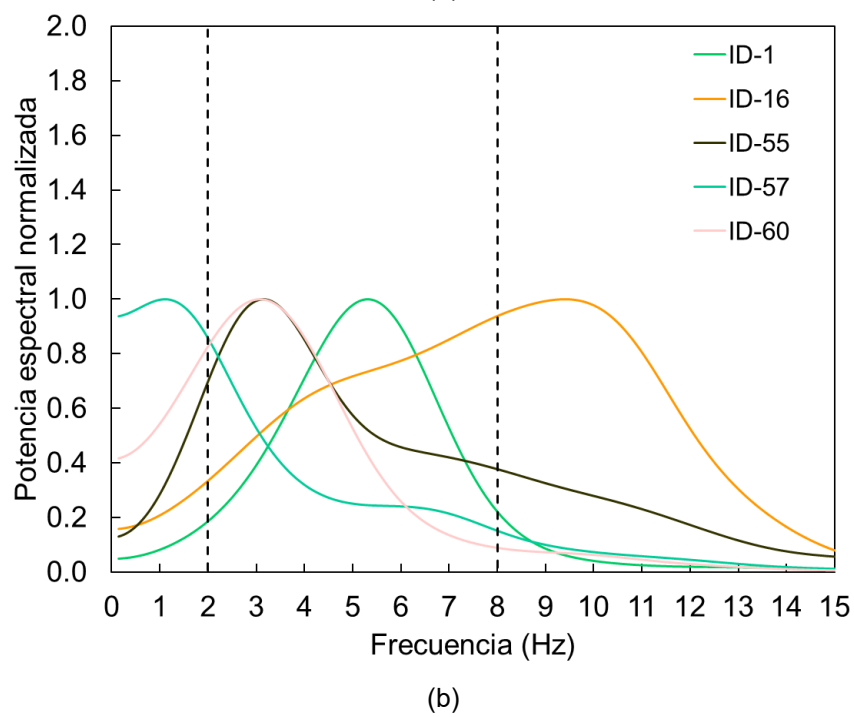
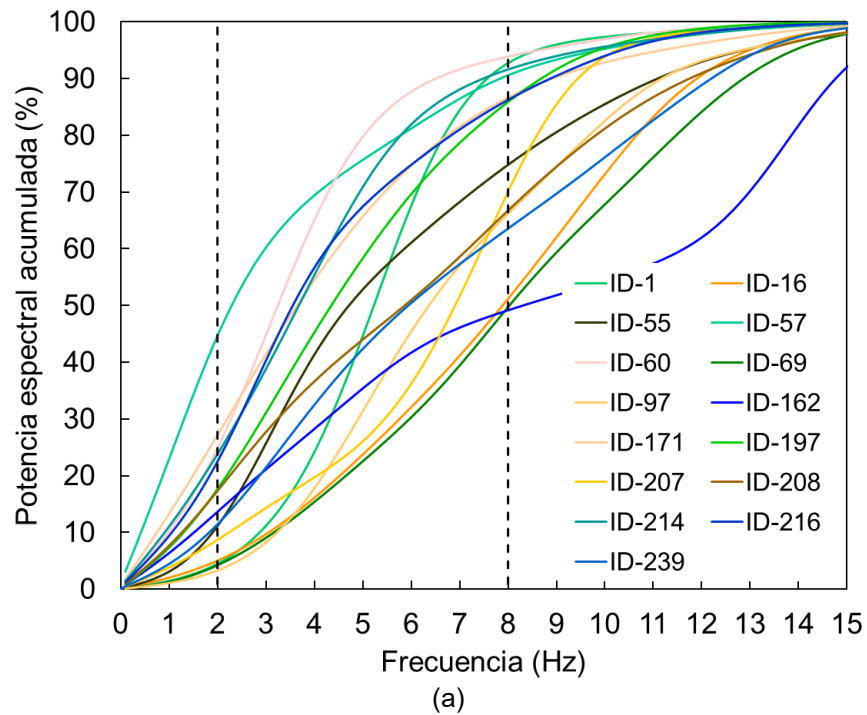
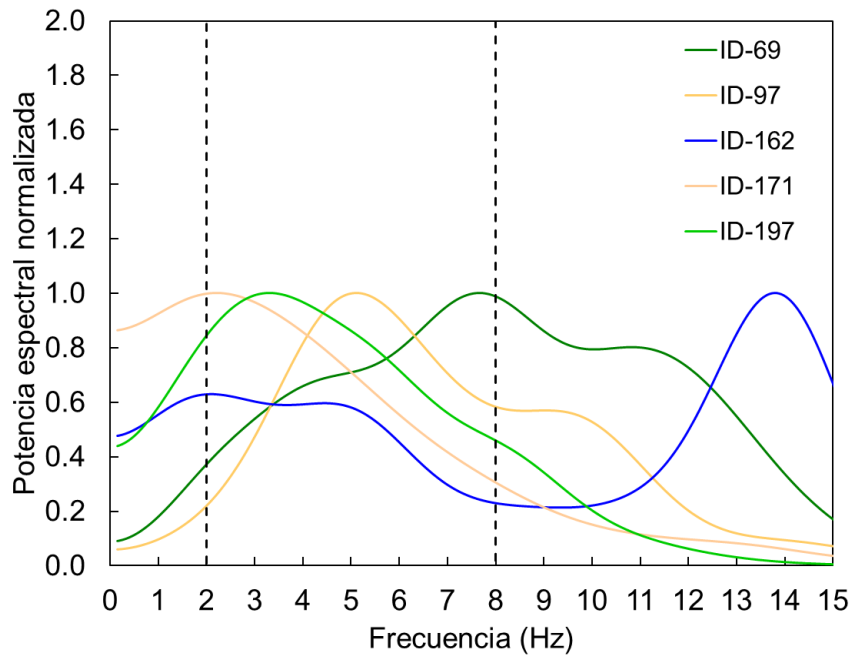


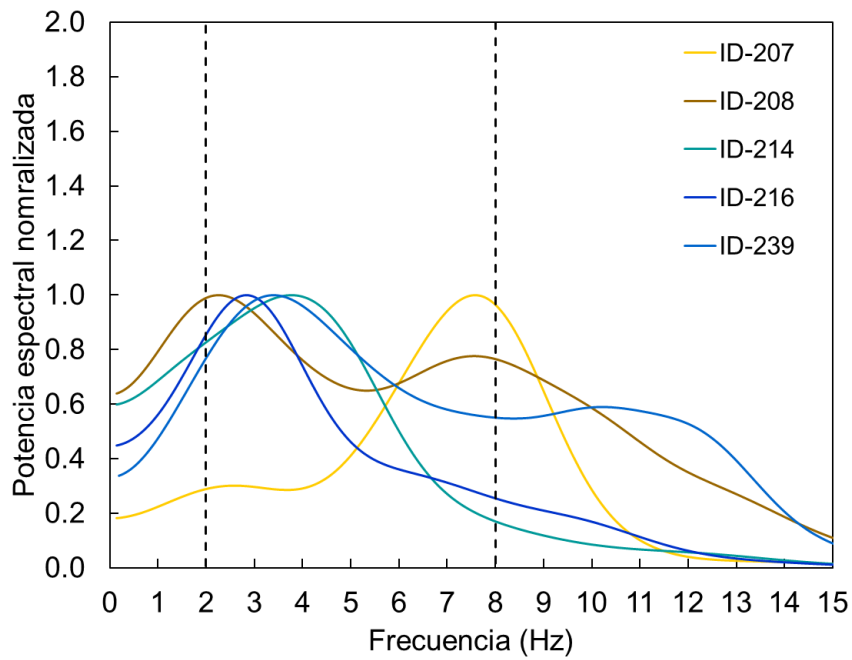
Figura 17

Potencia espectral acumulada del set de registros sísmicos compatibles con el MCE P.50





(c)



(d)

Nota: (a) Potencia espectral acumulada (%) del set de registros sísmicos compatibles con el MCE P.50 y su desviación estándar asociada ajustados espectralmente y (b), (c) (d) la potencia espectral normalizada.

ANEXO 5. PARÁMETROS DEL MODELO NUMÉRICO

Figura 18

Discretización de materiales.

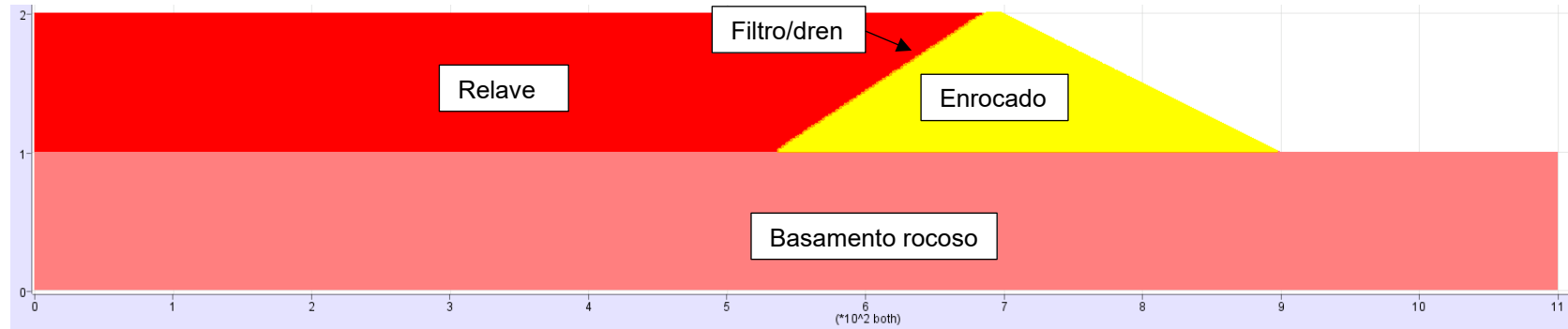


Figura 19

Presión de poros expresado en Pascales (Pa), previo a la acción dinámica.

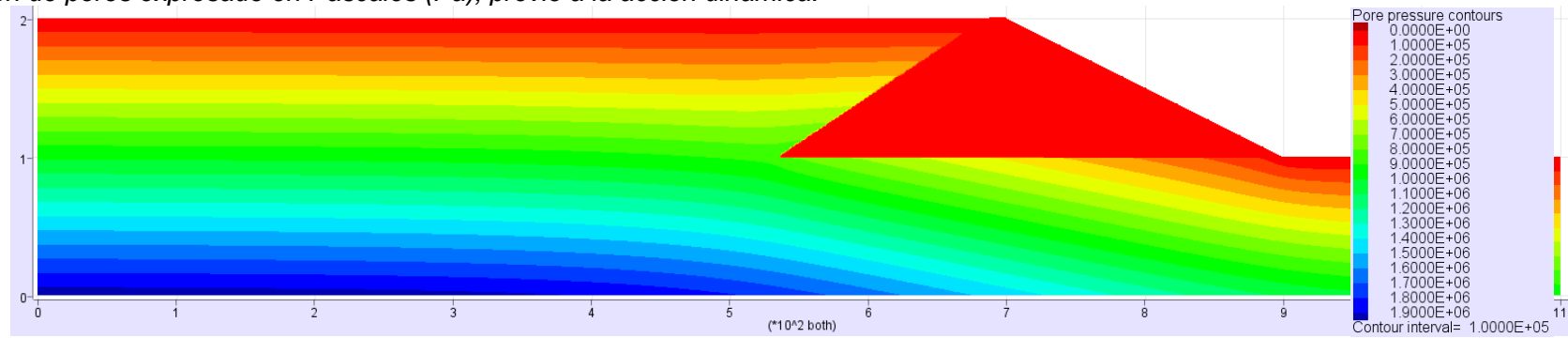


Figura 20

Esfuerzo efectivo horizontal estático expresado en Pascales (Pa).

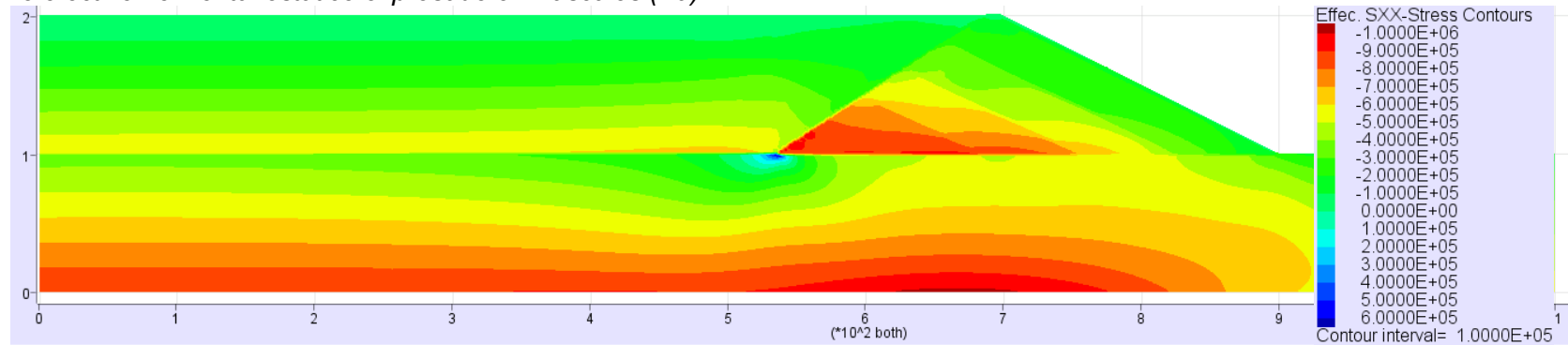


Figura 21

Esfuerzo efectivo vertical estático expresado en Pascales (Pa).

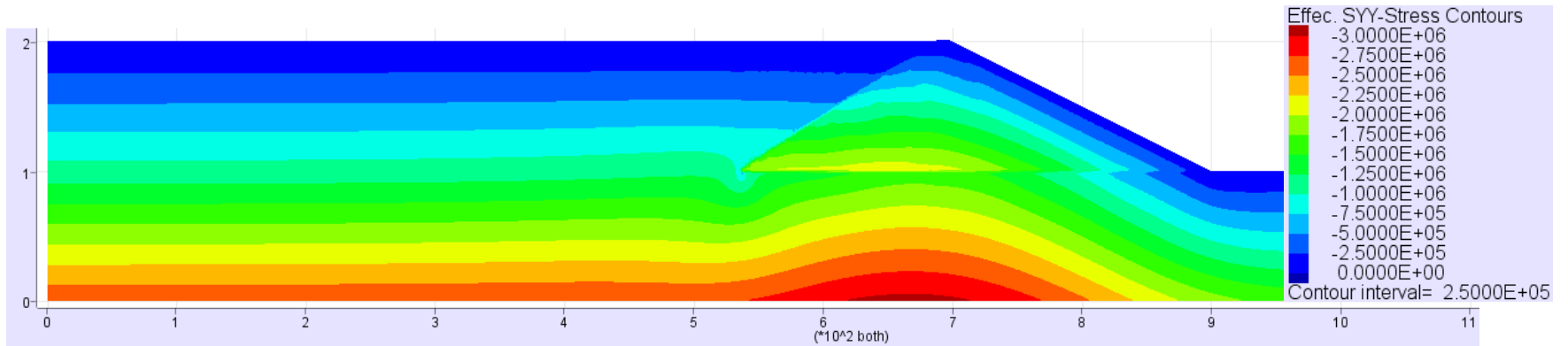


Figura 22

Módulo de corte dinámico expresado en Pascales (Pa).

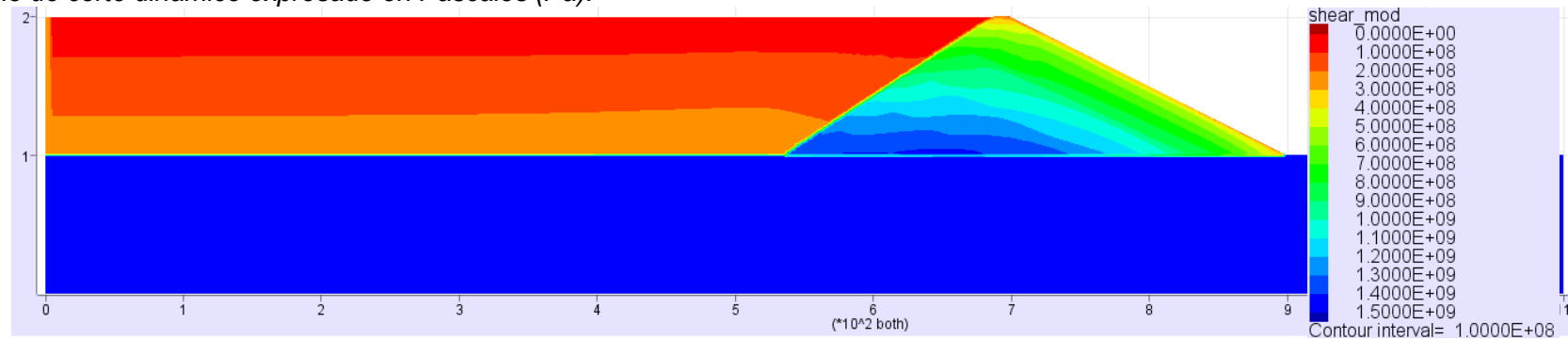


Figura 23

Velocidad de ondas de corte (m/s).

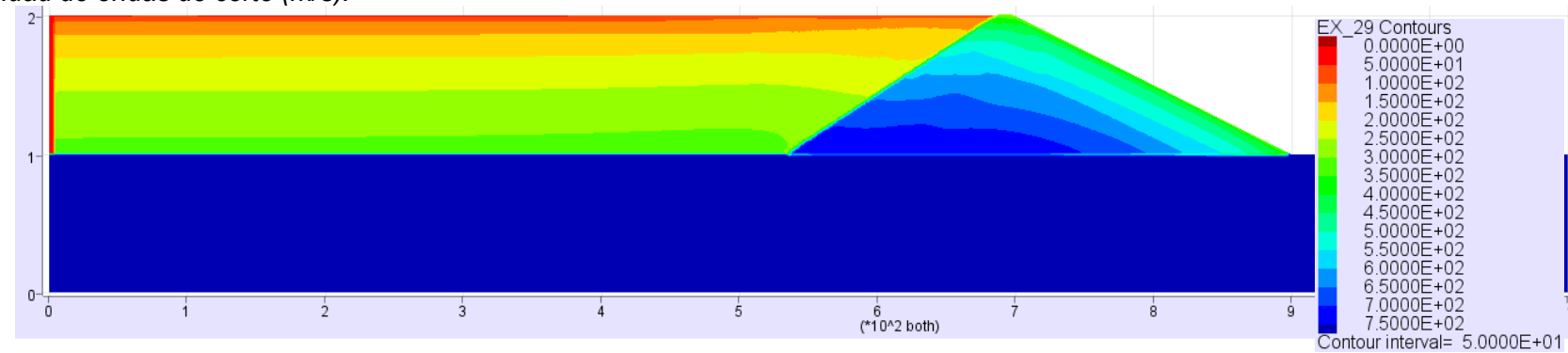
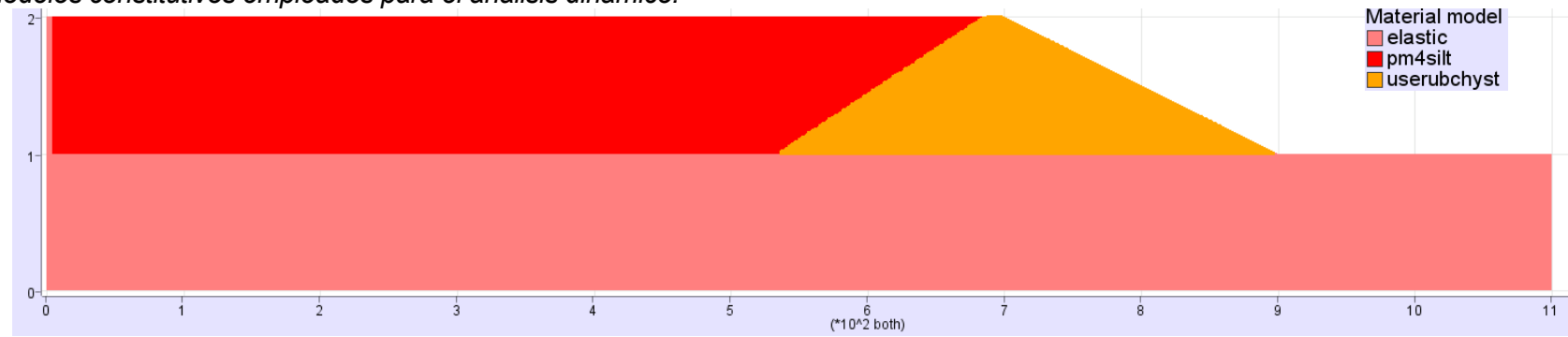


Figura 24

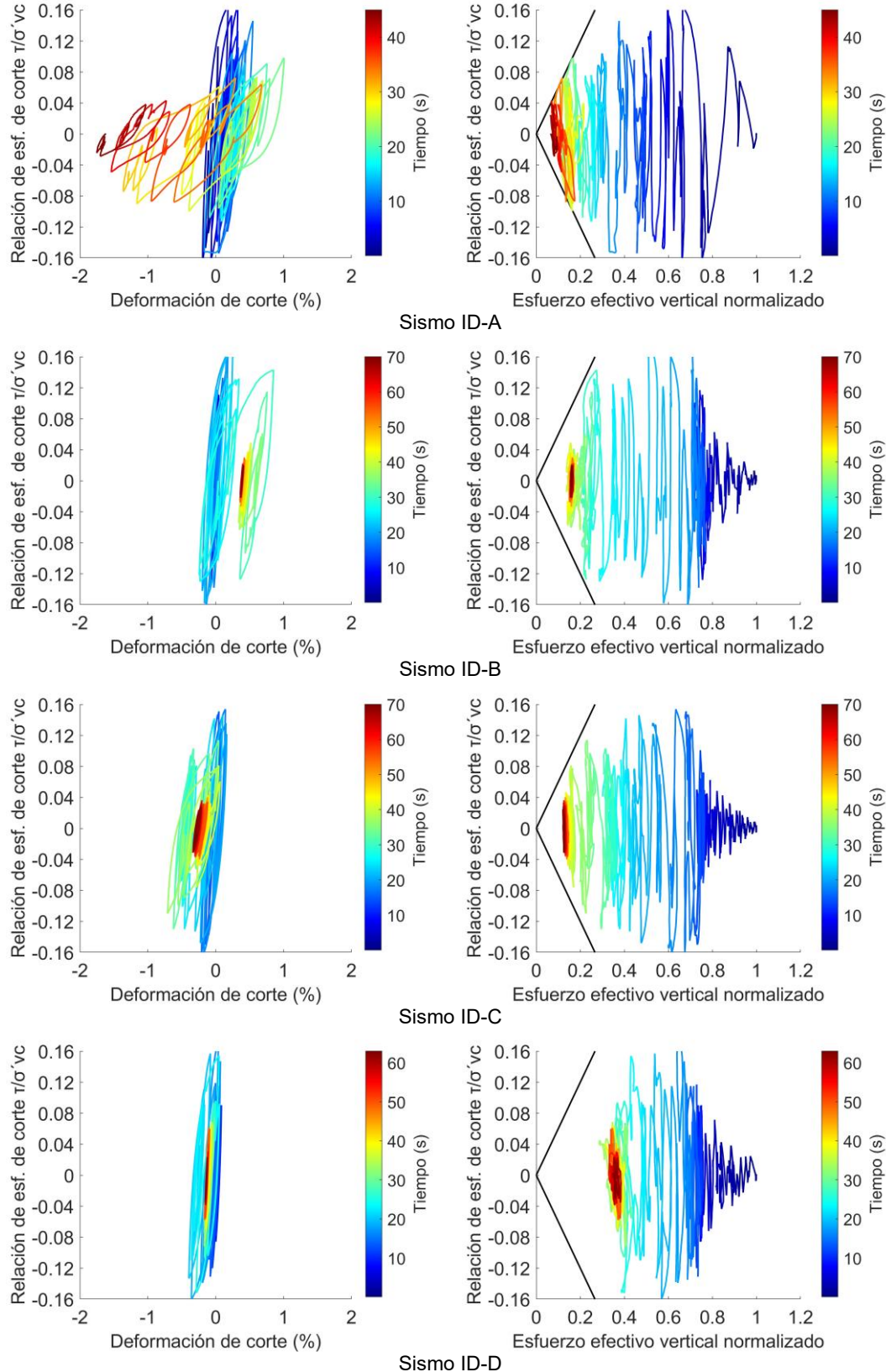
Modelos constitutivos empleados para el análisis dinámico.

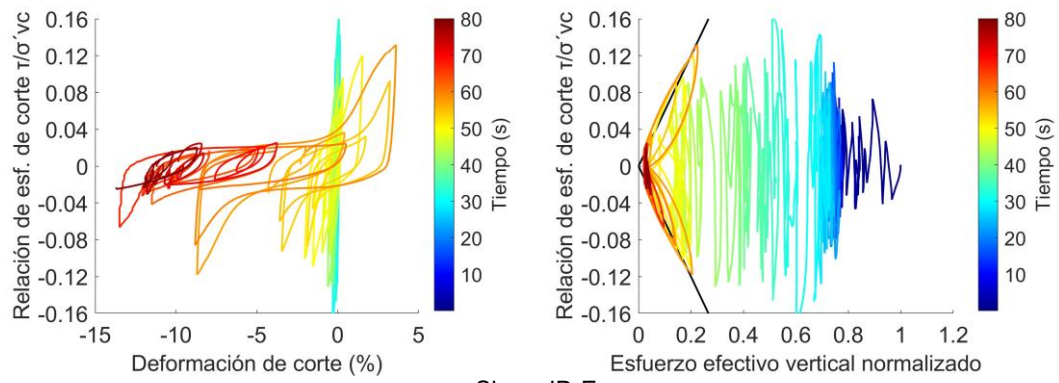


ANEXO 6. RESPUESTA DEL MODELO PM4SILT

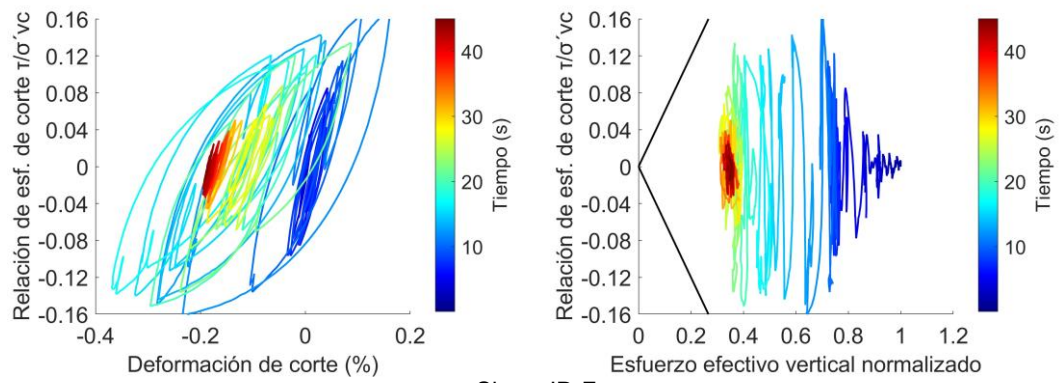
Figura 25

Sismos ajustados espectralmente al MCE P.84, se presenta la respuesta de un punto de control ubicado en el relave, en términos de deformación de corte vs la relación de esf. de corte y el esf. efectivo vertical normalizado vs la relación de esf. de corte.

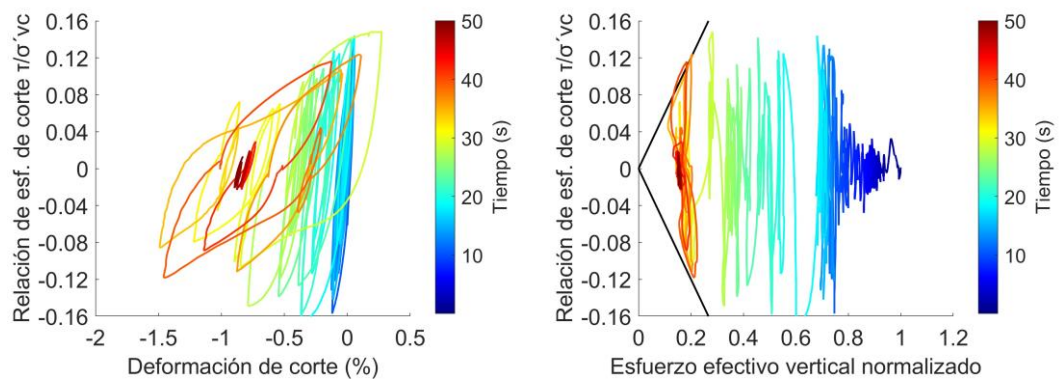




Sismo ID-E



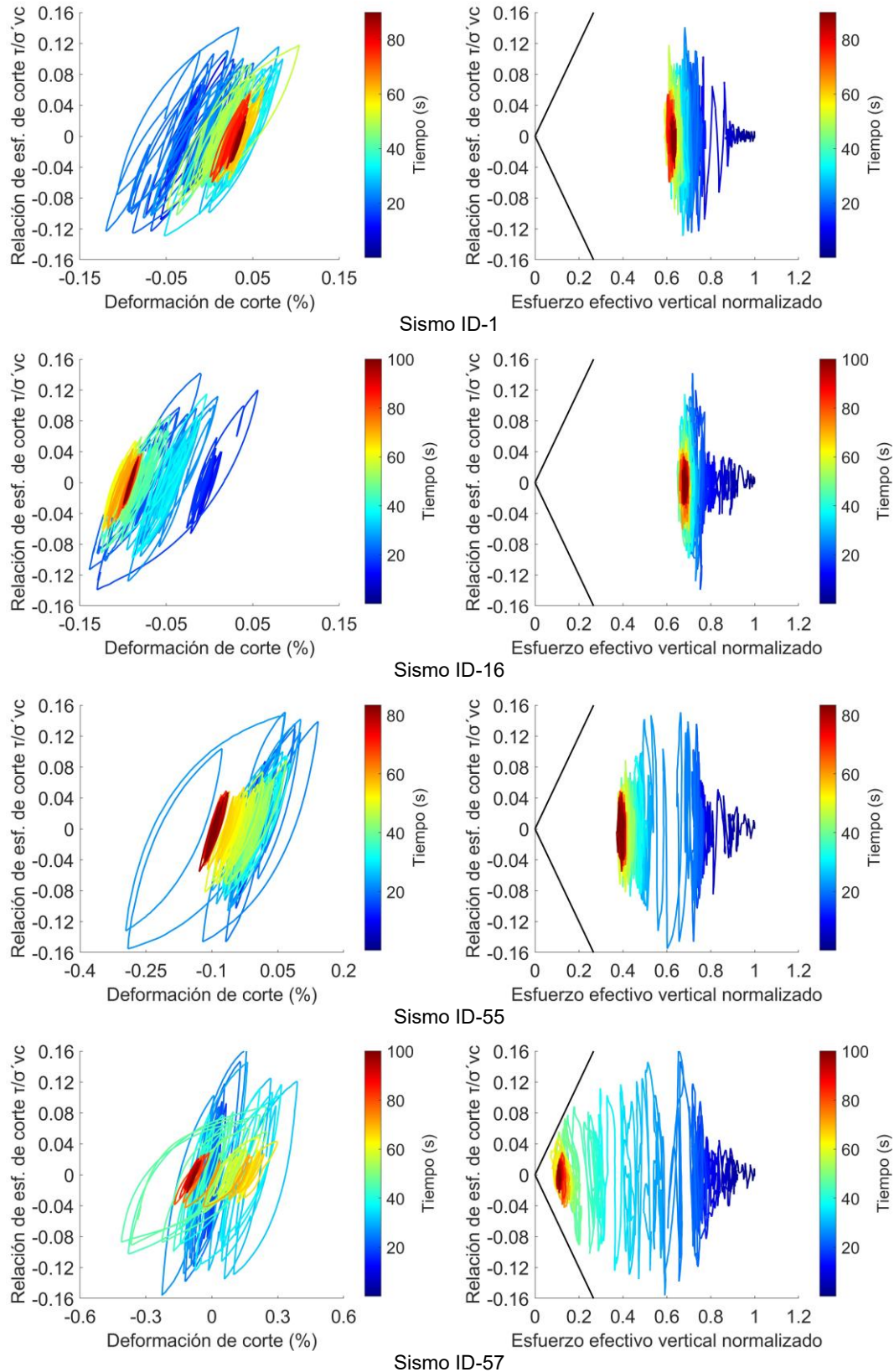
Sismo ID-F

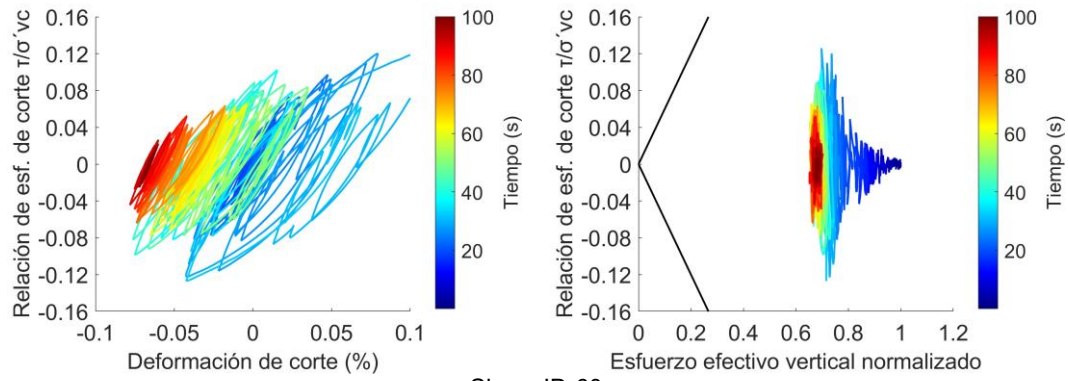


Sismo ID-G

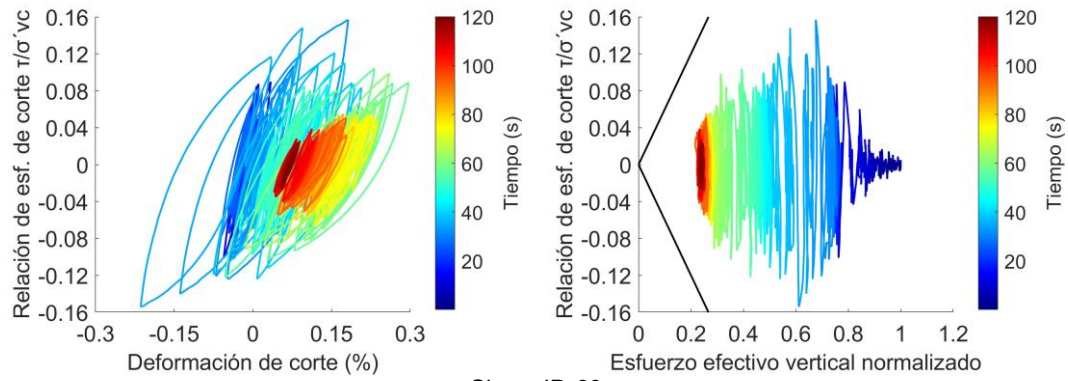
Figura 26

Set de registros sísmicos compatibles con el MCE P.50 y su desviación estándar asociada, se presenta la respuesta de un punto de control ubicado en el relave, en términos de deformación de corte vs la relación de esf. de corte y el esf. efectivo vertical normalizado vs la relación de esf. de corte.

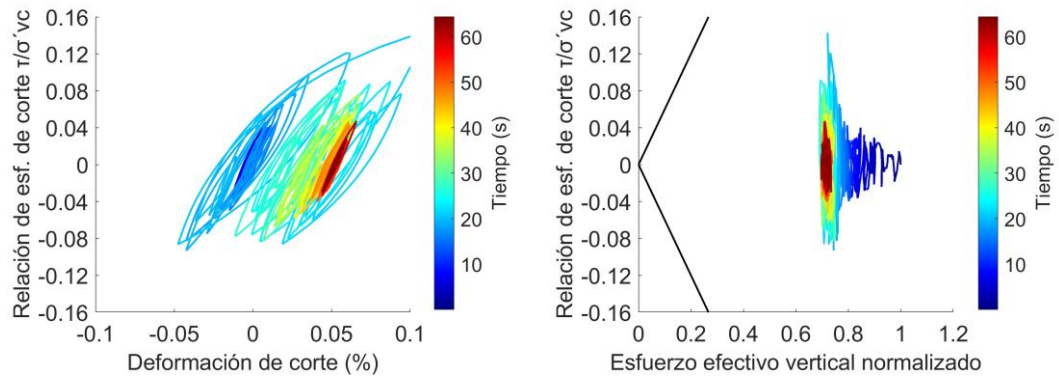




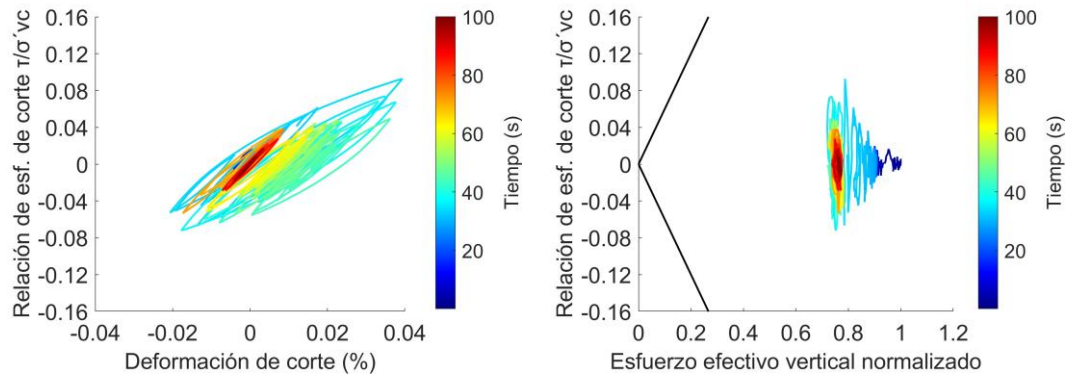
Sismo ID-60



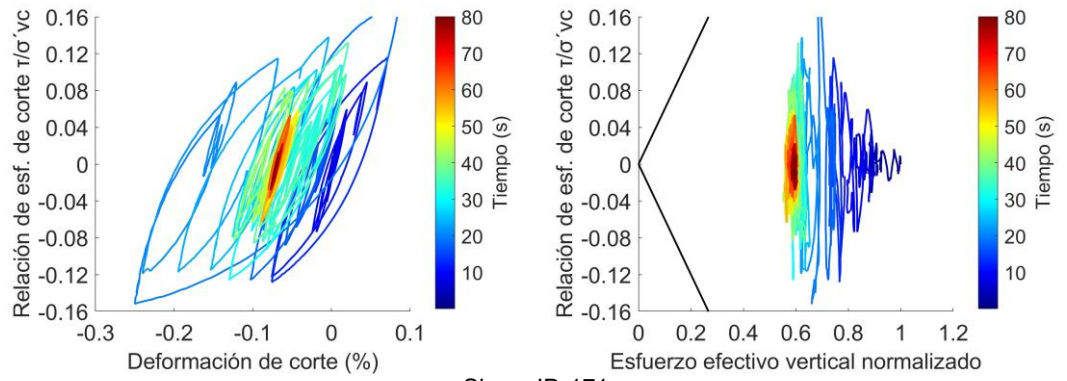
Sismo ID-69



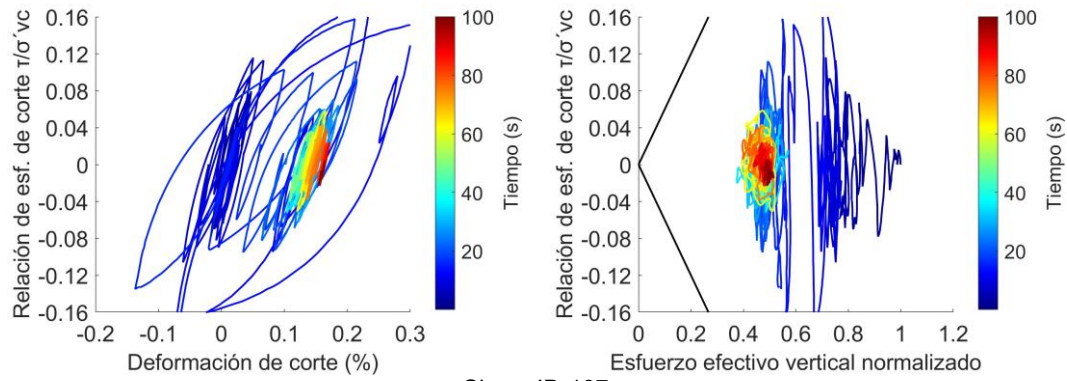
Sismo ID-97



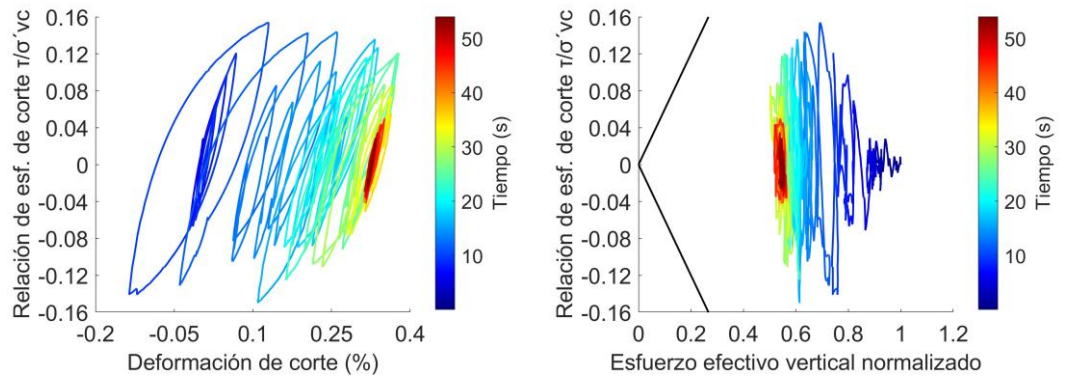
Sismo ID-162



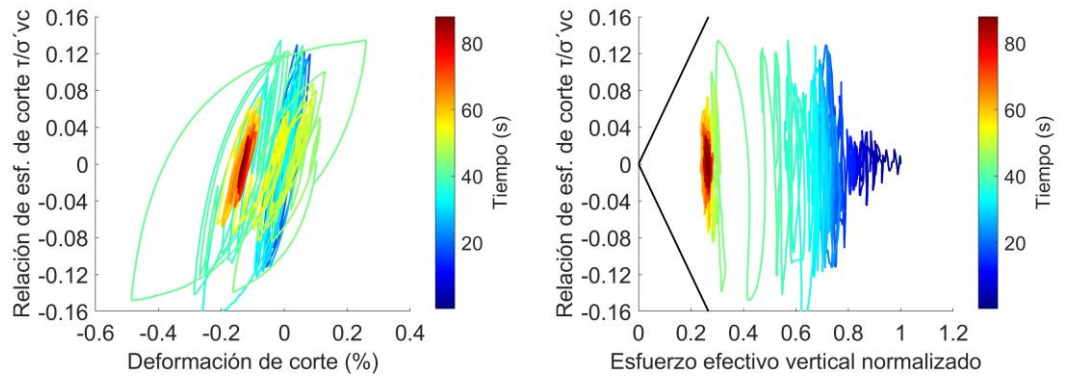
Sismo ID-171



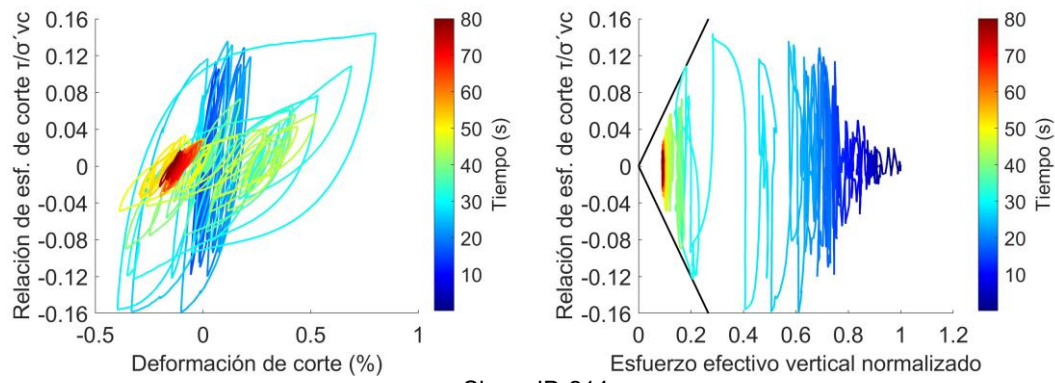
Sismo ID-197



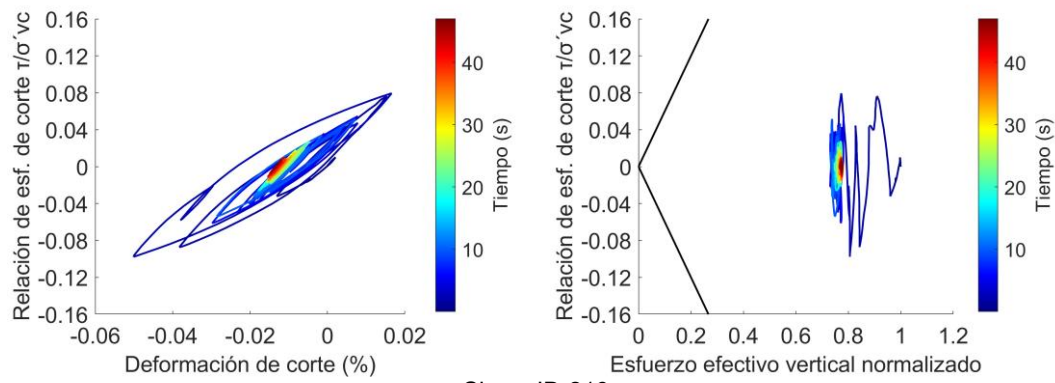
Sismo ID-207



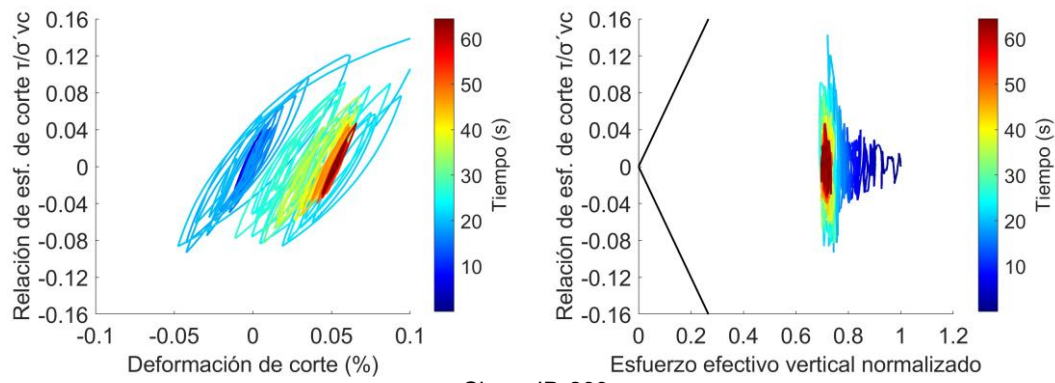
Sismo ID-208



Sismo ID-214



Sismo ID-216



Sismo ID-239