



ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA
DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ

Línea de investigación:
Construcción sostenible y sostenibilidad ambiental del territorio

Tesis para optar el Grado Académico de Doctor en Ingeniería Civil

Autor

Maldonado Quispe, Esteban

Asesora

Esenarro Vargas, Doris

ORCID: 0000-0002-7186-9614

Jurado

Malpartida Canta, Rommel

Cancho Zúñiga, Gerardo Enrique

Tello Malpartida, Omart Demetrio

Lima - Perú

2025



IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ

INFORME DE ORIGINALIDAD

21%	18%	10%	5%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	cybertesis.uni.edu.pe Fuente de Internet	1%
3	docplayer.es Fuente de Internet	1%
4	Submitted to uni Trabajo del estudiante	1%
5	"Estudio del comportamiento sísmico de un depósito de relaves espesados dispuesto mediante descarga central.", Pontificia Universidad Católica de Chile, 2017 Publicación	1%
6	vsip.info Fuente de Internet	1%
7	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1%
9	docplayer.com.br Fuente de Internet	<1%
10	www.coursehero.com Fuente de Internet	<1%



Universidad Nacional
Federico Villarreal

VRIN | VICERRECTORADO
DE INVESTIGACIÓN

ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA
DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ

Línea de investigación:

Construcción sostenible y sostenibilidad ambiental del territorio

Tesis para optar el Grado Académico de
Doctor en Ingeniería Civil

Autor

Maldonado Quispe, Esteban

Asesor

Esenarro Vargas, Doris

ORCID: 0000-0002-7186-9614

Jurado

Malpartida Canta, Rommel

Cancho Zúñiga, Gerardo Enrique

Tello Malpartida, Omart Demetrio

Lima – Perú

2025

DEDICATORIA

A Dios, por guiar mis pasos con sabiduría, por fortalecerme en cada desafío y por darme la perseverancia necesaria para alcanzar el logro de culminar mi doctorado, expresión de su infinita gracia en mi vida.

RECONOCIMIENTO

Mi especial reconocimiento a mi asesora: Dra. Doris Esenarro Vargas. Por las sugerencias recibidas para el mejoramiento de este trabajo.

Asimismo, al Dr. Celso Romanel de la PUC-Rio de Janeiro Brasil, por compartir sus conocimientos de dinámica de suelos y modelos constitutivos en geotécnica.

ÍNDICE

RESUMEN	XXIII
ABSTRACT	XXIV
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	3
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	19
1.3.1. <i>Problema general</i>	19
1.3.2. <i>Problemas específicos</i>	19
1.4. ANTECEDENTES	19
1.4.1. <i>Internacionales</i>	19
1.4.2. <i>Nacionales</i>	23
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	25
1.5.1. <i>Justificación</i>	25
1.5.2. <i>Importancia</i>	29
1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	30
1.6.1. <i>Alcances</i>	30
1.6.2. <i>Limitaciones</i>	30
1.7. OBJETIVOS	30
1.7.1. <i>Objetivo general</i>	30
1.7.2. <i>Objetivos específicos</i>	30
1.8. HIPÓTESIS	31
1.8.1. <i>Hipótesis general</i>	31
1.8.2. <i>Hipótesis específicas</i>	31

II. MARCO TEÓRICO	32
2.1. BASES TEÓRICAS	32
2.1.1. <i>Relaves</i>	32
2.1.2. <i>Presa de relaves</i>	35
2.1.3. <i>Sismos</i>	39
2.1.4. <i>Estabilidad estática y sísmica de taludes de presas</i>	45
2.1.5. <i>Licuación de suelos</i>	57
2.1.6. <i>Modelos geotécnicos</i>	69
2.1.7. <i>Análisis de estabilidad post sismo</i>	96
<i>Nota. Elaboración propia</i>	106
2.1.8. <i>Modelamiento numérico con el programa FLAC</i>	106
2.2. BASE FILOSÓFICA	125
2.3. BASE TECNOLÓGICA	128
2.3.1. <i>Seismosignal</i>	128
2.3.2. <i>Seismomatch</i>	129
2.3.3. <i>Slide 2D</i>	130
2.3.4. <i>Flac 2D</i>	130
2.4. BASE LEGAL	131
2.4.1. <i>Guía ambiental para la estabilidad de taludes de residuos sólidos provenientes de actividades mineras - MEM</i>	131
2.4.2. <i>Evaluación del peligro sísmico en Perú - Instituto geofísico del Perú (IGP, 2014)</i>	132
2.4.3. <i>Aplicación de las normas de seguridad de presas a las presas de minería (CDA, 2019)</i>	133
2.4.4. <i>Reglamento de seguridad y salud ocupacional en minería D S No 024-</i>	

2.5.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS.....	136
III.	MÉTODO	140
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	140
3.1.1.	<i>Tipo</i>	140
3.1.2.	<i>Nivel</i>	141
3.1.3.	<i>Código y nomenclatura UNESCO</i>	141
3.1.4.	<i>Diseño</i>	141
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA	141
3.2.1.	<i>Población</i>	141
3.2.2.	<i>Sismo de Huacho de 1966</i>	144
3.2.3.	<i>Sismo de Lima de 1974</i>	145
3.2.4.	<i>Sismo de Arequipa de 2001</i>	146
3.2.5.	<i>Sismo de Pisco de 2007</i>	147
3.3.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	151
3.5.	INSTRUMENTOS.....	152
3.5.1.	<i>Técnicas de recolección de datos</i>	152
3.5.2.	<i>Instrumentos de recolección de datos</i>	152
3.6.	PROCEDIMIENTOS.....	154
3.7.	ANÁLISIS DE DATOS	154
3.7.1.	<i>Técnicas de procesamiento de datos</i>	154
3.7.2.	<i>Técnicas de análisis e interpretación de la información</i>	155
3.8.	CONSIDERACIONES ÉTICAS.....	155
IV.	RESULTADOS	156
4.1.	DESCRIPCION DE LA PRESA.....	156

4.2.	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	159
4.2.1.	<i>Fundación</i>	160
4.2.2.	<i>Relleno granular</i>	160
4.2.3.	<i>Concreto asfáltico (núcleo)</i>	161
4.2.4.	<i>Morrena</i>	162
4.2.5.	<i>Relave</i>	162
4.3.	CONSIDERACIONES DE CARGA SÍSMICA	169
4.4.	EVALUACION DE ESTABILIDAD POR EQUILIBRIO LÍMITE	171
4.4.1.	<i>Parametros geotecnicos</i>	171
4.4.2.	<i>Metodología de análisis de estabilidad</i>	174
4.4.3.	<i>Condiciones analizadas</i>	174
4.4.4.	<i>Resultados de análisis de estabilidad</i>	176
4.5.	MODELAMIENTO NUMÉRICO	178
4.5.1.	<i>Análisis estático</i>	180
4.5.2.	<i>Analisis dinamico</i>	185
4.5.3.	<i>Resultados de desplazamientos de la presa de relaves</i>	204
4.5.4.	<i>Resultados de exceso de presion de poros</i>	254
V.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	280
5.1.	FACTOR DE SEGURIDAD DE TALUDES DE LA PRESA DE RELAVES EN SUS CUATRO ETAPAS DE RECRECIMIENTO	280
5.2.	DESPLAZAMIENTOS DE LA PRESA DE RELAVES	282
5.2.1.	<i>Discusión de resultados de desplazamientos en las etapas de recrecimiento de la presa de relaves</i>	284
5.3.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE RAZÓN DE EXCESO DE PRESIÓN DE POROS DE AGUA EN RECRECIMIENTO DE LA PRESA DE RELAVES	288

VI. CONCLUSIONES	292
VII. RECOMENDACIONES.....	296
VIII. REFERENCIAS	298
IX. ANEXOS	307
ANEXO A. MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	308
ANEXO B. CARTA DE VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS	309
ANEXO C. GUÍA AMBIENTAL PARA EL MANEJO DE RELAVES MINEROS.....	310
ANEXO D. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DEL CAMPO	313
ANEXO E. ENSAYOS DE LABORATORIO	347
ANEXO F. RESULTADOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	369

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Incidentes de pérdida de vidas debido a la licuación de presas de relaves	6
Tabla 2 Falla de presas de relaves en el Perú.....	15
Tabla 3 Resumen de índice propiedades de material de relave	35
Tabla 4 Factores que influyen para los movimientos de masa.....	47
Tabla 5 Comparativo entre Licuación por flujo (licuación estática) y Movilidad Cíclica	60
Tabla 6 Recomendaciones mínimas de factores de seguridad	104
Tabla 7 Factores de Seguridad mínimas para la Estabilidad de Taludes-Evaluación Sísmica, Seguridad de Presas	104
Tabla 8 Factores de seguridad objetivo de nivel de evaluación de CDA para la evaluación de la estabilidad de taludes de presas de minería - carga estática - fases de construcción, operación y transición	105
Tabla 9 Factores de seguridad objetivo de nivel de evaluación de CDA para la estabilidad de taludes - carga sísmica - fases de construcción, operación y transición	106
Tabla 10 Valores típicos de razón de amortiguamiento crítico	121
Tabla 11 Clasificación de Presa.....	134
Tabla 12 Código y nomenclatura UNESCO.....	141
Tabla 13 Población	142
Tabla 14 Cantidad de Puntos de Control	143
Tabla 15 Operacionalización de variables	151
Tabla 16 Técnicas e Instrumentos de recolección de datos	153
Tabla 17 Propiedades de los materiales de relleno de Presa y Relaves	173
Tabla 18 Resultados de Factor de Seguridad Estática, Pseudoestática y Post Sismo de la Presa de Relaves	178

Tabla 19 Propiedades de los materiales de la presa de relaves para el análisis en condiciones estáticas al final de la etapa 4 y la estimación de desplazamientos utilizando FLAC	181
Tabla 20 Resultados de Factor de Seguridad Estática de la Presa de relaves por método de reducción de resistencia en su condición Etapa 4.....	183
Tabla 21 Propiedades de la Presa y Fundación para el Análisis Dinámico	188
Tabla 22 Parámetros de entrada del modelo UBCHYST	189
Tabla 23 Parámetros de Resistencia y Parámetros UBCHYST	190
Tabla 24 Valores aproximados del numero de corte elástico k_{Ge}	191
Tabla 25 Resumen de parámetros del modelo UBCSAND para relaves.....	192
Tabla 26 Coordenadas de los Puntos de Control en el Recrecimiento de Presa de Relaves - Etapa 1	205
Tabla 27 Máximos desplazamientos en los Puntos de Control de la Presa de Relaves en la Etapa 1	216
Tabla 28 Coordenadas de los Puntos de Control en el Recrecimiento de la Presa de Relaves- Etapa 2	219
Tabla 29 Máximos desplazamientos horizontales y verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2	229
Tabla 30 Coordenadas de los Puntos de Control en el Recrecimiento de la Presa de Relaves- Etapa3	231
Tabla 31 Máximos desplazamientos horizontales y Verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 3	240
Tabla 32 Puntos de Control en el Recrecimiento de la Presa de Relaves - Etapa 4	242
Tabla 33 Máximos desplazamientos horizontales y Verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4	252

Tabla 34 Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 1 de la Presa de Relaves.....	258
Tabla 35 Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2 de la Presa de Relaves.....	265
Tabla 36 Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 3 de la Presa de Relaves.....	271
Tabla 37 Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4 de la Presa de Relaves.....	278

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Causas de fallas de relaves mineros en el mundo.....	4
Figura 2 Algunos ejemplos de fallas catastróficos de presas de relaves	5
Figura 3 Falla por licuación de la Presa San Fernando (California, EE. UU.) debido al terremoto 1971	7
Figura 4 Colapso de la Presa Tapo Canyon	8
Figura 5 Falla por Licuación de arenas, Presa de relaves Barahona	9
Figura 6 Deslizamiento de la presa de relaves de Mochikochi, 1978	10
Figura 7 Falla de presa de Fundão, Brasil, 2015.....	11
Figura 8 Falla de presa de relaves Mount Polley, 2014	12
Figura 9 Falla de presa Córrego do Feijão, Brasil, 2019	13
Figura 10 Deslizamiento de la presa, dique frontal de Relaves No 2 de la Unidad minera Huancapatí.....	14
Figura 11 Estados de los relaves clasificados según su concentración de sólidos y propiedades reológicas	33
Figura 12 Métodos de Descarga Periférica: a) Espigoteo b) Descarga en un solo punto .	34
Figura 13 Embalse Simple(a) y Múltiple (b) de relave en el Valle	36
Figura 14 Elementos del balance hídrico de una presa de relaves.....	37
Figura 15 Tipos comunes de presas; a) Método aguas arriba b) Método aguas abajo c) Método de la línea central	38
Figura 16 Sección típica de presa de Relaves	38
Figura 17 Movimiento de los continentes durante los últimos 225 millones de años	40
Figura 18 Placas tectónicas, mas importantes.....	40
Figura 19 Características de un sismo.....	41

Figura 20 Esquema de zona subducción en el Perú, movimientos de placas y distribución de sismos	42
Figura 21 Sismos Registrados por Red Acelerográfica	43
Figura 22 Zonas sísmicas.....	44
Figura 23 Geometría del deslizamiento de la masa	46
Figura 24 Determinación de la superficie crítica de falla y factores de seguridad mínima por iteraciones	50
Figura 25 Curva tensión – deformación.....	51
Figura 26 Clasificación de los Métodos de Cálculo de Estabilidad de Taludes	52
Figura 27 Fuerzas en una dovela en el método de Spencer	53
Figura 28 Enfoque del método pseudoestático	55
Figura 29 Fuerzas actuantes en una dovela vertical y la superficie potencial de falla.....	56
Figura 30 Impacto de la licuación de suelos por sismos en infraestructuras geotécnicas	59
Figura 31 Condiciones de esfuerzo y deformación impuestas sobre un elemento de suelo debajo de la superficie del terreno debido a la propagación vertical de ondas de corte en cuatro momentos diferentes.....	62
Figura 32 Movimiento sísmico induce esfuerzos cortantes cíclicos.....	63
Figura 33 Ensayo de Corte Cíclico Simple.....	64
Figura 34 Correlaciones para el índice de resistencia cíclica (CSR) a partir de datos SPT	65
Figura 35 Prueba triaxial cíclica no drenada en arena limpia	66
Figura 36 Relación empírica para estimar la resistencia residual de arenas licuadas basada en historias de casos	67
Figura 37 Relación entre la reducción del módulo de corte y el coeficiente de amortiguamiento para relaves saturados	67

Figura 38 Respuesta de carga cíclica DSS controladas por deformación en condiciones drenadas para DR=55% bajo esfuerzos efectivos de consolidación vertical de 100 KPa y 400 KPa	69
Figura 39 Criterio de rotura de Mohr-Coulomb: a) en el plano (σ, τ) ; b) en el plano octaédrico	72
Figura 40 La carga en corte simple induce una respuesta histérica en el suelo, con el módulo de corte (G) y el tamaño de bucle(amortiguamiento) variando con la deformación	76
Figura 41 La carga en corte simple induce una respuesta histérica en el suelo, con el módulo de corte (G) y el tamaño de bucle(amortiguamiento) variando con la deformación	77
Figura 42 Comportamiento característico del suelo bajo esfuerzos cortantes cíclicos	77
Figura 43 Variables clave del modelo UBCHYST	79
Figura 44 Ejemplo de calibración del modelo constitutivo UBCHYST para las curvas de G/Gmax y la razón de amortiguamiento	80
Figura 45 Comparación de la respuesta entre el ensayo de corte simple de laboratorio y la simulación UBCHYST para el caso con sesgo estático	80
Figura 46 Análisis de acumulación de deformación bajo el umbral de cedencia	81
Figura 47 Superficie de fluencia en UBCSAND	85
Figura 48 Incremento de deformación plástica y módulo plástico	85
Figura 49 Direcciones de deformaciones plásticas asociadas con la ubicación de la superficie de fluencia.....	86
Figura 50 Respuesta esfuerzo–deformación del modelo UBCSAND bajo mecanismo de cono	87

Figura 51 Ejemplo de esfuerzo al corte estimado para una presa tipo aguas abajo usando UBCSAND versión 904a	88
Figura 52 Predicciones del modelo UBCSAND 904aR para cargas cíclicas no drenadas	89
Figura 53 Ensayo de Corte Directo Simple (DSS) de laboratorio y modelo UBCSAND 904aR utilizando parámetros de entrada genéricos ($D_r = 40\%$, $\alpha = 0$, $K_o = 0.5$ en la simulación y $CSR = 0.0826$)	93
Figura 54 Resultados Típicos de la prueba Corte Directo Cíclico Simple (CDSS) de Espécimen de relave de mina de oro ($\sigma_{vc} = 101.2$ kPa, $CSR = 0.10$). (a) γ versus N ; (b) r_u versus N	94
Figura 55 Correlaciones de la relación de resistencia licuada con los resultados de SPT	99
Figura 56 Relaciones típicas de exceso de presión de poro residual como función del factor de seguridad contra la licuación para arenas y gravas.....	100
Figura 57 Estabilidad de la Presa de San Fernando inmediatamente después del sismo	101
Figura 58 Estabilidad de la presa inferior de San Fernando después del drenaje parcial y la redistribución de las presiones de poro tras el terremoto	101
Figura 59 Ejemplo de modelamiento en el FLAC	107
Figura 60 Modelo para el análisis sísmico de una estructura de superficie y con condición de contorno en campo libre	112
Figura 61 Proceso de corrección de la línea base	116
Figura 62 Condiciones de contorno y de carga dinámico.....	117
Figura 63 Variación de la razón de amortiguamiento crítico normalizada en relación a la frecuencia angular	121
Figura 64 Límite superior de la curva de reducción del módulo de corte para arenas propuesta	122

Figura 65 Curvas de degradación de G en el modelo lineal equivalente implementado en los programas computacionales SHAKE y FLAC	124
Figura 66 Curvas de incremento de la razón de amortiguamiento crítico en el modelo lineal equivalente implementado en los programas computacionales SHAKE y FLAC v.5.....	124
Figura 67 Mapa de peligro sísmico para el Perú considerando un periodo de retorno de 50 años con el 10% de excedencia	132
Figura 68 Localización de presa de Relaves.....	143
Figura 69 Historia de aceleración y tiempo de sismo de Huacho,1966	144
Figura 70 Historia de aceleración y tiempo de sismo de Lima,1974.....	145
Figura 71 Historia de aceleración y tiempo de sismo de Arequipa,2001	146
Figura 72 Ubicación del epicentro del sismo del 15 de Agosto de 2007 ocurrida en la zona de subducción del Perú.....	148
Figura 73 Historia de aceleración y tiempo de sismo de Pisco,2007	149
Figura 74 Ubicación del epicentro de los epicentros de los sismos ocurridas en la zona de subducción del Perú	150
Figura 75 Sección Trasversal con la Ubicación de hipocentros y principales características Tectónicas.....	150
Figura 76 Vista en Planta y sección de análisis de la Presa de Relaves.....	157
Figura 77 Etapas de recrecimiento de la Presa de Relaves – Idealización del Modelo ...	157
Figura 78 Sección típica - Detalle de zonificación de materiales de presa.....	158
Figura 79 Vista Panorámica de recrecimiento de la Presa de Relaves	158
Figura 80 Geología e Investigaciones geotécnicas en el sitio.....	159
Figura 81 Límites de Gradación de Material 2B, 3A y 3B.....	161
Figura 82 Curvas Granulometricas de material de baja permeabilidad(morrena).....	162

Figura 83 Ubicación de sondajes geotécnicos en la playa de relaves	163
Figura 84 Ensayo SPT en playa de relaves	164
Figura 85 Resultados de Ensayos de Penetración Estándar (SPT) en Playa de Relaves	164
Figura 86 Investigaciones geotécnicas adicionales en la playa de relaves	166
Figura 87 Desarrollo de calicatas y ensayo de densidad en playa de relaves	166
Figura 88 Granulometría de relaves.....	167
Figura 89 Variación de valores mínimos, máximos y promedio de q_t , I_c , CRR y S_r con la profundidad obtenidos de los ensayos CPTu.....	168
Figura 90 Perfiles de velocidad de onda de corte en la playa de relaves	169
Figura 91 Resistencia de enrocado	172
Figura 92 Modelo de Presa de Relaves Etapa 4 para el análisis de estabilidad	177
Figura 93 Modelo numérico FLAC 2D de recrecimiento de presa de relaves hasta la Etapa 4.....	179
Figura 94 Malla de diferencias finitas y discretización de materiales de presa.....	180
Figura 95 Presión de poro inicial antes del sismo Etapa 4 y el nivel freático.....	182
Figura 96 Resultados de análisis de estabilidad en condición estática de la etapa 4 de la presa.....	183
Figura 97 Distribución de Esfuerzos efectivos Verticales	184
Figura 98 Distribución de esfuerzos efectivos horizontales.....	184
Figura 99 Contornos de incremento de deformación por corte	185
Figura 100 Aceleración Espectral con un 5% de amortiguamiento para un Sismo Máximo Creíble (SMC) intraplaca de M 8.0 para Presa de Relaves	194
Figura 101 Procedimiento general para el análisis del comportamiento sísmico de una presa	195

Figura 102 Espectros de respuesta de los movimientos del terreno ajustados espectralmente al espectro de diseño del MCE: (a) movimiento del terreno original; (b) movimientos del terreno ajustados espectralmente	195
Figura 103 Registros de tiempo-historia de aceleraciones ajustadas al espectro de aceleración de diseño del MCE	197
Figura 104 Historia de aceleración durante la fase intensa del sismo de Huacho de 1966, ajustado a una aceleración máxima de 0.48g	198
Figura 105 Espectro de Potencia del Registro de Aceleración de Sismo de Huacho 1966	198
Figura 106 Espectro de Potencia Filtrado del Registro de Aceleración de Sismo de Huacho 1966.....	199
Figura 107 (a) Razón de Exceso de Presión de Poro del Agua (Ru)	203
Figura 108 Distribución de los puntos de control para el monitoreo de desplazamientos en la sección analizada del Recrecimiento de la Presa de Relaves – Etapa 1	206
Figura 109 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Huacho 1966 en la Etapa 1 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	208
Figura 110 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Lima 1974 en la Etapa 1 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	210
Figura 111 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Arequipa 2001 en la Etapa 1 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	212

Figura 112 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Pisco 2007 en la Etapa 1 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	214
Figura 113 Máximos desplazamientos horizontales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 1	217
Figura 114 Máximos desplazamientos verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 1	218
Figura 115 Distribución de los puntos de control para el monitoreo de desplazamientos en la sección analizada del Recrecimiento de la Presa de Relaves – Etapa 2	219
Figura 116 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Huacho (1966) en la Etapa 2 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	220
Figura 117 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Lima (1974) en la Etapa 2 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	222
Figura 118 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Arequipa (2001) en la Etapa 2 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	225
Figura 119 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Pisco 2007 en la Etapa 2 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	227
Figura 120 Máximos desplazamientos horizontales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2	230
Figura 121 Máximos desplazamientos verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2	230

Figura 122 Distribución de los puntos de control para el monitoreo de desplazamientos en la sección analizada del Recrecimiento de la Presa de Relaves – Etapa 3	232
Figura 123 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Huacho 1966 en la Etapa 3 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	233
Figura 124 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Lima 1974 en la Etapa 3 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	234
Figura 125 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Arequipa 2001 en la Etapa 3 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	236
Figura 126 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Pisco 2007 en la Etapa 3 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	238
Figura 127 Máximos desplazamientos horizontales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 3	241
Figura 128 Máximos desplazamientos verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 3	241
Figura 129 Distribución de los puntos de control para el monitoreo de desplazamientos en la sección analizada del Recrecimiento de la Presa de Relaves – Etapa 4	243
Figura 130 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Huacho 1966 en la Etapa 4 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	244

Figura 131 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Lima (1974) en la Etapa 4 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	246
Figura 132 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Arequipa (2001) en la Etapa 4 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	248
Figura 133 Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Pisco (2007) en la Etapa 4 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales	250
Figura 134 Máximos desplazamientos horizontales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4	253
Figura 135 Máximos desplazamientos verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4	253
Figura 136 Evolución de la razón de exceso de presión de poros en los Puntos de Control en la Etapa 1 del recrecimiento de la Presa de Relaves debido a eventos sísmicos: a) sismo de Huacho de 1966, b) Sismo de Lima de 1974 , c) Sismo de Arequipa de 2001 y d) Sismo.....	255
Figura 137 Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 1 de la Presa de Relaves	259
Figura 138 Evolución de la razón de exceso de presión de poros en los Puntos de Control en la Etapa 2 del recrecimiento de la Presa de Relaves debido a eventos sísmicos	262
Figura 139 Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2 de la Presa de Relaves	265

Figura 140 Evolución de la razón de exceso de presión de poros en los Puntos de Control en la Etapa 3 del recrecimiento de la Presa de Relaves debido a eventos sísmicos	268
Figura 141 Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 3 de la Presa de Relaves	272
Figura 142 Evolución de la razón de exceso de presión de poros en los Puntos de Control en la Etapa 4 del recrecimiento de la Presa de Relaves debido a eventos sísmicos	275
Figura 143 Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4 de la Presa de Relaves	278

Resumen

Este estudio tuvo como objetivo evaluar el impacto de la licuación dinámica en la estabilidad de una presa de relaves ubicada en una zona sísmica de la sierra del Perú. La presa fue construida inicialmente mediante el método aguas abajo y luego recrecida en cuatro etapas con el método de línea central, alcanzando una altura final de 130 metros. La estabilidad fue evaluada frente a cuatro sismos históricos de subducción, cuyos registros se ajustaron al espectro del Sismo Máximo Creíble (MCE) correspondiente al área de estudio. El análisis de estabilidad se realizó mediante el método del equilibrio límite con slide, mientras que el análisis dinámico fue desarrollado en FLAC, empleando los modelos constitutivos UBCHYST y UBCSAND. Los resultados mostraron factores de seguridad aceptables en todas las condiciones de carga. No obstante, el análisis dinámico evidenció deformaciones cortantes significativas en los relaves saturados, generando desplazamientos diferenciales hacia aguas arriba de la plataforma de enrocado. El análisis de exceso de presiones intersticiales indicó que los 35 metros superiores del cuerpo de relaves son potencialmente licuables, mientras que los estratos más profundos presentaron valores de R_u inferiores a 0.7, atribuibles a la consolidación progresiva por recrecimiento. Se concluye que la licuación dinámica en los relaves saturados genera deformaciones que afectan la plataforma de enrocado y podrían propagarse hacia el núcleo, influyendo en el comportamiento global si no se controlan adecuadamente. Estos hallazgos resaltan la necesidad de implementar medidas preventivas y de mitigación para garantizar la estabilidad a largo plazo de la estructura.

Palabras claves: licuación dinámica, análisis dinámico, relaves, estabilidad de presa de relaves, desplazamientos y exceso de presión de poros

Abstract

This study aimed to evaluate the impact of dynamic liquefaction on the stability of a tailings dam located in a seismic zone of the Peruvian highlands. The dam was initially constructed using the downstream method and later raised in four stages using the centerline method, reaching a final height of 130 meters. Stability was assessed under four historical subduction earthquakes, whose records were adjusted to the Maximum Credible Earthquake (MCE) spectrum corresponding to the study area. Slope stability analysis was performed using the limit equilibrium method with Slide software, while the dynamic analysis was carried out in FLAC, employing the UBCHYST and UBCSAND constitutive models, which are suitable for simulating the behavior of materials with and without excess pore pressure generation. The results showed acceptable safety factors under all evaluated loading conditions. However, the dynamic analysis revealed significant shear deformations in the saturated tailings, causing differential displacements in the upstream direction of the rockfill platform. The excess pore pressure analysis indicated that the upper 35 meters of the tailings body are potentially liquefiable, whereas the deeper strata exhibited R_u values below 0.7, attributed to the progressive consolidation process during the staged dam raising. It is concluded that dynamic liquefaction in the saturated tailings generates deformations that affect the rockfill platform and could propagate toward the dam's core, potentially influencing overall performance if not properly controlled. These findings highlight the need to implement preventive and mitigation measures to ensure the long-term stability of the structure.

Keywords: dynamic liquefaction, dynamic analysis, tailings, tailings dam stability, displacements and excess pore pressure

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

El Perú, como país minero, cuenta con presas de relaves que son infraestructuras fundamentales para la contención de los materiales de desecho generados en las etapas de recuperación y beneficio del mineral. Sin embargo, la alta sismicidad de la región representa un riesgo significativo, particularmente en lo que respecta a la licuación dinámica, fenómeno que puede comprometer la estabilidad de estas estructuras y derivar en fallas catastróficas durante eventos sísmicos. (Macedo et al., 2022)

Las consecuencias de estas fallas pueden ser devastadoras, incluyendo impactos ambientales irreversibles, pérdidas económicas considerables, interrupción de operaciones mineras y afectaciones a comunidades cercanas. Debido a ello, es imprescindible llevar a cabo investigaciones exhaustivas y desarrollar diseños de presas de relaves que mitiguen este riesgo, garantizando su estabilidad estructural y previniendo colapsos bajo condiciones sísmicas extremas.

La licuación ha sido vinculada como una de las principales causas de falla en presas de relaves a nivel mundial, constituyendo un desafío crítico para la industria minera y la geotecnia. Este fenómeno se ha manifestado en diversos colapsos recientes, como las fallas de las presas de relaves de Brumadinho (2019) y Fundão (2015) en Brasil, así como Mount Polley (2014) en Canadá, donde la licuación estática y la inestabilidad del material generaron avalanchas de residuos con severas consecuencias humanas, económicas y ambientales. Estos eventos han reafirmado la urgencia de mejorar los métodos de análisis y diseño de estas estructuras mediante herramientas más avanzadas y precisas. (Vergaray et al., 2023)

El Comité Estadounidense sobre Grandes Presas y el Comité Internacional de Grandes Presas señalan que la licuación de relaves es una de las principales causas de falla

en presas a nivel mundial, siendo además el mecanismo más frecuente de colapso en presas de relaves sometidas a eventos sísmicos. Durante un evento sísmico, los relaves, compuestos principalmente por limos y arenas limosas depositadas hidráulicamente, pueden experimentar una pérdida repentina de resistencia, comprometiendo la estabilidad de la presa. El Perú es un país altamente sísmico debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la colisión de las placas de Nazca y Sudamericana genera sismos de gran magnitud.

El Reglamento de Seguridad y Salud Ocupacional en Minería (D.S. No 024-2016-EM) establece la necesidad de evaluar la estabilidad de los taludes de las presas de relaves mediante el método de equilibrio límite, el análisis numérico de deformaciones estáticas y el análisis de deformaciones por sismo mediante métodos simplificados. Si bien estas metodologías son aceptadas por las entidades reguladoras del país, presentan limitaciones cuando los materiales son susceptibles a licuación, ya que no capturan adecuadamente las deformaciones plásticas de los relaves ni el comportamiento no lineal de los materiales bajo cargas dinámicas, lo que puede afectar la precisión en la evaluación del desempeño sísmico de la estructura.

Para abordar esta problemática, es imprescindible la implementación de modelos constitutivos geotécnicos avanzados mediante métodos numéricos que permitan capturar con mayor precisión el comportamiento de los relaves saturados ante la acción de sismos. La incorporación de enfoques más robustos posibilitará una mejor comprensión de la respuesta sísmica de las presas de relaves, optimizando así su diseño y operación. En consecuencia, esta mejora metodológica contribuirá significativamente a la seguridad y estabilidad de estas infraestructuras dentro del sector minero, reduciendo la probabilidad de fallas y mitigando los riesgos asociados a la licuación dinámica.

1.2. Descripción del problema

El portal del Ministerio de Energía y Minas (MINEM, 2024) indica que el Perú es un país de antigua tradición minera, posicionándose como el primer productor de oro, zinc, estaño, plomo y molibdeno y el segundo productor de plata, cobre y zinc a nivel mundial en América Latina. La cordillera de los Andes es la columna vertebral de Perú y la principal fuente de depósitos minerales del mundo.

Las operaciones del proyecto minero incluyen la extracción de minerales como cobre, zinc, oro, plata y otros, utilizando tanto técnicas de minería a cielo abierto como excavaciones subterráneas. El material extraído se somete a un proceso de flotación para obtener el mineral concentrado, mientras que los residuos resultantes de este procedimiento son depositados en el almacenamiento de relaves. Asimismo, se han documentado diversos incidentes en presas de relaves, destacando la licuefacción como una causa recurrente de fallas, especialmente durante eventos sísmicos.

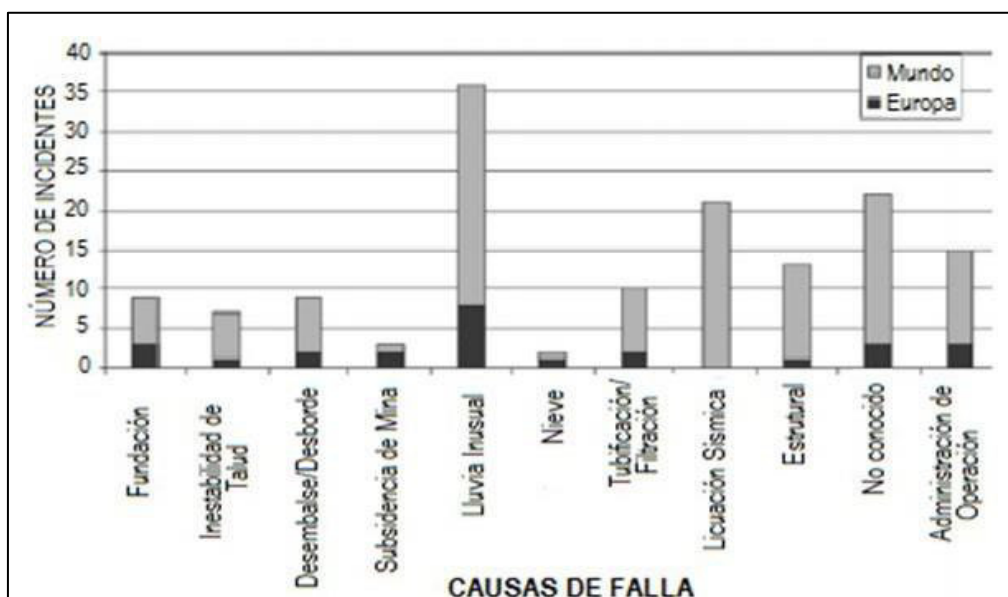
Por otra parte, se analizan casos históricos de fallas en presas de relaves y señala que la licuefacción inducida por sismos es una de las principales causas de estos incidentes.

La licuación de suelos es un fenómeno crítico que puede ocurrir en depósitos de arenas saturadas y sueltas durante eventos sísmicos. Para su evaluación, se han desarrollado procedimientos basados en correlaciones empíricas que comparan la demanda sísmica (representada por el Cyclic Stress Ratio, CSR) con la capacidad de resistencia cíclica del suelo (definida por el Cyclic Resistance Ratio, CRR). Esta metodología se fundamenta en ensayos in situ, como el Stándar Penetration Test (SPT), el ensayo de penetración cónica con medición de presión de poro (CPTu), y la medición de velocidades de onda de corte mediante el método MASW. Estos ensayos ayudan a identificar, caracterizar y mitigar riesgos asociados a la licuación en zonas sísmicas. (Vergaray y Macedo, 2023)

Las principales causas de fallas en presas de relaves a nivel mundial, como se puede observar en la Figura 1. Asimismo, la licuación sísmica y las lluvias inusuales son las causas predominantes de fallas en estos depósitos, lo que indica la necesidad de implementar estrategias de diseño y monitoreo para mitigar estos riesgos. Otras causas relevantes incluyen problemas de diseño estructural, erosión interna y subsidencia minera, factores que pueden contribuir a la inestabilidad de las presas (Rico et al.,2008). Por otro lado, además de la licuación estática, otros factores como deficiencia en el diseño estructural, erosión interna y subsidencia del depósito también pueden contribuir con la inestabilidad de las presas de relaves . (Arroyo y Gens, 2022)

Figura 1

Causas de fallas de relaves mineros en el mundo



Nota. Adaptado de Causas de fallas de presas de relaves en el mundo, por Rico et al. (2008).

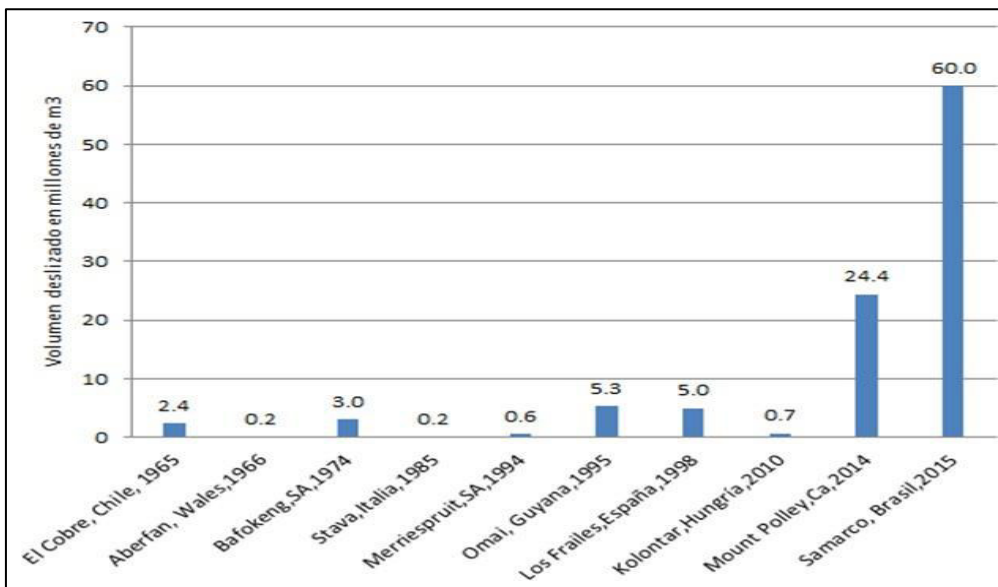
En los últimos años se ha podido observar un aumento significativo en los volúmenes de flujo de relaves asociados con fallas catastróficas de presas, representando una tendencia preocupante en la seguridad de estas estructuras. Las fallas más recientes refuerzan este panorama crítico, especialmente cuando se consideran los volúmenes de ruptura, como se observa en la Figura 2. Destacan eventos como Samarco (2015) en Brasil,

con un colapso de aproximadamente 60 millones de m³, seguido por Mount Polley (2014) en Canadá con 24.4 millones de m³. (Boswell et al., 2016)

Los incidentes documentados en la Tabla 1 reflejan la gravedad de las fallas de presas de relaves asociadas a procesos de licuación, especialmente en zonas con alta sismicidad o condiciones geotécnicas desfavorables. Casos históricos como los ocurridos en Chile, Bulgaria, Italia, Gales y China, evidencian la vulnerabilidad estructural de estas instalaciones frente a fenómenos como la saturación de relaves, la pérdida de resistencia al corte y deformación progresiva. A estos antecedentes se suman eventos recientes como Fundão (2015) y Brumadinho (2019) en Brasil, que reafirman la criticidad de este mecanismo de falla. (Puri y Kostecki, 2013)

Figura 2

Algunos ejemplos de fallas catastróficas de presas de relaves



Nota. Elaboración propia a partir de información reportada en estudios de fallas de presas de relaves a nivel internacional.

Asimismo, análisis basado en datos globales han identificado que, aunque las tasas de falla han disminuido desde el año 2000, las presas construidas mediante los métodos aguas abajo y eje central continúan presentando niveles de riesgo significativos que no

deben ser subestimados, especialmente si no se implementan medidas de control rigurosas. (Stark et al., 2022).

La licuación se define como un proceso mediante el cual los suelos saturados experimentan una pérdida súbita de resistencia al esfuerzo cortante, lo que puede generar deformaciones importantes en las estructuras geotécnicas relacionados. Un caso representativo ocurrió en la Presa Inferior de San Fernando (California, EE. UU.) tras el terremoto de 1971 ($M=6.6$, intensidad X en la escala de Mercalli), donde la licuación comenzó aproximadamente un minuto y medio después del sismo, generando deslizamientos y asentamientos diferenciales que comprometieron la estabilidad de la presa. A pesar de los daños estructurales significativos, se evitó el colapso total del depósito, lo que impidió una inundación catastrófica en las zonas pobladas aguas abajo. Este caso ha sido recientemente simulado mediante el material Point Method (MPM) con el fin de comprender en mayor detalle la mecánica de falla inducida por licuación. (ver Figura 3). (Seed et al.,1975; Tjung y Soga, 2021)

Tabla 1

Incidentes de pérdida de vidas debido a la licuación de presas de relaves

Años	Localización	Impacto
1965	Nueva Presa El Cobre, Chile	>200 muertos
1966	Aberfan, Wales	144 muertos
1966	Sgorigrad, Bulgaria	488 muertos
1970	Mufulira, Zambia	89 muertos
1972	Buffalo Creek, West Virginia, USA	125 muertos
1985	Stava, Italia	268 muertos
1988	Jinduicheng, provincia Shaanxi, China	20 muertos
1994	Merriespruit, Sudáfrica	17 muertos

1995	Placer, Surigao del Norte, Filipinas	12 muertos
2000	Ciudad Nandan, Provincia Guangxi, China	15 muertos
2006	Miliang, Provincia Shaanxi, China	17 muertos

Nota. Adaptado de Vijay y Kostecki (2013).

Figura 3

Falla por licuación de la Presa San Fernando (California, EE. UU.) debido al terremoto 1971



Nota. Reproducida de National Information Service for Earthquake Engineering (EERC, 1971)

La presa de Tapo Canyon en California colapsó como consecuencia del terremoto de Northridge (1994), el cual tuvo una magnitud de 6.7. En la presa se almacenaba todo tipo de material fino proveniente del lavado de áridos para una planta de hormigón, y su depósito tenía una forma triangular. Su muro resistente alcanzaba una altura de 24 metros, pero la zona donde se produjo la rotura ya había expuesto problemas de filtraciones y estabilidad, lo que llevó a la construcción previa de una berma de refuerzo de 180 metros

de longitud. A pesar de estas medidas, la rotura ocurrió 10 minutos después del sismo, debido a la licuación del material de la presa y de los residuos almacenados, que se encontraban saturados. La Figura 4 muestra los daños de estructura tras el evento. (Harder et al., 1996)

Figura 4

Colapso de la Presa Tapo Canyon



Nota. Reproducido de Northridge Collection, Earthquake Engineering Research Center (1994).

La falla estructural de la presa de relaves de la mina El Cobre, registrado el 28 de marzo de 1965 como consecuencia de un terremoto de magnitud 7.5 (escala de Richter), constituye uno de los eventos más trágicos vinculados al manejo de relaves en la historia chilena. La falla, atribuida a la licuación de relaves, provocó más de 200 muertes y cuantiosos daños en instalaciones industriales y agrícolas. Décadas antes, el 1 de diciembre de 1928, la estructura de relaves conocida como presa Barahona, situada en la mina El teniente (actualmente operada por Codelco), sufrió un colapso tras el sismo de Talca, el

cual tuvo una magnitud aproximada de 8.2 y afectó principalmente la región de O'Higgins. Este evento marcó el primer caso documentado en Chile de colapso inducido por licuación dinámica, causando la muerte de 54 personas e inundando áreas aguas abajo. La Figura 5 ilustra los daños provocados por la falla de la presa Barahona. (Cacciuttolo y Atencio, 2022).

Figura 5

Falla por Licuación de arenas, Presa de relaves Barahona



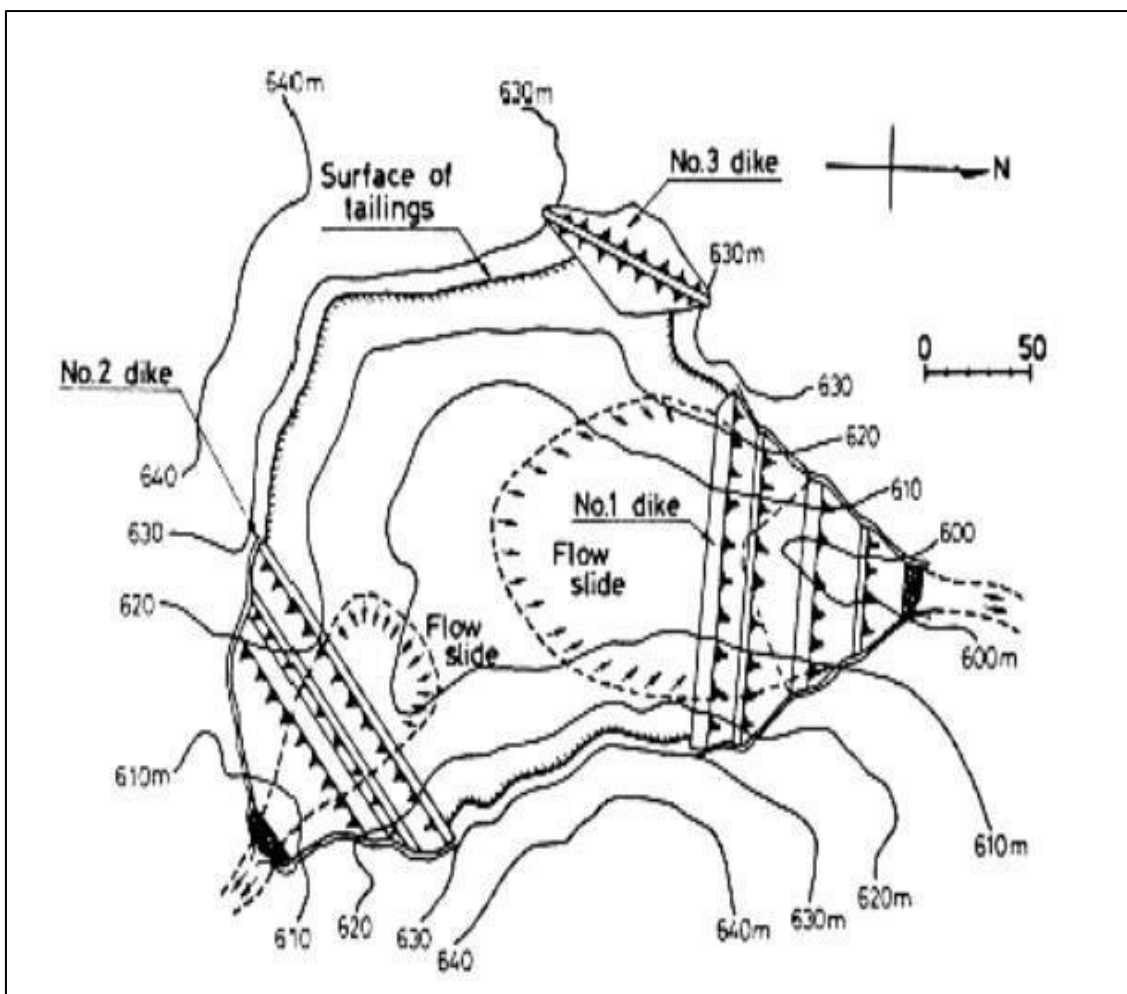
Nota. Reproducido de EXPOMIN (2004)

El primer incidente registrado en una instalación de almacenamiento de relaves en Japón ocurrió en Mochikoshi, asociado al terremoto de Izu-Oshima-Kinkai del 14 de enero de 1978, mostrado en la Figura 6. Durante este evento sísmico, con un sismo principal de magnitud 7.0 y una réplica significativa de magnitud 5.8, se produjo la licuación de los materiales de relaves depositados detrás de dos presas pertenecientes a la compañía minera de oro Mochikoshi. Como consecuencia, la presa de relaves Mochikoshi No. 1 colapsó de

forma inmediata. Aproximadamente 24 horas después, y sin actividad sísmica adicional, la presa No. 2 también falló, lo que evidencia el impacto prolongado de la licuación en la estabilidad de estas estructuras. (Yamada et al., 2019).

Figura 6

Deslizamiento de la presa de relaves de Mochikochi, 1978



Nota. Reproducido de Okusa y Anma (1980)

La falla catastrófica de la estructura de contención de relaves de Fundão, ver Figura 7, registrado el 5 de noviembre de 2015 en territorio brasileño, provocó la liberación de cerca 43 millones de m³ de residuos mineros, lo que ocasiona impactos severos tanto a nivel ambiental como social, incluyendo la pérdida de 19 vidas humanas. Esta presa, construida bajo el esquema de crecimiento aguas arriba, evidenció una marcada

susceptibilidad a la licuefacción inducida por carga estática, clasificándose su colapso dentro del fenómeno de licuefacción de flujo rápido. (Williams, 2021)

Figura 7

Falla de presa de Fundão, Brasil, 2015



Nota. Adaptado de The Wall Street Journal (Ricardo Moraes, 2016)

El colapso de la estructura de relaves de Mount Polley, registrado el 4 de agosto de 2014 en la provincia canadiense de Columbia Británica, ha sido catalogado como uno de los incidentes ambientales más relevantes en la historia reciente de la minería en dicho país. Investigaciones indican que la iniciación de la falla se debió al debilitamiento progresivo dentro de una banda de cizalla delgada en la unidad glaciolacustre en la base del deslizamiento, lo que, junto con la movilización retardada de la resistencia al cizallamiento en la zona de la cáscara debido a su ductilidad relativa, facilitó la inestabilidad. Adicionalmente, la reducción de los niveles de resistencia al cizallamiento en la región aguas arriba, causada por pérdida de confinamiento y falla en extensión debido a

desplazamientos translacionales en la base, contribuyó al colapso estructural, así como se ilustra en la Figura 8. (Zabolotnii et al., 2022)

Figura 8

Falla de presa de relaves Mount Polley, 2014



Nota. Reproducido de Mount Polley (2014)

La falla de la presa de relaves Córrego do Feijão, ocurrida el 25 de enero de 2019 en Minas Gerais, Brasil, representó uno de los desastres mineros más devastadores de la historia, con un desplazamiento de relaves de aproximadamente 600 km, causando la muerte de 270 personas y daños ambientales severos. La presa, que almacenaba residuos mineros de la mina Córrego do Feijão, operada por la empresa Vale, colapsó de manera súbita, liberando millones de metros cúbicos de material. Imágenes captadas por cámaras de seguridad permitieron identificar el mecanismo de falla como un fenómeno de licuación estática, en el cual la pérdida repentina de resistencia del material de relave llevó al colapso catastrófico de la estructura, como se puede observar en la Figura 9. (Arroyo y Gens, 2022)

Figura 9

Falla de presa Córrego do Feijão, Brasil, 2019



Nota. Reproducido de Radio Programas del Perú (Agence France-Presse, 2019)

En Perú, el 3 de marzo de 2018, ocurrió un deslizamiento de 50,000 m³ de relaves en la unidad controlable de Huancapetí, perteneciente a la Compañía Minera Lincuna S.A., ubicada en el distrito y provincia de Recuay, región Áncash. Este evento fue provocado por el colapso de una sección y la base del dique frontal de la Presa de Relaves N° 2 de dicha unidad minera, afectando la zona de Huancapetí y la quebrada Sipchoc, como se muestra en la Figura 10. El Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental (OEFA) confirmó el derrame y verificó que la presencia de un gran volumen de agua sobre la superficie de la relavera comprometía su estabilidad, por lo que evaluó la adopción de medidas administrativas para mitigar el impacto ambiental generado. (Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental [OEFA], 2018)

Figura 10

Deslizamiento de la presa, dique frontal de Relaves No 2 de la Unidad minera

Huancapetí



Nota. Reproducido de El Comercio (Urbina, 2018)

En el Perú, se han registrado diversas fallas en presas de relaves como resultado de deficiencias en el diseño, construcción y mantenimiento de estas estructuras. Entre los casos más relevantes, detallados en la Tabla 2, se muestran los eventos ocurridos en Casapalca (1952), Milpo (1956), Quiruvilca (1962 y 1970), Yauli-Yacu (1968), Recuperada-Buenaventura (1969), Atacocha (1971), Alianza (1971) y San Nicolás (1980), los cuales ocasionaron pérdidas humanas, daños a infraestructura vial, afectaciones agrícolas y contaminación de cuerpos de agua. (Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMMET], 1982)

Tabla 2*Falla de presas de relaves en el Perú*

Empresa	Altura del depósito	Año de ocurrencia	Causa probable	Daños humanos, materiales y ambientales
Casapalca	60 m	1952	sismo	Fallecidos y contaminación en el río Rímac.
Milpo	60 m	1956	sismo	Pérdidas humanas y afectación en la carretera Cerro de Pasco-Huánuco.
Almivirca/ Quiruvilca	40 m	1962	Sismo	Daños a la agricultura y obras de infraestructura de la zona
Yauli-Yacu	80 m	1968	Sismo	Interrupción de la Carretera y contaminación del Río Rimac.
Recuperada Buenaventura	-	1969	Se desconoce	Daños de agricultura de Huachocolpa, Contaminación
Almivirca/ Quiruvilca	40 m	1970	Sismo de 1970	Contaminación del Río San Felipe
Atacocha	-	1971	Falla en drenaje	Contaminación del río Huallaga y daños a infraestructura vial(100 000 Ton de relaves)
Ticapampa Alianza	20 m	1971	Falla de construcción y drenaje	Tres muertos, destrucción de viviendas e interrupción de la carretera de Huaraz-Lima(9,000 ton de relaves)
San Nicolás Cajamarca	-	1980	Falla de construcción	Contaminación del río Tingo y daños en la agricultura.

Nota. Adaptado de (INGEMMET, 1982)

Las recientes fallas de estructuras de presas de relaves en Brasil, como los casos de Fundão (2015) y Brumadinho (2019), han puesto de manifiesto la necesidad urgente de aplicar criterios más rigurosos en la evaluación de la licuación de los materiales que conforman estas estructuras. En este contexto, resulta fundamental continuar investigando diversas teorías y metodologías que permitan una caracterización más realista del comportamiento del material, así como avanzar en el uso de modelos dinámicos sofisticados y en la implementación de modelos constitutivos de mayor complejidad. Diversas entidades internacionales, entre ellas el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD), han incentivado la adopción de enfoques metodológicos más avanzados para evaluar la vulnerabilidad de estos depósitos frente a la licuación, considerando tanto los efectos sísmicos y la redistribución de presiones de poro. Estudios más recientes también han evidenciado que la licuación estática y dinámica pueden interactuar, como se evidenció en el caso de Brumadinho. (Morgenstern et al., 2016; Arroyo y Gens, 2022)

Según el Inventario de Presas en el Perú publicado por la Autoridad Nacional del Agua (ANA) en 2015, se registraron 743 presas en todo el país, de las cuales 442 están destinadas a riego y 113 corresponden a presas de relaves utilizadas para el almacenamiento de residuos mineros. El inventario indica una mayor concentración de presas en las Administraciones de Agua (AAA) Huarney – Chicama, Cañete – Fortaleza y Mantaro, con un total de 131 estructuras, lo que se debe principalmente a la presencia de proyectos de generación hidroeléctrica en estas zonas. En cuanto a la distribución por departamentos, Áncash registra el mayor número de presas (143), seguido por Lima y Cusco. Dado el incremento de la actividad minera en los últimos años, es probable que la cantidad de presas de relaves haya aumentado desde la publicación del inventario en 2015.

La presa de relaves ubicada en la sierra del Perú ha sido seleccionada como el centro experimental para el presente estudio. La Mina es un complejo minero polimetálico considerada como uno de los yacimientos de cobre con mayor importancia del mundo, situado a una altitud promedio de 4300 m s.n.m. La mina opera bajo un sistema de explotación a tajo abierto, produciendo concentrados de cobre, zinc, bismuto y molibdeno, además de plata y plomo en menor proporción. Es el resultado de una alianza estratégica entre cuatro empresas líderes del sector minero: BHP Billiton (33.75%), Glencore (33.75%), Teck (22.5%) y Mitsubishi Corporation (10%). Se localiza en las coordenadas 9°32'14" de latitud sur y 77°03'40" de longitud oeste, y su producción anual de cobre alcanza aproximadamente 36,000 toneladas métricas finas.

La presa de relaves de Antamina fue originalmente construida empleando el método de crecimiento aguas abajo. Sin embargo, la necesidad de extender la vida útil de la mina, impulsada por el incremento en los precios de los minerales y por las condiciones favorables del yacimiento explotado a tajo abierto, exigió la ampliación de infraestructuras estratégicas, incluyendo la planta concentradora. En ese marco, se planteó el recrecimiento de la presa con el objetivo de asegurar la continuidad de las operaciones.

Para dicho recrecimiento de la presa, se analizaron alternativas técnicas:

- Método de recrecimiento aguas abajo.
- Método de recrecimiento por eje central.

Se optó por el método de recrecimiento por eje central debido a su menor demanda de material de construcción, reducción de costos y menor impacto ambiental en comparación con el método aguas abajo. Además, la expansión en esa dirección estaba limitada por la presencia de infraestructuras existentes y restricciones de propiedad.

No obstante, a pesar de sus ventajas constructivas, el método de recrecimiento por eje central presenta un desafío técnico importante: su mayor susceptibilidad a la

inestabilidad sísmica, principalmente por la posible licuación de los relaves saturados en la playa, debido a su baja resistencia al corte no drenado. (Macedo et al., 2022)

Dado que la infraestructura de presa de relaves Antamina se encuentra emplazada en un área clasificada con el nivel 3 de amenaza sísmica, conforme a lo dispuesto en la Norma Técnica Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente, resulta imprescindible realizar una evaluación exhaustiva de su comportamiento ante sismos de gran magnitud. Uno de los principales problemas identificados es la posible licuación de los relaves saturados, especialmente en las zonas de interacción entre el material de relaves y el terraplén de enrocado ubicado en el sector aguas arriba del núcleo de la presa, donde las condiciones geotécnicas locales podrían favorecer la ocurrencia de este fenómeno bajo cargas sísmicas asociadas a eventos de subducción. La generación de exceso de presión de poro inducida por sollicitación sísmica puede desencadenar dicho proceso de licuación, reduciendo drásticamente la resistencia al corte del material. Esta pérdida de resistencia podría dar lugar al desplazamiento del terraplén de enrocado, y su propagación hacia el eje del núcleo comprometería la estabilidad estructural de la presa.

Sismos de gran magnitud, como el sismo máximo creíble (MCE) del sitio reportado por Gilbert (2013) y considerado en el análisis de peligro sísmico de Antamina para la Planta Concentradora con una aceleración pico del terreno (PGA) estimada en 0.48g, según la Tercera Actualización del Cierre de Minas de la unidad minera Antamina (Resolución Directoral N° 0303-2023/MINEM-DGAAM), podrían inducir condiciones de licuación en los relaves saturados ubicados en los contornos del terraplén de enrocado, comprometiendo la integridad estructural de la presa.

Ante este escenario, resulta fundamental llevar a cabo evaluaciones detalladas que permitan predecir la ocurrencia de fenómenos de licuación de relaves saturados y sus impactos en la estabilidad de la presa, con el fin de implementar medidas de mitigación

adecuadas y oportunas. En este contexto, el presente estudio tiene como objetivo evaluar el impacto de la licuación dinámica en la estabilidad de la presa de relaves de Antamina, utilizando herramientas avanzadas de modelación numérica y criterios geotécnicos representativos de las condiciones del depósito.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿En qué medida la licuación dinámica impacta a la estabilidad de la presa de relaves en una zona sísmica de la sierra del Perú?

1.3.2. Problemas específicos

¿En qué medida la licuación dinámica incide en el factor de seguridad de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú?

¿En qué medida la licuación dinámica influye en el desplazamiento de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú?

¿En qué medida la licuación dinámica influye en el incremento de presión de poros de agua en la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú?

1.4. Antecedentes

1.4.1. Internacionales

Se llevó a cabo un estudio sobre la estabilidad y deformaciones de un depósito de relaves mineros tras un sismo, incluyendo su evaluación dinámica. Para ello, se realizó un análisis numérico no lineal en 2D y se determinó la susceptibilidad a la licuación por flujo. Esta evaluación se basó en el criterio de resistencia por punta normalizada, equiparable a una arena limpia, utilizando pruebas CPTu y correlaciones. La estabilidad post-sísmica se analizó mediante el método de equilibrio límite utilizando el programa SLOPE/W de GeoStudio, mientras que las deformaciones provocadas por el sismo fueron estimadas con el software SIGMA/W, empleando un modelo constitutivo elastoplástico. Los resultados

del análisis post-sísmico indicaron que el depósito presenta una condición de inestabilidad, evidenciada por factores de seguridad inferiores a 1 y deformaciones significativas que sugieren un estado potencial de falla. (Vargas et al., 2021)

Se realizó un análisis dinámico bajo condiciones de tensiones efectivas para evaluar el comportamiento sísmico de una presa de relaves construida mediante el método de línea central, considerando diversos escenarios de terremotos de subducción. Los resultados de esta investigación destacaron la importancia de comprender el comportamiento sísmico del depósito, con el objetivo de asegurar su estabilidad. Sin embargo, se indicó que estos análisis se efectuaron con muestras provenientes de una planta piloto, lo cual implicó una recomendación para reevaluar las propiedades reales de los relaves una vez depositados en campo, poniendo énfasis en estudiar fenómenos relacionados con la licuación estática y cíclica cuando el depósito alcance su consolidación final. (Macedo et al., 2022)

Los avances recientes en la geotecnia de relaves mineros: Estado del arte 2022 destaca los progresos en la comprensión y gestión de los riesgos asociados a las presas de relaves, señalando como punto de inflexión la falla catastrófica de la presa de relaves de Feijão, ocurrida en Brasil en 2019. Este evento enfatiza la necesidad de investigar en profundidad el comportamiento de relaves contractivos y frágiles, incluyendo la evaluación de su susceptibilidad a la licuación, así como de promover análisis más rigurosos frente a condiciones de carga sísmica. La serie de fallas recientes, particularmente las ocurridas en Brasil en 2015 y 2019, ha evidenciado cuán súbitamente pueden desarrollarse estas fallas y la magnitud de sus impactos. Se concluye que las arenas presentes en los relaves pueden experimentar fallas en condiciones no drenadas, lo que constituye la esencia de la licuación. Asimismo, se indica que aún hay mucho trabajo por hacer, con técnicas y teorías por desarrollar y perfeccionar. (Fourie et al., 2022)

La implementación de análisis numéricos en la planificación y diseño estructural de terraplenes de tierra y enrocado ha mostrado ser una herramienta clave en la ingeniería geotécnica. A través de diversos estudios de caso, se ha evidenciado la eficacia de estos análisis en condiciones de carga estática y sísmica. El estudio concluyó que, a pesar de las incertidumbres y limitaciones inherentes a cada enfoque de modelado, el uso de análisis numéricos permite una mejor representación del comportamiento esfuerzo-deformación de los terraplenes, así como una evaluación más amplia de los posibles modos de falla. Además, se destaca que la implementación de estos métodos resulta fundamental para el desarrollo de un diseño basado en el desempeño. (Masood et al., 2022)

Se desarrolló una investigación mediante modelación numérica para analizar la respuesta de una estructura destinada al almacenamiento de relaves, construida empleando el método aguas arriba, considerando diversos escenarios de llenado en un embalse ubicado en Suecia. Para ello, se empleó la técnica de elementos finitos, aplicando el modelo constitutivo UBCSAND para describir el comportamiento elastoplástico del material de relave, mientras que los materiales de morrena y enrocado fueron representados con el modelo de Mohr-Coulomb. La formulación UBCSAND permitió simular con precisión las condiciones de licuación estática y dinámica ocasionadas por el aumento de presiones intersticiales. Los resultados revelaron una reducción significativa en la estabilidad de la presa durante la fase inicial de llenado, asociada al incremento en las presiones intersticiales, aunque esta condición mejoró progresivamente en la etapa de consolidación al disiparse dichas presiones. No obstante, esta investigación no contempló la aplicación del modelo UBCHYST, adecuado para evaluar el comportamiento cíclico de suelos no susceptibles a licuación (Do et al., 2021).

Se presenta una caracterización geotécnica (tanto a escala de laboratorio como de campo) de relaves de minas de cobre de una estructura de almacenamiento de relaves

situada en un entorno caracterizado por elevada actividad sísmica. Lo cual hace que sea de primordial importancia evaluar su respuesta ante cargas estáticas (licuación estática) y demandas inducidas por terremotos (licuación inducida cíclica). Se discute aspectos relevantes en el comportamiento de los relaves mineros examinados, incluyendo la compresibilidad, rigidez y la respuesta a la licuación (estática y cíclica). Se reconoce que la licuación estática de los relaves mineros ha causado numerosas fallas recientes en instalaciones de almacenamiento de relaves (TSF). Como la falla de Fundão en 2015 en Brasil, la falla de Cadia en 2018 en Australia, y la falla de Brumadinho en 2019 en Brasil. Estas fallas han tenido consecuencias devastadoras sin precedentes para el medio ambiente, daños a la infraestructura y pérdida de vidas humanas; han estado en el punto de mira de las comunidades mineras, de ingeniería y ambientales. En particular, las fallas de las TSF de Fundão en 2015 y Mount Polley en 2014 se consideran desastres ambientales sin precedentes en Brasil y Canadá, respectivamente. Se indica que en los países con sismicidad moderada a significativa y una industria minera activa (por ejemplo, Perú, Colombia, Chile, Argentina) o una industria minera emergente (por ejemplo, Ecuador), la respuesta de los relaves mineros a la carga sísmica también es de gran preocupación. Por ejemplo, el terremoto de magnitud 8.8 de Maule en 2011 en Chile causó el fallo de la presa de relaves de Las Palmas, con evidencia de licuación inducida por sismos de los relaves depositados. (Vergaray y Macedo, 2023)

Un estudio reciente modeló numéricamente la licuación inducida por sismos utilizando UBCSAND con FLAC, con la finalidad de analizar la respuesta estructural de un edificio de baja altura cimentado sobre suelo licuable. Se analizó el efecto de capas tratadas con mezclas de arena y caucho triturado de distintos espesores, observándose una disminución en el exceso de presión de poros y los asentamientos estructurales. Los resultados indicaron que la mayor concentración exceso de presión de poros (r_u) se ubica

en el sector intermedio del estrato. Este estudio proporciona antecedentes relevantes sobre cómo la presencia de suelos susceptibles a licuación afecta la respuesta dinámica de estructuras, aportando lineamientos aplicables para evaluar la estabilidad de estructuras de almacenamiento de relaves bajo carga sísmica. (Tareghian et al.,2024)

1.4.2. Nacionales

La evaluación del comportamiento dinámico de una estructura de almacenamiento de relaves, utilizando modelos de elementos finitos y el software geotécnico GeoStudio 2018 (Sigma/W), permitió evidenciar el potencial de licuación en la base de cimentación de la estructura de contención, a través de la metodología CRR/CSR, lo cual representa un riesgo significativo para la estabilidad estructural. Se concluyó que el sistema es estable en el largo plazo tanto para falla global como local, conforme a las directrices establecidas por Canadian Dam Association (CDA, 2014) y Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD, 2012). Asimismo, se indica que, considerando la relevancia de la infraestructura y el nivel elevado de amenaza sísmica del emplazamiento, no resulta viable limitarse al uso de métodos de análisis tradicionales de tipo estático o pseudoestático, recomendándose en su lugar análisis dinámicos avanzados que incorporen la evolución de los esfuerzos, las deformaciones y las presiones de poros. (Chávez, 2022)

Se analizó la estabilidad física de una presa hipotética de almacenamiento de relaves mediante un estudio basado en condiciones de esfuerzos efectivos y esfuerzos no drenados. Los resultados indican que, bajo condiciones sísmicas, la evaluación posterior al sismo representa de manera más precisa el estado crítico de estabilidad de la presa, ya que considera la disminución de la resistencia al corte provocado por el incremento de la presión de poros inducido por el sismo. En contraste, el análisis pseudoestático ofrece una visión de la estabilidad que no refleja con exactitud el comportamiento real de la estructura ante eventos sísmicos. Si bien el análisis de estabilidad utilizando el enfoque de equilibrio

es relevante en la etapa inicial de la evaluación, se recomienda realizar estudios adicionales mediante modelos constitutivos más sofisticados para representar adecuadamente el comportamiento elastoplástico de los relaves. (Ibarra, 2022)

Una investigación realizada en la presa de relaves La Esperanza, localizada en el distrito de Vitoc, Junín, evaluó la estabilidad de sus taludes mediante el uso de técnicas de equilibrio límite, con el propósito de proponer ajustes orientados a mejorar su desempeño ante cargas estáticas y dinámicas. Esta evaluación incluyó condiciones estáticas, pseudoestáticas y posteriores al evento sísmico, permitiendo determinar que el depósito presenta condiciones de servicio aceptables frente a sismos, en tanto que los factores de seguridad obtenidos superan los valores mínimos considerados como aceptables. No obstante, los autores plantearon la necesidad de incorporar herramientas de simulación numérica más avanzadas, como FLAC o GeoStudio, a fin de lograr una representación más precisa del comportamiento mecánico de la presa, considerando la evolución de esfuerzos, deformaciones y presiones intersticiales bajo distintos escenarios de carga sísmica. Este enfoque resulta particularmente relevante para contextos como el peruano, donde la posibilidad de licuación dinámica representa un factor crítico en el análisis de estabilidad de estructuras de almacenamiento de relaves. Por ello, este estudio constituye un antecedente importante para el presente trabajo, al destacar la importancia de aplicar enfoques dinámicos avanzados en zonas con elevada sismicidad. (Villena y Ríos, 2024)

La respuesta sísmica de la presa de relaves Andaychagua fue evaluada mediante modelamiento numérico con diferencias finitas. En una primera etapa, se analizó la estabilidad utilizando el método de equilibrio límite con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Posteriormente, se modeló la ocurrencia de licuación de los relaves en FLAC 2D, empleando el modelo constitutivo UBCSAND, y se compararon los resultados con los obtenidos mediante el método semiempírico de Idriss y Boulanger (2008). Los resultados

indicaron que, bajo condiciones sísmicas, la presa experimentó desplazamientos horizontales del orden de 25 cm a 40 cm durante los sismos de Lima (1974) y Atico (2001). Tanto el enfoque numérico (UBCSAND) como el semiempírico confirmaron que los relaves del depósito presentaron licuación en respuesta a dichos eventos sísmicos, lo que proporciona evidencia clara de la susceptibilidad de las presas de relaves a la licuación dinámica. Sin embargo, la incorporación del modelo UBCHYST para simular el comportamiento de los materiales no licuables podría haber generado diferencias en los resultados de la respuesta sísmica global de la presa (Armacanqui, 2021).

Se evaluó el comportamiento de una presa de relaves con recrecimiento de tipo eje central ante cargas sísmicas mediante un análisis de deformaciones permanentes inducidas por sismo, utilizando el software de diferencias finitas FLAC (Itasca). Para ello, se emplearon tres registros sísmicos de terremotos ocurridos en el Perú y se seleccionó el modelo PM4silt para simular la respuesta del material de relave susceptible a licuación. Los resultados sugieren la posibilidad de deslizamientos superficiales en los bancos de la presa ante un sismo de diseño, lo que hace necesaria la implementación de medidas de remediación local. (Torres, 2021)

1.5. Justificación de la investigación

1.5.1. Justificación

1.5.1.1. Teórica. La presente investigación profundiza el conocimiento y evaluación de los modelos constitutivos avanzados que describen el fenómeno de licuación en relaves mineros. Se pone especial atención en el modelo plástico que integra la consideración de los esfuerzos efectivos, aspecto crucial para entender la respuesta del material bajo condiciones de carga dinámicas. Este modelo se aplica en análisis detallado de esfuerzo-deformación para estudiar el comportamiento de las presas de relaves, permitiendo así una comprensión más completa de su estabilidad y desempeño estructural bajo diversas condiciones operativas y

sísmicas. Esta aproximación busca no solo caracterizar adecuadamente el comportamiento de los relaves ante eventos de licuación, sino también mejorar las prácticas de diseño y evaluación de seguridad de las presas de relaves, contribuyendo de esta manera a la prevención de fallos estructurales y mitigación de riesgos asociados.

Mejor la comprensión del fenómeno de licuación dinámica ayuda a profundizar el conocimiento sobre *cómo* los sismos afectan la estabilidad de presas de relaves, especialmente en regiones de alta actividad sísmica.

Optimización de modelos de estabilidad: Proporciona datos y análisis que pueden mejorar los métodos de evaluación de estabilidad de presas de relaves ante eventos sísmicos.

Generación de información clave para futuros estudios: Los resultados podrán ser utilizados en *investigaciones* geotécnicas y sísmicas relacionadas con estructuras de almacenamiento de residuos mineros.

1.5.1.2. Práctica. Diseño y construcción más segura de presas de relaves: Permite ajustar criterios de diseño para aumentar la seguridad estructural y reducir el riesgo de fallas por licuación.

Mejora en la gestión de riesgos en minería: Proporciona herramientas para la toma de decisiones en cuanto a medidas de mitigación y monitoreo de presas de relaves en zonas sísmicas. Optimización de costos y planificación: Identificar el impacto de la licuación puede ayudar a desarrollar estrategias costo-efectivas para reforzar estructuras y minimizar pérdidas económicas por fallas en presas de relaves.

La investigación ayuda a resolver un problema de licuación de relaves de una presa, previniendo la falla de presa por este fenómeno desde el diseño, operación y cierre.

1.5.1.3. Metodológica. La justificación metodológica de esta investigación se centra en la adopción de un enfoque analítico más riguroso y detallado para el estudio de la licuación de relaves mineros inducida por eventos sísmicos, mediante la implementación del análisis numérico por diferencias finitas. Esta aproximación se complementa con la inclusión de un modelo constitutivo plástico avanzado, diseñado específicamente para capturar de manera precisa el comportamiento complejo de los relaves durante la licuación, enfocado en el contexto particular de las presas de relaves. La metodología propuesta no solo permitirá una evaluación más exacta y confiable de la estabilidad estructural de estas presas bajo condiciones sísmicas, sino que también pretende ser un referente metodológico para el diseño y análisis de otras estructuras críticas, como son las presas de almacenamiento de agua. Se espera que la aplicabilidad de los resultados y técnicas desarrolladas trascienda los confines específicos de la industria minera, proporcionando herramientas valiosas para ingenieros y diseñadores en una amplia gama de aplicaciones, especialmente aquellas enfrentadas a desafíos similares de condiciones sísmicas adversas y riesgos de licuación.

1.5.1.4. Social. La investigación sobre la licuación de relaves representa un aporte fundamental hacia la prevención de fallas estructurales en presas de relaves, un fenómeno que puede acarrear consecuencias devastadoras no solo para la industria minera, sino también para las comunidades cercanas. Al profundizar en el entendimiento de este fenómeno, el estudio propuesto busca mitigar el riesgo de colapsos de presas, los cuales pueden resultar en pérdidas humanas, conflictos socioambientales significativos, y el potencial cese de operaciones mineras, afectando la economía y el empleo local. Al promover prácticas más seguras y sostenibles en el diseño y manejo de presas de relaves, esta investigación contribuye directamente al desarrollo de una minería responsable. No solo mejora la seguridad y reduce los riesgos asociados a las operaciones mineras, sino que

también fortalece la licencia social para operar, promoviendo una coexistencia armoniosa entre la industria minera y las comunidades.

Protección de comunidades cercanas: La implementación de medidas de seguridad basadas en los hallazgos de la investigación puede prevenir deslizamientos y derrames de relaves que afectarían a poblaciones cercanas.

Apoyo a normativas y regulaciones: La investigación puede proporcionar datos que contribuyan a la actualización de normativas y estándares técnicos para el diseño y monitoreo de presas de relaves en zonas sísmicas.

1.5.1.5. Ambiental. La presente justificación ambiental se centra en promover un equilibrio entre el desarrollo minero y la preservación del medio ambiente, destacando la importancia de integrar consideraciones sobre licuación inducida por sismos y la estabilidad estructural en el diseño y gestión de presas de relaves. Al profundizar en el entendimiento de cómo los eventos sísmicos pueden afectar la integridad de estas estructuras, este estudio busca implementar estrategias y prácticas de ingeniería más efectivas que prevengan el colapso de presas. La prevención de tales fallas es crucial no solo para salvaguardar la vida humana y minimizar los impactos sociales y económicos, sino también para evitar la liberación de sustancias contaminantes en ecosistemas circundantes. De este modo, esta investigación contribuye directamente a la minimización de riesgos ambientales asociados a la industria minera, fomentando prácticas que aseguran la sostenibilidad y responsabilidad ambiental en el sector.

Reducción del riesgo de desastres ambientales: Una mejor comprensión de la estabilidad de presas de relaves ayuda a prevenir colapsos que podrían causar daños ambientales severos, como la contaminación de ríos y suelos.

1.5.2. Importancia

La importancia esta investigación se centra en el análisis detallado del diseño de presas de relaves en las minas de la sierra del Perú, con un enfoque particular en la consideración de la licuación dinámica para optimizar su estabilidad física. Dado que uno de los desafíos más significativos en la ingeniería geotécnica es el manejo de depósitos de relaves susceptibles a la licuación durante sismos, lo cual puede desencadenar la falla catastrófica de las presas de retención, este estudio cobra una importancia crítica. (International Commission on Large Dams, 2022)

La licuación de suelos constituye un fenómeno de gran interés y complejidad en el campo de la geotecnia y del análisis sísmico, asociado principalmente al aumento de presión de poros dentro del suelo. Este incremento puede originar una reducción de los esfuerzos efectivos y, como consecuencia, una disminución significativa de la resistencia al corte del terreno. Este proceso se observa frecuentemente en suelos sin cohesión, altamente permeables, que bajo la aplicación de cargas cíclicas o sostenidas tienden a compactarse. En situaciones donde el drenaje es insuficiente o está restringido, el incremento en la presión de poros puede ser tal que elimine prácticamente los esfuerzos efectivos, generando un estado de fluidización del suelo, lo que se conoce como licuación.

Esta investigación aborda la necesidad crítica de comprender los mecanismos detrás de la licuación y cómo estos pueden provocar la falla de estructuras críticas como presas de relave y cimentaciones de estructuras, especialmente bajo condiciones no drenadas donde el incremento de presión poro debido a cargas sísmicas puede reducir drásticamente la resistencia del suelo.

1.6. Limitaciones de la investigación

1.6.1. Alcances

1.6.1.1. Espacial. La investigación se realizó en cuatro etapas de recrecimiento de la presa de relaves ubicada en la sierra del Perú.

1.6.1.2. Temporal. La investigación se realizó entre el mes de abril de 2020 y marzo de 2025, a través de un diseño experimental.

1.6.1.3. Social. Los actores involucrados fueron:

- Ministerio de Energía y Minas del Perú (MINEM)
- Ministerio del Ambiente del Perú (MINAM)
- Instituto Geofísico del Perú (IGP)
- Centro Peruano Japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres (CISMID)
- Instituto geológico, minero y metalúrgico del Perú (INGEMMET)

1.6.2. Limitaciones

La investigación presento algunas limitaciones, como: Limitada información de antecedente de trabajos relacionados al tema de investigación en las principales universidades del país.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general

Determinar el impacto de la licuación dinámica impacta en la estabilidad de la presa de relaves en una zona sísmica de la sierra del Perú.

1.7.2. Objetivos específicos

- Determinar la incidencia de la licuación dinámica en el factor de seguridad de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.

- Determinar la influencia de la licuación dinámica en el desplazamiento de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.
- Determinar la influencia de la licuación dinámica en el incremento de la presión de poros de agua en la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.

1.8. Hipótesis

1.8.1. *Hipótesis general*

La licuación dinámica impacta significativamente en la estabilidad de la presa de relaves en una zona sísmica de la sierra del Perú.

1.8.2. *Hipótesis específicas*

- La licuación dinámica incide en el factor de seguridad de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.
- La licuación dinámica influye significativamente en el desplazamiento de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.
- La licuación dinámica influye significativamente en el incremento de presión de poros de agua en la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Bases teóricas

2.1.1. *Relaves*

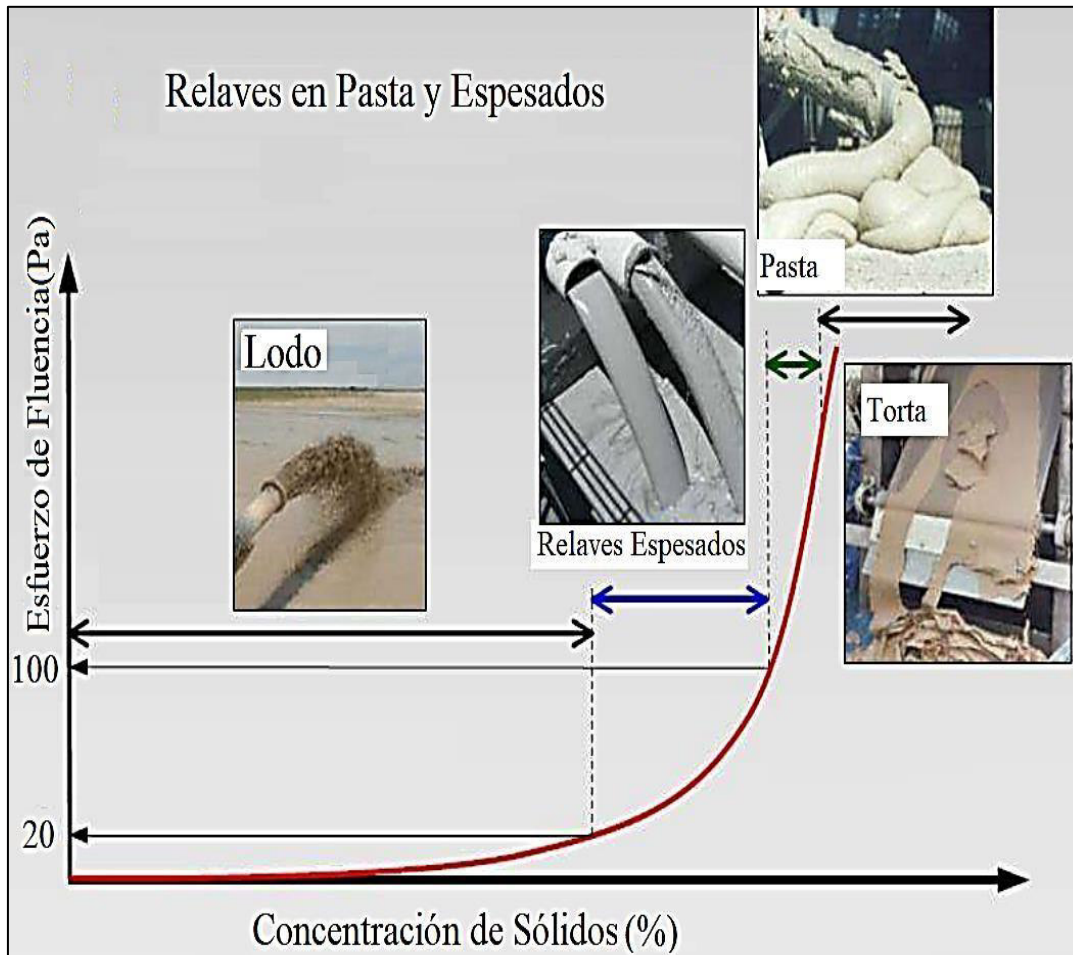
Los relaves son subproductos sólidos generados durante los procesos de concentración y separación del material valioso de la roca o suelo de origen en la minería. Según The Mining Association of Canada (2019), los relaves están compuestos por una mezcla de arena, limo y agua, y son comúnmente referidos como jales o colas. Estos materiales representan el residuo final de los procesos mineros, transportados y dispuestos en forma de lodo o filtrado en estructuras como presas de relaves.

De acuerdo con la Guía Ambiental para el Manejo de Relaves Mineros (MEM-DGAAM), los relaves son clasificados como un desecho mineral sólido que varía en granulometría desde arena hasta limo. Estos desechos, transportados generalmente en forma de pulpa, tienen un contenido de agua que oscila entre el 20% y el 50% en peso. En su disposición los relaves, las partículas sólidas saturadas se depositan y forman una playa inclinada que se extiende desde el punto de descarga hacia la presa, permitiendo que el agua sea recolectada y recirculada a la concentradora. Estudios recientes también destacan que las características de las partículas influyen significativamente en el comportamiento mecánico de materiales saturados, especialmente en su resistencia a la licuación, lo cual resulta relevante en contextos como el análisis de estabilidad de depósitos de relaves. (Liu, et al., 2023)

En la Figura 11 se muestra la clasificación de los relaves según su concentración de sólidos y sus propiedades reológicas, esencial para la selección de métodos de disposición de relaves en función de las condiciones del proyecto (topografía, clima, normativas, etc).

Figura 11

Estados de los relaves clasificados según su concentración de sólidos y propiedades reológicas

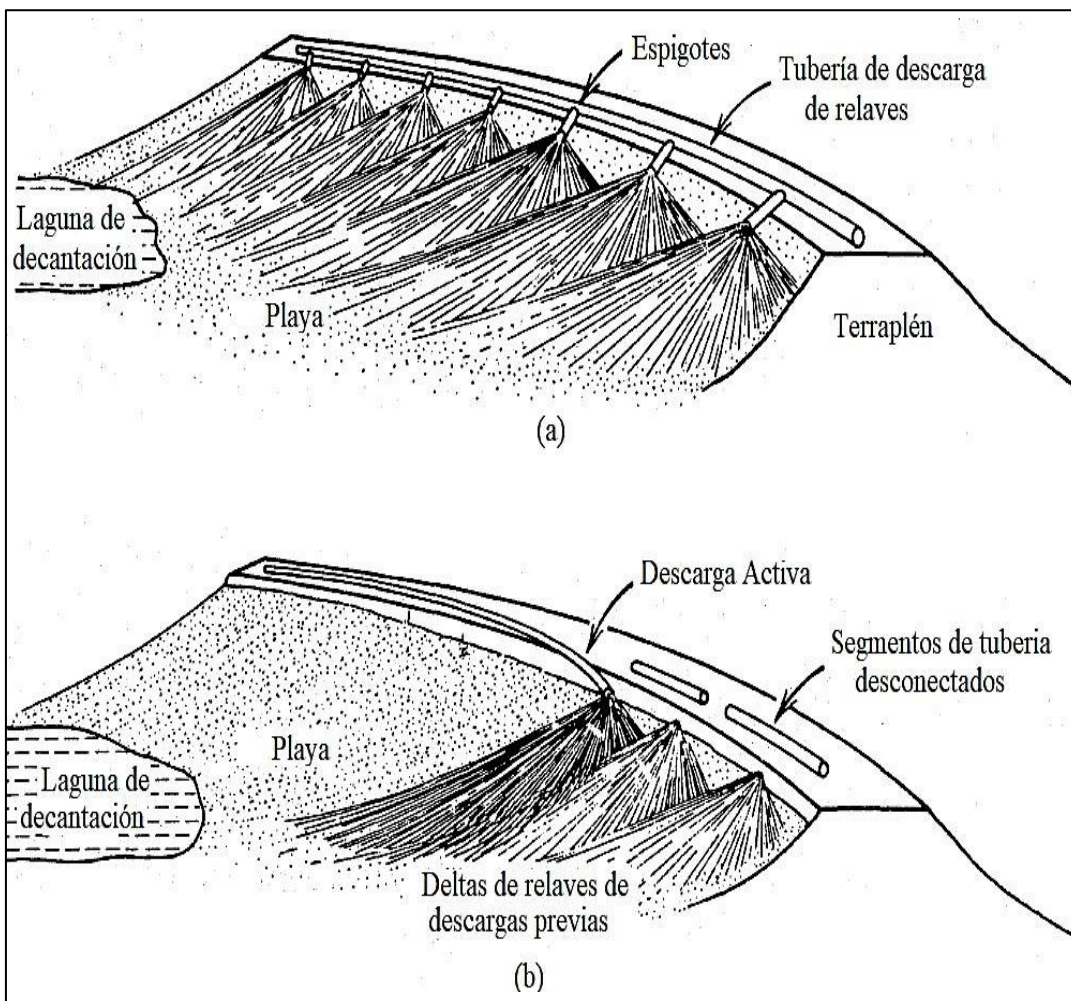


Nota. Reproducido de Golder (2013)

Los relaves recolectados desde el espesador son casi universalmente transportados en forma de pulpa hacia el depósito de relaves. La deposición de una playa de relaves por encima del agua alrededor del perímetro de una presa de relaves suele ser deseable y, a veces, obligatoria por razones estructurales. La deposición en la playa puede realizarse mediante descarga en un solo punto o por medio de espigoteo, como se muestra en la Figura 12.

Figura 12

Métodos de Descarga Periférica: a) Espigoteo b) Descarga en un solo punto



Nota. Reproducido de Vick (1990)

Los relaves mineros suelen estar compuestos principalmente por arenas gruesas, limos o una mezcla de ambos, según la clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS, ASTM D2487). En particular, predominan materiales como arena limosa (SM) y limo inorgánico (ML), con una baja proporción de arcilla de alta plasticidad. Este comportamiento se evidencia en los resultados obtenidos de los relaves provenientes de la presa ubicada en la región Amazónica de América del Sur, cuyos datos se resumen en la Tabla 3.

Tabla 3*Resumen de índice propiedades de material de relave*

Material	SUCS	Grava	Arena	Limo/Arcilla	LL	LP	IP	w(%)
Relave grueso	SM, SP-SM, SW-SM	0	79-98	2-21	NP	NP	NP	14-31
Relave Fino	MH, CH, ML	0	0-38	62-100	49- 94	29- 44	20- 62	33-63

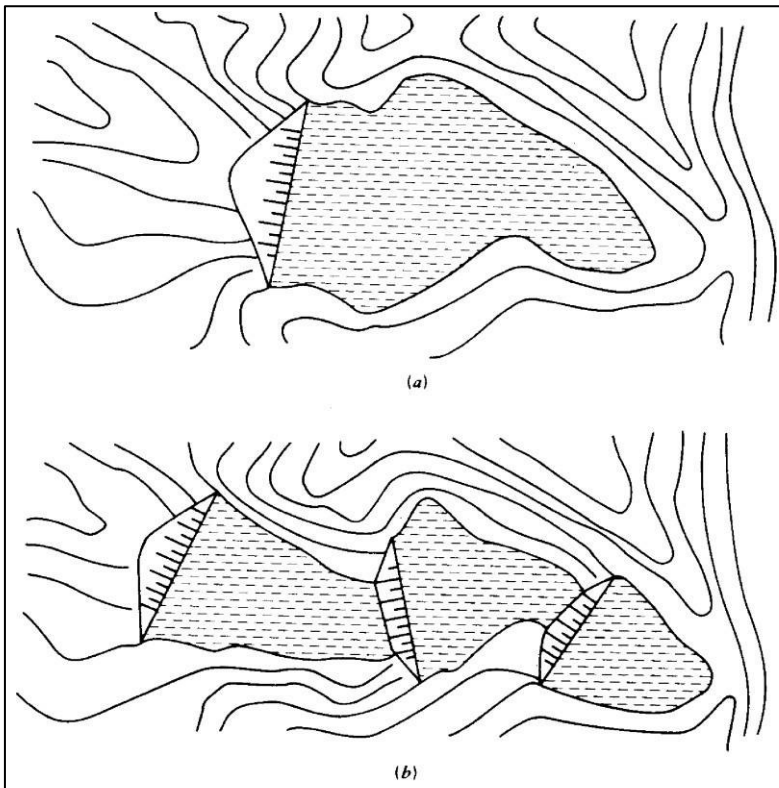
Nota. Adaptado del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.1.2. Presa de relaves

La elección del diseño de un depósito de relaves está relacionada con la topografía natural, las condiciones del sitio, ángulos de playa de relaves, ubicación de la laguna de agua y los factores económicos. La mayoría de las presas de relaves en operación han sido construidas en valles, ya que los costos suelen estar directamente asociados con la cantidad de material de relleno requerido; en este contexto, minimizar el tamaño de la presa puede generar importantes ahorros, especialmente cuando se utilizan materiales locales, como los propios relaves. Este enfoque, integra aspectos geométricos de la disposición con el balance hídrico del sistema, así como se muestra en la Figura 13. (De Castro et al., 2024)

Figura 13

Embalse Simple(a) y Múltiple (b) de relave en el Valle



Nota. Reproducido de la Comisión Trinacional para el Desarrollo de la Cuenca del Río Pilcomayo (2014)

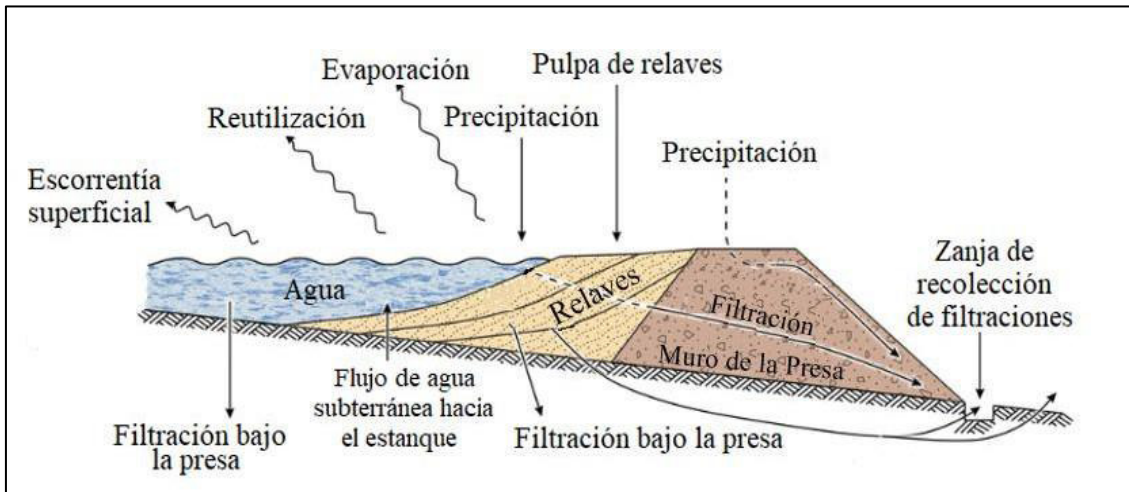
Las presas de retención de relaves son similares a las presas de retención de depósitos de agua, con respecto a sus propiedades del suelo, nivel freático, controles de aguas subterránea y método de deposición.

El balance hídrico en una presa de relaves es otro proceso complejo que involucra entradas y salidas tanto superficiales como subterráneas. Este balance afecta directamente la estabilidad de la presa, ya que los flujos de filtración (seepage) a través del muro y bajo la presa pueden generar presiones de poro que comprometan su integridad estructural. Por lo tanto, es crucial implementar sistemas de manejo de agua, como zanjas de recolección

de filtraciones y estrategias de reutilización, para minimizar los riesgos y optimizar el control del agua en el sistema, así como se ilustra los elementos actuantes en la Figura 14.

Figura 14

Elementos del balance hídrico de una presa de relaves

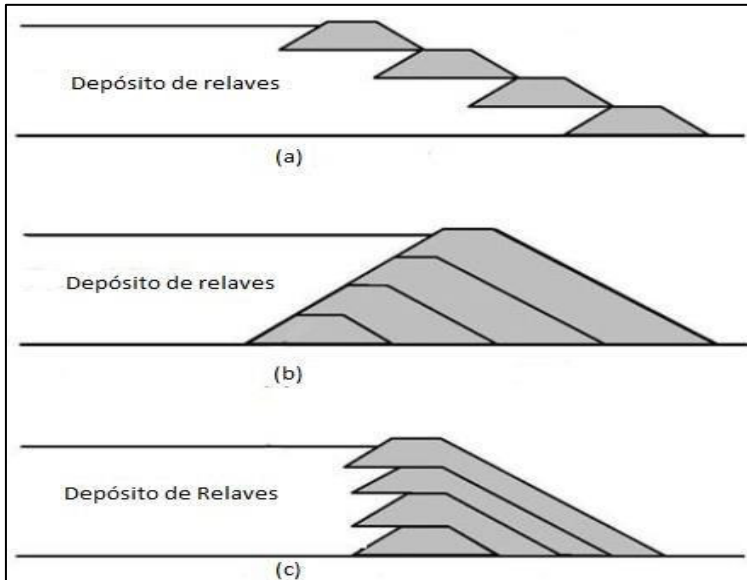


Nota. Reproducido de Yunger y Wolkersdorfer (2004)

Las presas se construyen con tres métodos diferentes como se ilustra en la Figura 15. Cada método tiene desventajas y ventajas, y en regiones sísmicas deben ser usadas los métodos de aguas abajo y línea central, y con diferentes etapas de crecimiento de acuerdo con la necesidad de expansión del proyecto minero.

Figura 15

Tipos comunes de presas; a) Método aguas arriba b) Método aguas abajo c) Método de la línea central

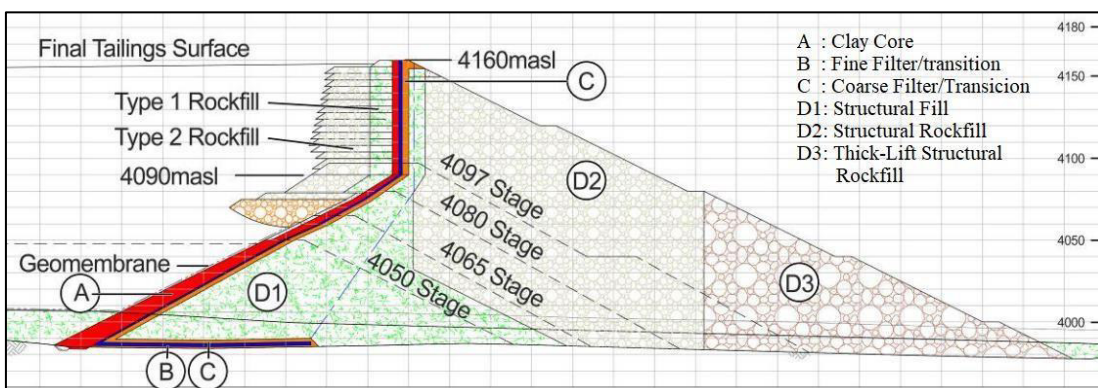


Nota. Adaptado de Vick (1990)

Las presas de retención de relaves se construyen a la altura máxima al inicio de la depositación, y luego puede recrecer por etapas a medida que surge la necesidad de incremento de almacenaje de material, como se ilustra en la Figura 16.

Figura 16

Sección típica de presa de Relaves



Nota. Reproducido de Ridlen et al. (2018)

2.1.3. Sismos

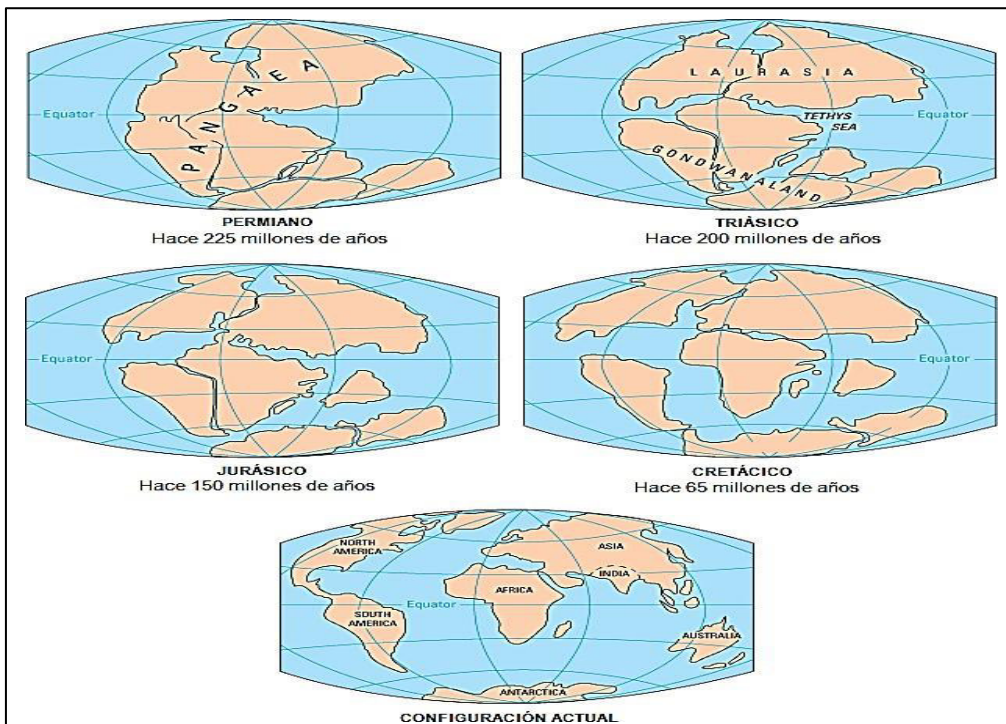
2.1.3.1. Tectónica de placas. La litosfera está conformada por una serie de placas tectónicas que constituyen la superficie terrestre, algunas con continentes y otras sin ellos. Estas placas se desplazan sobre el manto terrestre a una velocidad lenta (2 a 10 cm/año) y con trayectorias complejas. Hace aproximadamente 225 millones de años existió un supercontinente llamado Pangea, rodeado por el océano Pantalassa.

Hace 200 millones de años, Pangea empezó a dividirse en Laurasia (al norte) y Gondwana (al sur). Este proceso incluyó rotaciones horarias para Laurasia y antihorarias para Gondwana, ayudando a equilibrar los movimientos de giro de la Tierra. Hace 150 millones de años, los continentes actuales estaban más definidos: África y Sudamérica comenzaron a separarse, India avanzaba hacia su posición actual, Australia se desplazaba lentamente al norte, mientras que Eurasia y África mantenían sus posiciones relativas. Igualmente, hace 65 millones de años, los continentes adoptaron una configuración similar a la actual, con África y Sudamérica completamente separadas, la India en su ubicación actual y Australia alejándose de la Antártida (United States Geological Survey [USGS], 2024), como se ilustra en la Figura 17.

En la actualidad, la corteza terrestre está dividida en 16 placas tectónicas principales, como las placas africana, Sudamericana, Euroasiática, del Pacífico y norteamericana, entre otras (USGS, 2024), como se muestra en la Figura 18. La interacción entre las placas genera deformaciones en la litosfera, acumulando energía que puede liberarse de forma repentina, provocando fracturas internas que generan calor y ondas sísmicas. La zona de fractura se llama hipocentro y su proyección en la superficie es el epicentro. La distancia entre el hipocentro y un punto en la superficie se denomina distancia focal (R_f), mientras que la distancia entre el epicentro y el punto de registro se llama distancia epicentral (R_e), como se muestra en la Figura 19.

Figura 17

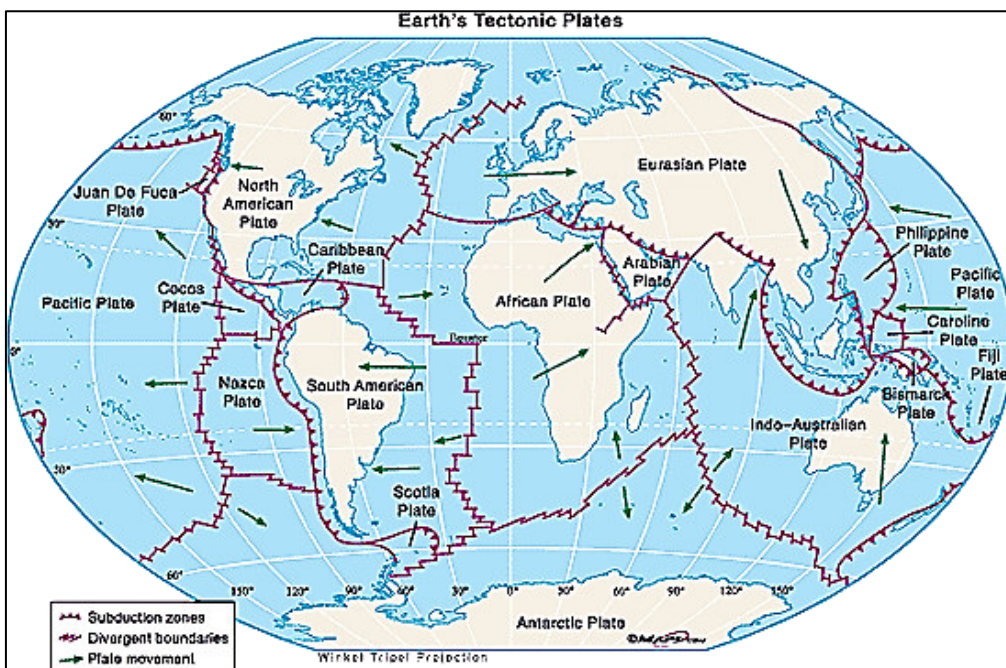
Movimiento de los continentes durante los últimos 225 millones de años



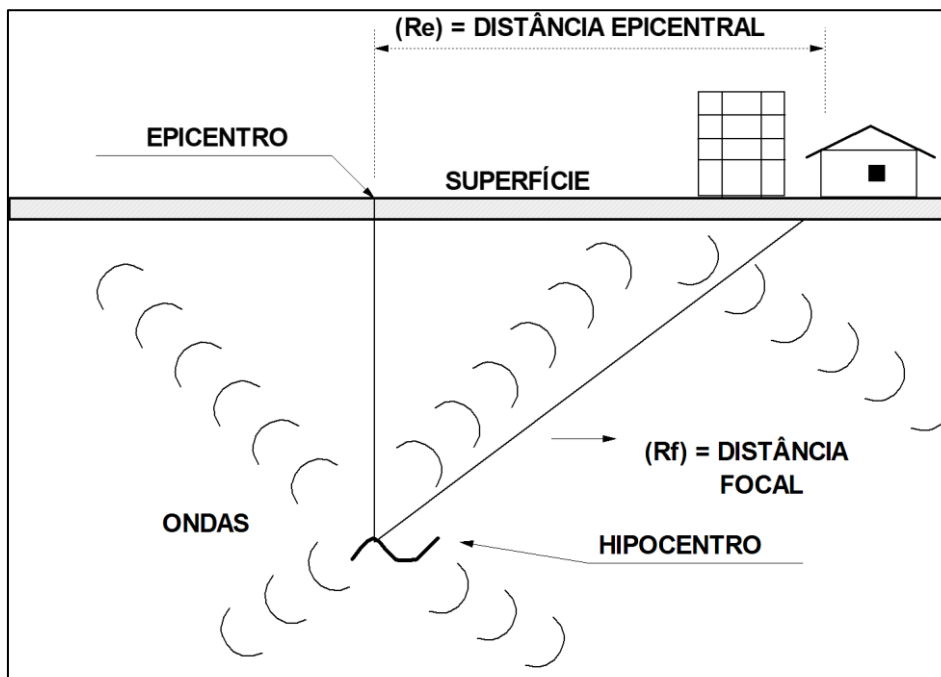
Nota. Reproducido de USGS (2024)

Figura 18

Placas tectónicas, mas importantes



Nota. Reproducido de USGS (2024)

Figura 19*Características de un sismo**Nota.* Elaboración propia

2.1.3.2. Sismicidad en Perú y peligro sísmico.

A. Sismicidad en Perú. La sismicidad en el territorio peruano se encuentra fuertemente influenciada por la interacción entre las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana. Esta interacción origina, principalmente, eventos sísmicos de subducción, los cuales se caracterizan por presentar elevadas magnitudes y frecuencias, como se puede observar en la Figura 20. Además, aunque con menor recurrencia, se registran sismos intraplaca y aquellos vinculados a sistemas de fallas geológicas.

En el norte y centro del Perú, la sismicidad se distribuye en dos zonas alineadas a lo largo de la Cordillera de los Andes. La primera, ubicada en el sector occidental, se debe exclusivamente al proceso de subducción y presenta hipocentros superficiales y algunos intermedios. La segunda, en el sector oriental, abarca tanto eventos de subducción con hipocentros de hasta 300 km de profundidad como procesos secundarios asociados a la compresión del escudo brasileño. Ambas franjas convergen en la zona de transición

sismotectónica, situada entre los 13° y 14° de latitud sur, conformando una extensa franja sísmica en la región sismotectónica del país.

En cuanto a los ángulos de subducción, en el norte y centro del Perú, este proceso se realiza con un ángulo de 20° a 30° hasta una profundidad de 100 km. En la región sur, el ángulo de subducción inicia en 30° y se mantiene de manera regular hasta profundidades de 300 km.

Figura 20

Esquema de zona subducción en el Perú, movimientos de placas y distribución de sismos



Nota. Adaptado de Talavera (2021), Instituto Geofísico del Perú.

La Figura 21 muestra la distribución espacial de los eventos sísmicos registrados por la Red Acelerográfica Nacional, administrada por el Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). Los datos presentados abarcan sismos de diferentes magnitudes, clasificados en rangos:

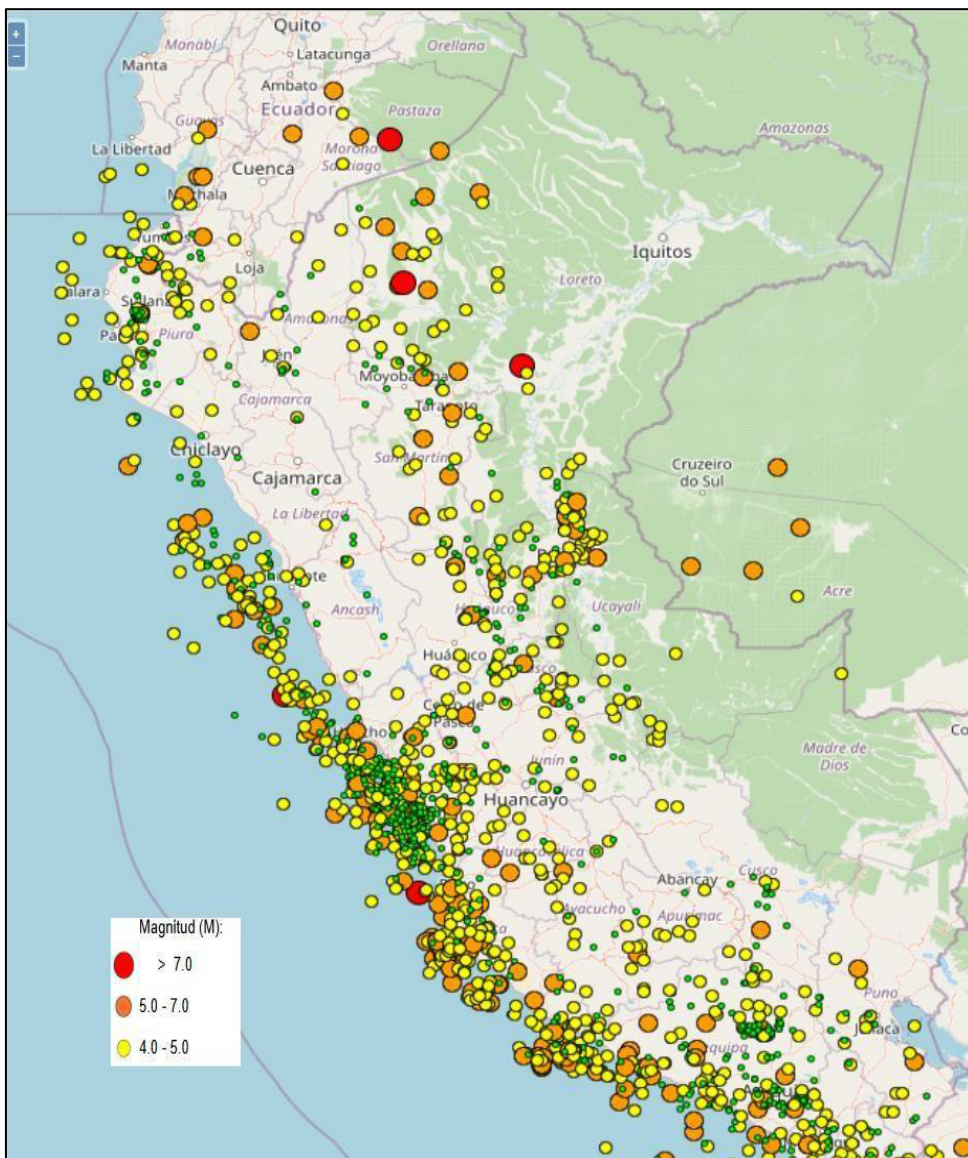
- Magnitudes mayores a 7.0 (indicados en rojo),
- Entre 5.0 y 7.0 (indicados en naranja),

- Entre 4.0 y 5.0 (indicados en amarillo).

El mapa evidencia la concentración de actividad sísmica a lo largo de la región costera del Perú, asociada a la interacción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana en el contexto de la zona de subducción. Además, se observan eventos sísmicos en el interior del país, en la región andina y la selva, posiblemente relacionados con fallas tectónicas locales y actividades intraplaca.

Figura 21

Sismos Registrados por Red Acelerográfica

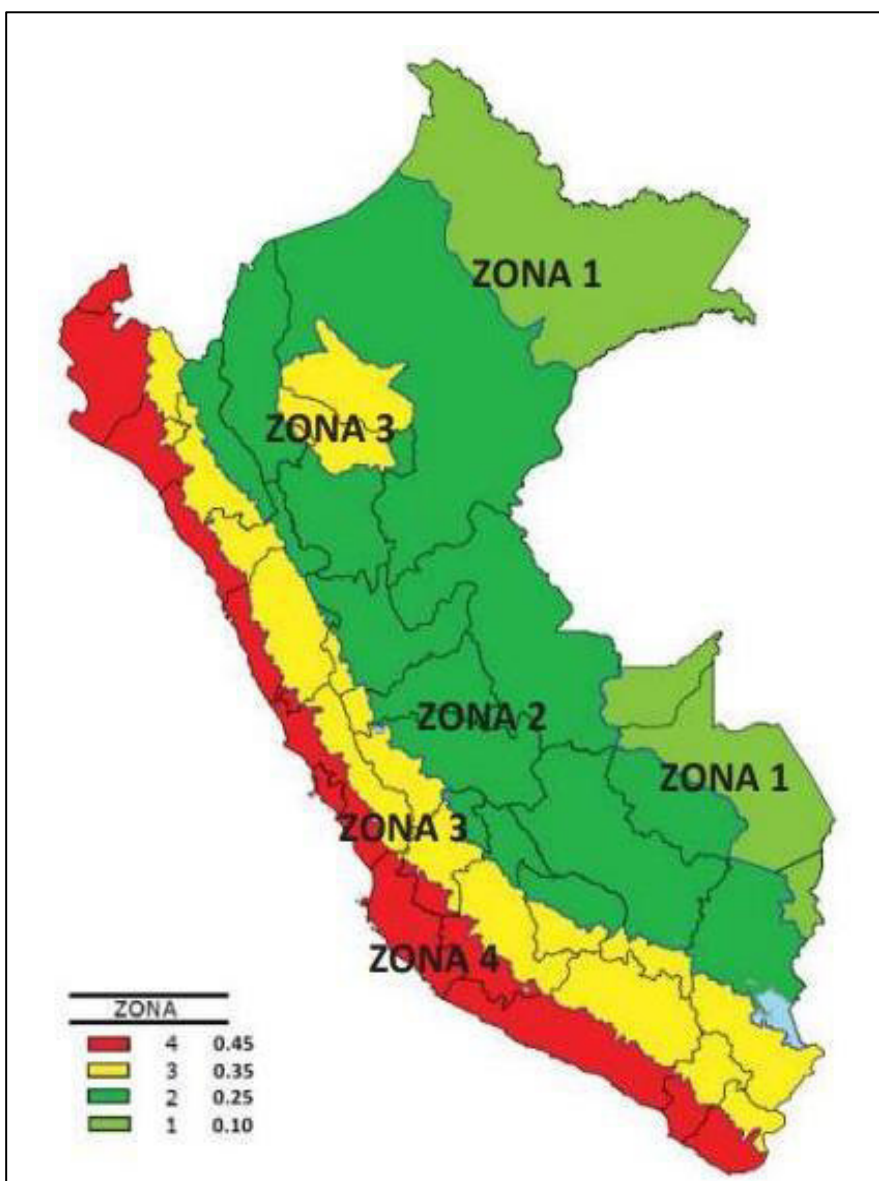


Nota. Reproducido de Instituto Geofísico del Perú (2025), Red Acelerográfica Nacional.

B. Peligro sísmico. El territorio peruano está dividido en cuatro zonas sísmicas (Norma Peruana E.030, 2018), como se muestra en la Figura 22. Esta clasificación se basa en la distribución espacial de la sismicidad registrada, las propiedades generales de los movimientos sísmicos, la disminución de su intensidad con la distancia epicentral y estudios relacionados con la información neotectónica.

Figura 22

Zonas sísmicas



Nota. Reproducido del Decreto Supremo que modifica la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2016)

2.1.4. Estabilidad estática y sísmica de taludes de presas

2.1.4.1. Análisis de equilibrio límite estático. El análisis de equilibrio límite es una de las técnicas más utilizada para calcular el Factor de Seguridad (FS) de taludes de suelo y macizo rocoso, incluidos los desmontes de roca estéril y las pilas de mineral.

Se han desarrollado diversos procedimientos de análisis de equilibrio límite basados en la resolución de una o más de las tres condiciones de equilibrio estático: equilibrio de momentos, de fuerzas verticales y fuerzas horizontales. Algunos de estos procedimientos resuelven explícitamente las tres condiciones de equilibrio, mientras que otros, métodos menos rigurosos, solo resuelven algunas de las condiciones de equilibrio haciendo suposiciones sobre las otras condiciones para calcular una solución. En el contexto de presa de relaves, se destaca que la utilidad del análisis de equilibrio límite radica no solo en su formulación matemática, sino también en la correcta representación de las condiciones de drenaje y la estimación precisa de las presiones de poro no disipadas. (Chen et al., 2023)

Las diferencias fundamentales entre estos métodos se encuentran en las condiciones de equilibrio estático que cumplen, ya sea de manera implícita o explícita, así como en las hipótesis adoptadas para alcanzar una solución determinista en términos estáticos. No obstante, todos coinciden en que la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas que generan inestabilidad es uniforme a lo largo de toda la superficie de falla.

Es importante destacar que los métodos de equilibrio límite se apoyan exclusivamente en las ecuaciones de la estática, sin considerar los efectos de deformación ni desplazamiento. Por tal motivo, para analizar adecuadamente el comportamiento esfuerzo-deformación, es necesario recurrir a un enfoque numérico, como el método de elementos finitos u otros métodos basados en la descomposición del dominio.

La pérdida de estabilidad en un talud se manifiesta cuando las tensiones de corte movilizadas igualan o exceden la resistencia al corte del suelo. Esta condición crítica se describe mediante un factor de seguridad igual a la unidad, expresado como:

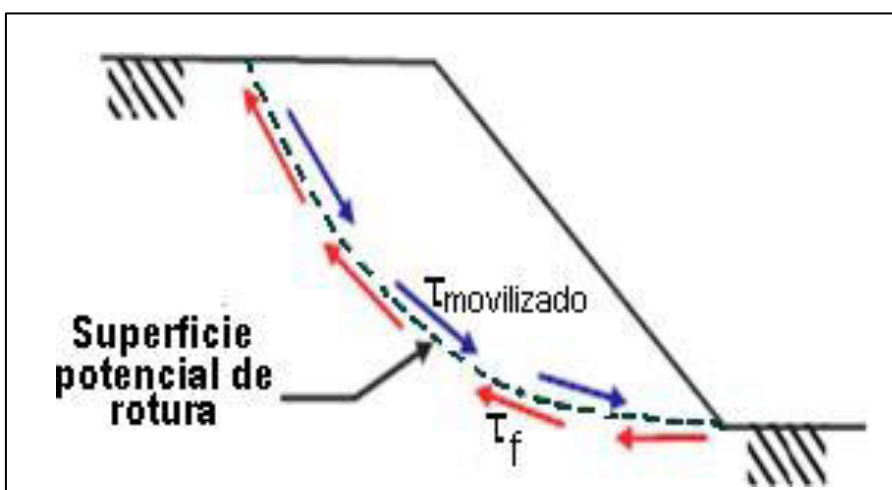
$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mov}} = 1$$

Tal como se ilustra en la Figura 23. En este estado límite, el equilibrio entre la resistencia del suelo y las tensiones aplicadas puede romperse, iniciando el proceso de deslizamiento de masa a lo largo de una superficie de falla potencial.

De acuerdo con diversos estudios, la adecuada evaluación de estas condiciones requiere no solo identificar el punto de falla, sino también modelar con precisión el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo mediante métodos numéricos avanzados. Estos permiten capturar el desarrollo progresivo de la inestabilidad, especialmente bajo cargas complejas como las inducidas por sismos y cambios en el régimen hidráulico. La aplicación de modelos constitutivos adecuados y el uso de herramientas de análisis numérico bidimensional son fundamentales para logra un diseño orientado al desempeño. (Masood et al., 2021)

Figura 23

Geometría del deslizamiento de la masa



Nota. Reproducido de Silva y Couto (2011)

La Tabla 4 presenta una clasificación adaptada que resume los principales factores y fenómenos geológicos involucrados.

Tabla 4

Factores que influyen para los movimientos de masa

Acción	Factores	Fenómenos geológicos
	Remoción de masa	Erosión
	(Lateral o de la base)	Deslizamientos
		Cortes
		Peso de agua de lluvia, nieve, granizo, etc.
	Sobrecarga	Acumulación natural de material (depósitos)
		Peso de la vegetación
		Construcción de estructuras, terraplenes, etc.
Aumento de la sollicitación	Solicitaciones dinámicas	Terremotos, ondas, explosiones, tráfico, sismos inducidos
	Presiones laterales	Agua en fisuras
		Congelamiento
		Material expansivo
Reducción de la resistencia	Características inherentes al material (geometría, estructuras, etc.)	Características geomecánicas del material, Tensiones
	Cambios o factores variables	Intemperismo: reducción en la cohesión, ángulo de fricción.
		Variación de las presiones de poro.

Nota. Elaboración propia

A. Análisis de Estabilidad. El propósito del análisis de estabilidad es determinar la probabilidad de que ocurra un deslizamiento en una masa de suelo, ya sea en un talud natural o uno construido. Para ello, se realizan estudios comparativos entre las tensiones cortantes movilizadas y la capacidad del suelo para resistir dichas tensiones. A partir de esta comparación, se determina un factor de seguridad expresado mediante la siguiente relación:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mov}} = 1$$

$FS > 1.0 \Rightarrow$ Obra estable

$FS = 1.0 \Rightarrow$ falla por deslizamiento en equilibrio

$FS < 1.0 \Rightarrow$ Obra inestable.

Por definición, FS es el factor por el cual los parámetros de resistencia pueden ser reducidos de tal forma que el talud se torna en estado de equilibrio límite a lo largo de una superficie, esto es

$$\tau_{mov} = \frac{c'}{FS} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (1)$$

El FS de un talud de suelo es un valor numérico que indica el nivel de estabilidad del talud frente al deslizamiento o colapso. Se define como la relación entre las fuerzas resistentes al deslizamiento (como la cohesión del suelo y la fricción interna) y las fuerzas que tienden a provocar la falla (como el peso propio del suelo y las cargas adicionales).

B. Tipos de análisis. Existen 2 tipos de análisis para determinación de FS desde el punto de vista determinístico: Teoría de equilibrio límite y análisis de tensiones.

B.1 Análisis de tensiones.

Estudios de estabilidad basados en análisis tensión-deformación son realizados con el auxilio de programas computacionales, basados en los métodos de Elementos Finitos (MEF) o de Diferencias Finitas (MDF). Entre los programas computacionales más usados son PLAXIS, FLAC, GEOSTUDIO, etc.

Los programas incorporan los siguientes casos:

- No linealidad de la curva $\sigma \times \varepsilon$,
- Anisotropía,
- No homogeneidad,
- Influencia del estado inicial de tensiones,
- Etapas constructivas.

Las tensiones de corte son determinadas numéricamente y comparadas con la resistencia al corte. La región de falla puede ser determinada en los puntos en que $\tau \geq \tau_{\text{resistencia}}$.

Adicionalmente, los resultados ofrecidos en términos de tensiones permiten:

- Establecer áreas plastificadas, aun cuando no se establece la superficie de falla (indicando falla progresiva).
- Establecer niveles de tensión de interés para realización de ensayos de laboratorio.
- Conocer la magnitud de las deformaciones, que pueden ser más determinantes del que el propio FS en la concepción del proyecto.

B.2 Análisis equilibrio límite

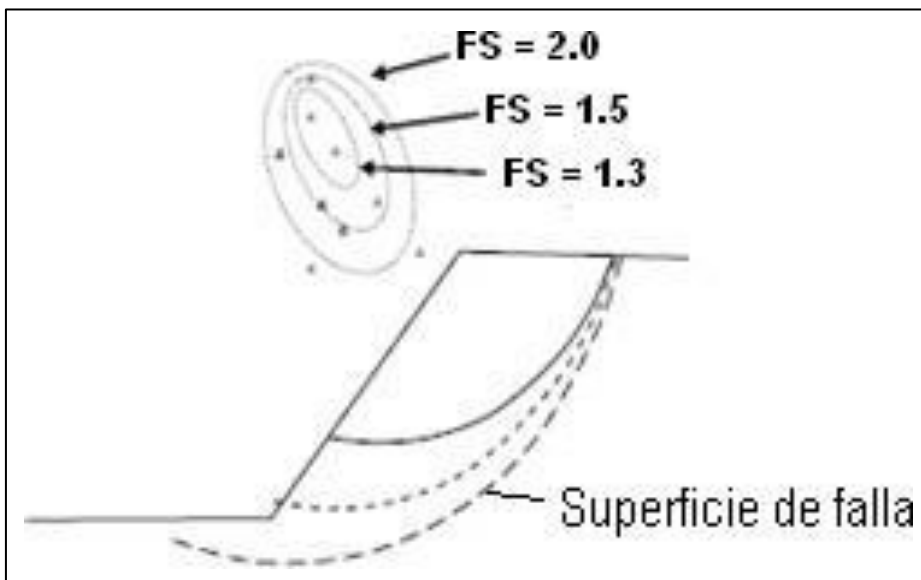
El procedimiento de análisis por equilibrio límite consiste en la determinación de estabilidad de una masa activa del suelo, la cual puede ser determinada por una superficie de falla circular, poligonal o de cualquier otra geometría. El método admite que la falla se da a lo largo de una superficie y que todos los elementos a lo largo de esta superficie alcanzan la condición de FS, simultáneamente. (Villena et al., 2024)

Equilibrio límite es un método que permite determinar el grado de estabilidad a partir de las siguientes premisas:

- I. Está determinada por una superficie potencial de falla circular, planar, etc.
El suelo encima de la superficie es considerada como un cuerpo libre.
- II. El equilibrio es calculado por las ecuaciones de a estática: ($\sum F_v = 0$, $\sum F_h = 0$, $\sum M = 0$). El equilibrio de fuerzas y momentos están calculados para cada dovela.
- III. En los análisis se obtiene τ_{mov} de tal forma que la masa se encuentre en estado de equilibrio límite.
- IV. FS es obtenido comparándose $FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mov}}$
- V. FS es admitido constante en toda la superficie de falla.
- VI. FS mínimo es obtenido por iteraciones.

Figura 24

Determinación de la superficie crítica de falla y factores de seguridad mínima por iteraciones



Nota. Elaboración propia

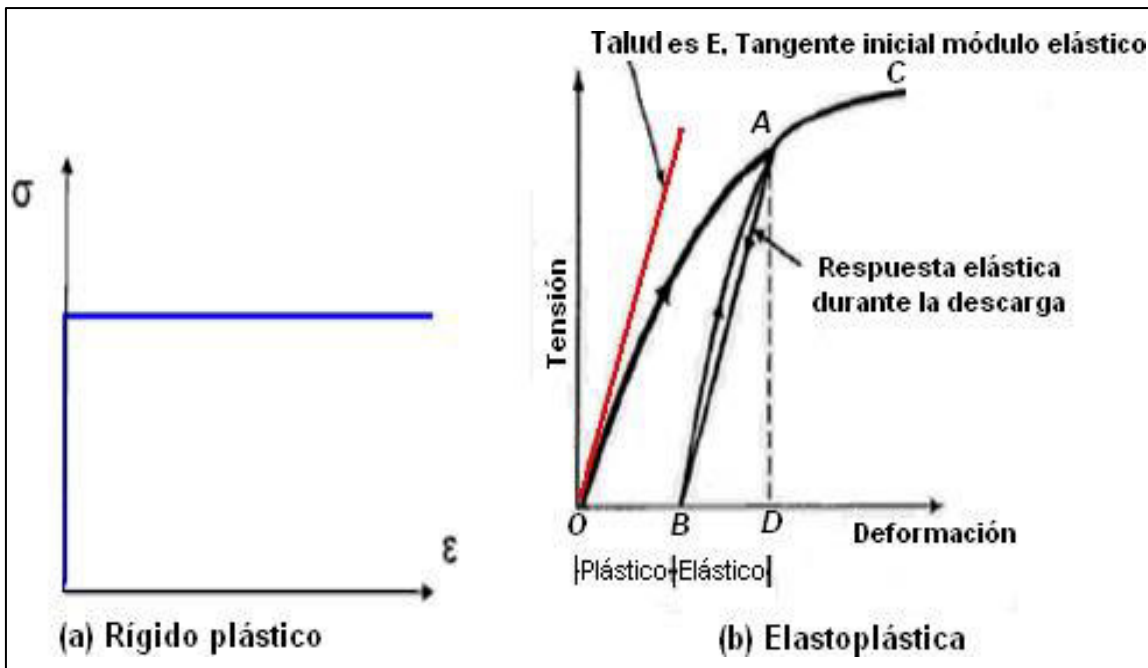
La ventaja del método de equilibrio está en la simplicidad de cálculo de los resultados. Sin embargo, los métodos de estabilidad basados en la teoría de equilibrio límite incorporan la siguiente premisa: Se admite que el material tiene un modelo constitutivo

rígido plástico. Con esto no se tiene información sobre las deformaciones, es decir, no hay como verificar si está dentro de la faja admisible para el proyecto, ver Figura 25.

(Ibarra, 2022)

Figura 25

Curva tensión – deformación



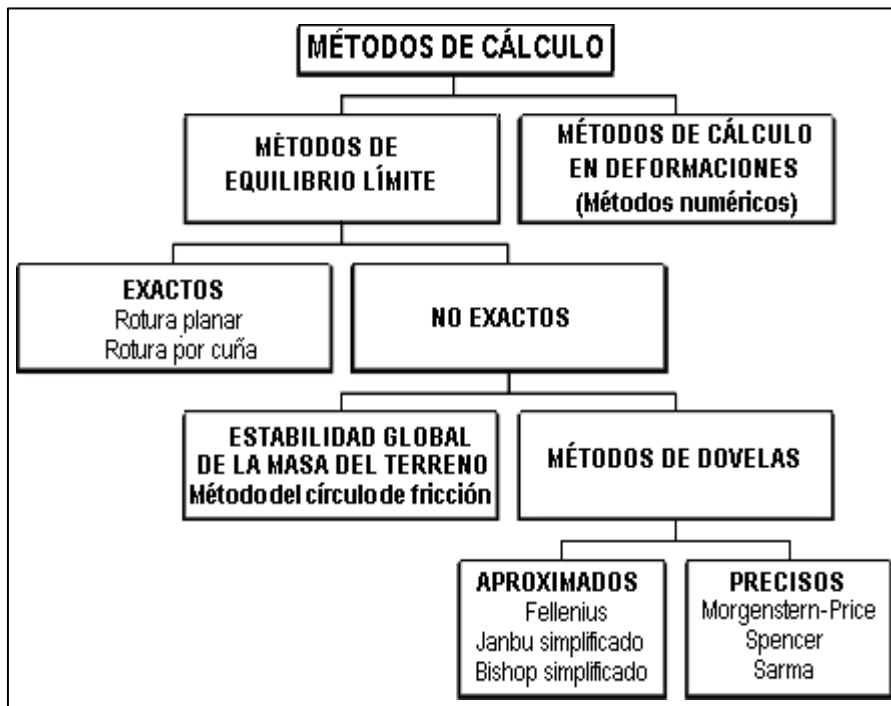
Nota. Elaboración propia

C. Métodos de equilibrio límite. Métodos de equilibrio límite para análisis de estabilidad de taludes son ampliamente utilizados en proyectos de excavaciones, terraplenes, presas de tierra, presas de relaves, y la experiencia acumulada a lo largo de los años ha demostrado que son adecuados para el problema analizado, son rápidos, precisos

y simples. En la Figura 26 se muestra diferentes métodos de cálculo de estabilidad de taludes. (Villena y Ríos, 2024)

Figura 26

Clasificación de los Métodos de Cálculo de Estabilidad de Taludes



Nota. Elaboración propia

Los métodos de equilibrio límite poseen las siguientes características comunes:

Factor de Seguridad (FS) es definido respecto a la resistencia al corte del suelo, así:

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (2)$$

Donde s representa la resistencia cortante promedio y τ esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.

En gran parte de los problemas de ingeniería las mayores incertezas están relacionadas con la evaluación de la resistencia de los suelos. (Zabolotnii et al., 2022)

La resistencia cortante puede ser expresada por el criterio de Mohr Coulomb (en términos de tensiones totales).

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (3)$$

Donde: c y ϕ son la cohesión y ángulo de fricción del suelo respectivamente, y σ es la tensión normal en el plano de falla.

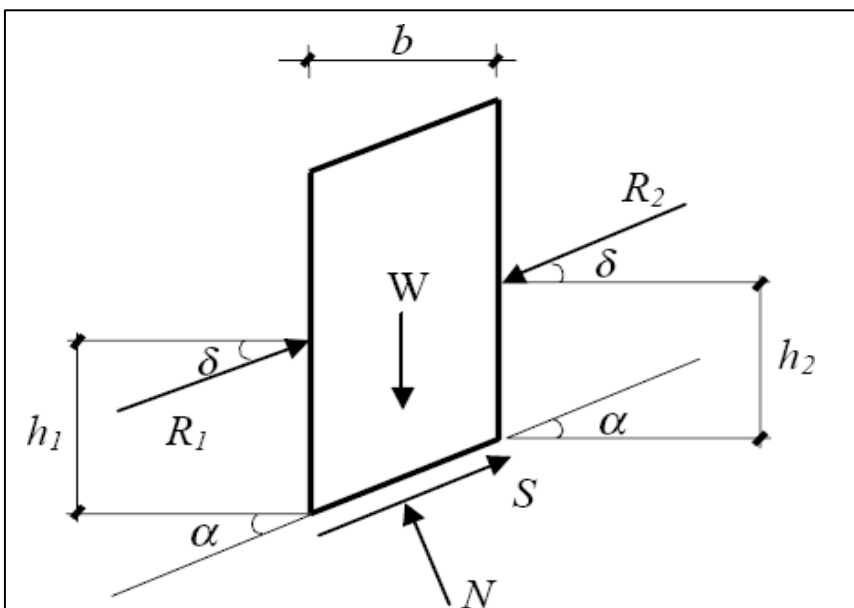
Para que los métodos de análisis sean útiles en problemas prácticos, deben ser flexibles y poder adaptarse a escenarios donde las características del suelo y los valores de presión en los poros del agua cambian dentro del macizo. Por esta razón, la mayoría de los métodos de equilibrio límite dividen la zona de suelo que está determinada por la superficie de posible falla en varias secciones verticales, evaluando las condiciones de equilibrio de las fuerzas que actúan sobre cada una de estas secciones.

C.1 Método de SPENCER (1967)

El método es aplicable para análisis de estabilidad de taludes como superficies de deslizamiento de todas las formas, el método de Spencer atiende igualmente a todas las ecuaciones de equilibrio estático de fuerzas y momentos. Como hipótesis simplificadora para la solución del problema admite que el ángulo de inclinación δ de la resultante de fuerza entre dovelas es constante, estos son resultantes paralelas en todas las dovelas analizadas, como se muestra en la Figura 27.

Figura 27

Fuerzas en una dovela en el método de Spencer



Nota. Elaboración propia

C.2 Método de Reducción de Resistencia

En análisis no lineal, el Método de Elementos Finitos (MEF) o Método de Diferencias Finitas (MDF) pueden emplearse para calcular directamente el factor de seguridad mediante la reducción progresiva de los parámetros de resistencia al corte del material (ecuaciones 4 y 5), o, alternativamente, mediante el incremento progresivo de carga externa hasta que se produzca la falla del talud. El factor de seguridad se define en términos de carga, como el coeficiente por el cual debe multiplicarse la carga real para inducir el colapso del macizo de suelo. (Dyson y Griffiths, 2024)

La reducción de los parámetros de resistencia de los suelos desarrollados en el análisis es realizada por:

$$C^* = \frac{c}{M} \quad (4)$$

$$\tan^*\phi = \frac{\tan\phi}{M} \quad (5)$$

Donde M es un parámetro adoptado que reduce los valores de c y $\tan\phi$ en sucesivos análisis no lineales por el MEF o MDF, hasta la falla del talud, lográndose en ese instante $M=FS$ (factor de seguridad global).

Esta técnica fue empleada por diversos investigadores. El factor de seguridad global es igual al valor por el cual los parámetros deben ser reducidos de modo que la solución por diferencias finitas exhiba grandes deformaciones en los puntos del talud.

2.1.4.2. Análisis de estabilidad sísmica.

A. Análisis pseudoestático de estabilidad de taludes. Desde la década de 1920, la estabilidad sísmica de las estructuras de tierra ha sido analizada mediante un enfoque pseudoestático, en el que las consecuencias de un terremoto se representan mediante

aceleraciones horizontales y/o verticales continuos. La primera aplicación explícita del enfoque pseudoestático al análisis de estabilidad sísmica de taludes.

En su forma más común, los análisis pseudoestáticos representan los efectos del movimiento sísmico mediante aceleraciones inerciales pseudoestáticas F_h y F_v , que actúan a través del centroide de la masa inestable, como se muestra en la Figura 28. Las magnitudes de estas fuerzas pseudoestáticas son:

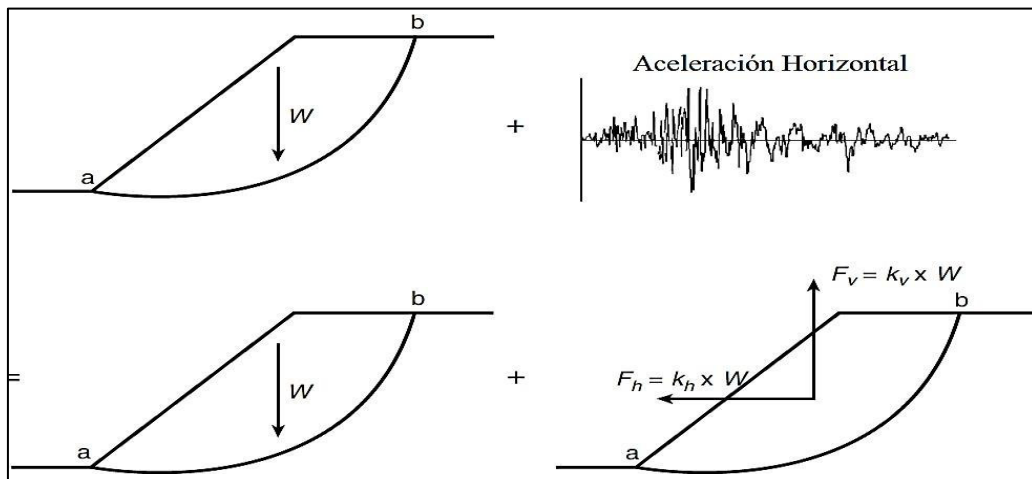
$$F_h = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (6)$$

$$F_v = \frac{a_v}{g} W = k_v W \quad (7)$$

Donde a_h y a_v son las aceleraciones pseudoestáticas horizontales y verticales, k_h y k_v son los coeficientes pseudoestáticos adimensionales, y W es el peso de la masa inestable. Las magnitudes de las aceleraciones pseudoestáticas deben estar relacionadas con la severidad esperada del movimiento del terreno, así como se ilustra en la Figura 28.

Figura 28

Enfoque del método pseudoestático



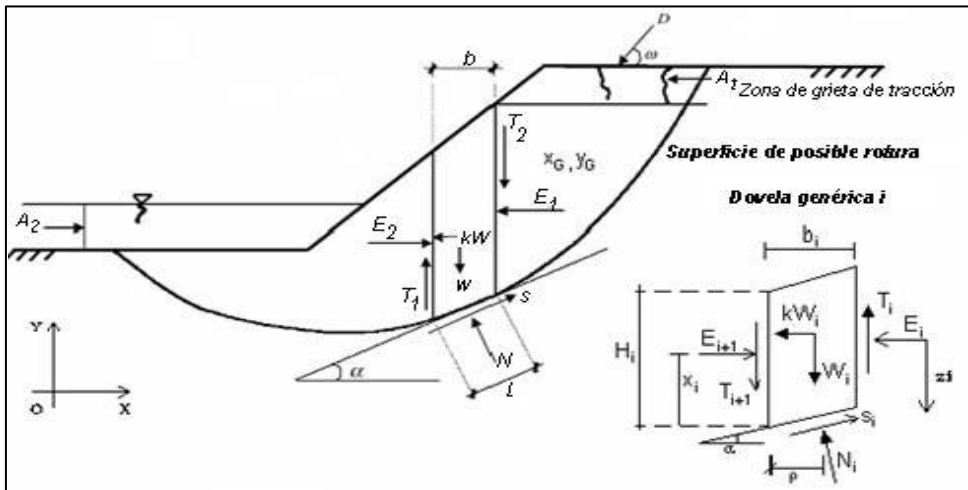
Nota. Elaboración propia

El estudio de la estabilidad de taludes utilizando el método de dovelas se fundamenta en la elección de una superficie de deslizamiento arbitraria que cubre toda la masa del talud. Esta superficie se segmenta en varias secciones verticales, tal como se

observa en la Figura 29, donde se especifican las fuerzas que actúan sobre una sección genérica.

Figura 29

Fuerzas actuantes en una dovela vertical y la superficie potencial de falla



Nota. Elaboración propia

Donde:

W : Peso de la dovela

KW : Componente horizontal de la fuerza de inercia

N : fuerza normal a la base de la dovela

S : fuerza tangencial a la base de la dovela ($S = \tau l$)

E_1, E_2 : componente horizontal de las fuerzas entre las dovelas

T_1, T_2 : componente vertical de las fuerzas entre las dovelas

D : Fuerza aplicada en la superficie

B : ancho de la dovela

L : longitud de la base de la dovela

A_1, A_2 : fuerzas hidrostáticas

Con base en estas fuerzas, se pueden realizar las deducciones necesarias para calcular el Factor de Seguridad pseudoestático (FS) como la ecuación 8, considerando las condiciones de equilibrio estático y el efecto de las fuerzas sísmicas.

$$FS_{fuerzas} = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{fuerza actuante}} = \frac{\sum [c' \cos \alpha + (N-u) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum kW + D \cos \alpha + \sum_{i=1}^2 A_i} \quad (8)$$

B. Análisis dinámico. Cuando una presa de relaves o un depósito de desmonte se construye sobre una fundación potencialmente licuable, débil o altamente sensible, puede ser necesario llevar a cabo un análisis detallado de los esfuerzos y deformaciones para evaluar la respuesta de la estructura ante un evento sísmico. En estos casos, se recomienda realizar un análisis dinámico integral utilizando métodos numéricos avanzados, como el análisis de elementos finitos o diferencias finitas, entre otros. (Armacanqui, 2021)

Este tipo de análisis considera las deformaciones incrementales inducidas en cada elemento del modelo debido a las sacudidas cíclicas simuladas durante un terremoto. Estas deformaciones se acumulan para calcular la deformación permanente del talud o estructura.

Los resultados del análisis dinámico son altamente sensibles tanto al movimiento del terreno de entrada, que define las características del sismo considerado, como a las propiedades ingenieriles del material, incluyendo su resistencia, rigidez y comportamiento no lineal.

2.1.5. Licuación de suelos

2.1.5.1. Antecedentes. La licuefacción es uno de los temas significativos, notables y complejos en la ingeniería geotécnica. La falla inducida por la licuefacción ha sido y continúa posicionándose como una de las principales causas de destrucción durante los terremotos. Sus efectos devastadores llamaron la atención de la ingeniería geotécnica en 1964 cuando el terremoto de Alaska fue seguido por el terremoto de Niigata en Japón.

Ambos terremotos produjeron daños severos a los edificios, cimentaciones de estructuras y taludes naturales debido a la licuación.

Una explicación cualitativa de la licuación de arena y sus efectos bajo cargas cíclicas fue presentada por primera vez por Casagrande. A continuación, se presenta definiciones más específicas de licuación del suelo: La licuefacción es un fenómeno en el que una masa de suelo pierde una gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante cuando se ve sometida a cargas tanto monotónicas como cíclicas, llegando a fluir o comportarse como un líquido hasta que los esfuerzos cortantes en la masa de suelo disminuyen a niveles compatibles con la resistencia del suelo licuado. (Yu et al., 2023)

Los suelos granulares no cohesivos, particularmente aquellos sueltos y saturados, tienden a experimentar un comportamiento contractivo bajo cargas cíclicas, como las inducidas por un sismo. Cuando estas cargas cíclicas actúan sobre un suelo saturado con baja capacidad de drenaje, se produce un aumento en la presión de poros debido a la transferencia del esfuerzo normal desde la estructura del suelo al agua intersticial. Este aumento de presión de poros provoca una reducción del esfuerzo efectivo de confinamiento, lo que conlleva a una pérdida significativa de la resistencia y rigidez del suelo. Esta degradación del comportamiento mecánico, que puede desencadenar deformaciones significativas o incluso la pérdida completa de soporte estructural, se conoce como licuación del suelo. (Tsukamoto y Ishihara, 2022)

Entre los factores que influyen en la ocurrencia de licuación son:

- Tipo de suelo
- Compacidad Relativa o relación de vacíos
- Esfuerzo de confinamiento inicial
- Magnitud del esfuerzo cíclico
- Estructura

La licuación es la pérdida de resistencia y deformación en suelos similares a arena debido a un aumento excesivo de presión de poro durante la carga sísmica. Algunos fenómenos de licuación son mostrados en la Figura 30.

Figura 30

Impacto de la licuación de suelos por sismos en infraestructuras geotécnicas



Nota. Elaboración propia

2.1.5.2. Licuación por flujo y movilidad cíclica. La licuefacción por flujo o Licuación estática ocurre cuando un suelo saturado experimenta un colapso súbito y no drenado debido a un cambio en las tensiones estáticas, como una carga adicional o la eliminación de soporte lateral. Este fenómeno provoca un flujo rápido del suelo, perdiendo casi toda su resistencia al corte en el proceso.

La licuación cíclica de suelos no cohesivos es un fenómeno geotécnico que ocurre cuando suelos saturados y sueltos, compuestos predominantemente por arenas o limos arenosos, son sometidos a cargas cíclicas como las generadas por terremotos. Bajo estas condiciones, las vibraciones cíclicas inducen deformaciones en el material, provocando un rápido aumento en la presión de poros debido a la imposibilidad de disipar el agua

contenida en los espacios intergranulares. Este incremento reduce drásticamente la resistencia efectiva del suelo, lo que puede ocasionar que este pierda su capacidad para soportar cargas y adopte un comportamiento similar al de un fluido. Este fenómeno puede provocar deformaciones importantes o incluso el colapso de estructuras de ingeniería sobre o adyacentes al suelo afectado. (Yu et al., 2023)

Condiciones para la Licuación Cíclica:

- **Saturación del suelo:** Es indispensable que el suelo esté completamente saturado, ya que el agua en los poros juega un papel crítico en el aumento de la presión de poros.
- **Baja densidad relativa:** Los suelos sueltos son más propensos a la licuación debido a su capacidad limitada de resistir cargas.
- **Cargas cíclicas:** Estas pueden ser provocadas por terremotos, maquinaria vibratoria o cualquier evento que induzca fluctuaciones repetidas en los esfuerzos del suelo.

La licuación cíclica puede provocar el colapso de estructuras de soporte, como diques o edificios, y puede conducir al deslizamiento de suelos, formación de grietas y movilización de grandes volúmenes de material, generando impactos ambientales y económicos significativos. En la Tabla 5 se presenta una comparación de los diferentes tipos de licuación de suelos no cohesivos, según lo descrito por Kramer (1996).

Tabla 5

Comparativo entre Licuación por flujo (licuación estática) y Movilidad Cíclica

Aspecto	Licuación por flujo	Movilidad Cíclica
Definición	Fenómeno donde el suelo pierde resistencia al corte debido a esfuerzos estáticos mayores que su resistencia al estado licuado.	Fenómeno donde las deformaciones incrementales ocurren por combinación de esfuerzos cíclicos y estáticos durante sacudidas sísmicas.

Causa Principal	Esfuerzos estáticos que superan la resistencia del suelo licuado.	Combinación de esfuerzos cíclicos y estáticos.
Naturaleza del fallo	Falla súbita y catastrófica, denominada "flow failure".	Deformaciones progresivas durante la sacudida sísmica.
Tipo de deformación	Deslizamiento masivo con pérdida súbita de resistencia y movimientos rápidos.	Deformaciones laterales o espaciadas; pueden incluir spreading lateral o oscilación del suelo.
Condiciones del suelo	Suelos saturados y sueltos con esfuerzos estáticos elevados.	Suelos saturados y densos o sueltos bajo cargas cíclicas.
Ejemplos de fallas	Fallas en diques como la represa Sheffield y Lower San Fernando.	- Extensión lateral cerca de cuerpos de agua; - Oscilación del terreno en superficies planas.
Impacto estructural	Falla rápida de estructuras adyacentes, con movimientos de suelo a largas distancias.	Daños progresivos, especialmente en estructuras cercanas debido a movimientos laterales.
Periodo de ocurrencia	Durante o justo después de aplicar una carga estática crítica.	Durante las sacudidas sísmicas, con efectos que pueden continuar después.
Mecanismo adicional	Solo se generan por esfuerzos estáticos.	Combinación de esfuerzos cíclicos y estáticos; incluye licuefacción en terrenos planos debido al ascenso de agua en exceso.

Nota. Elaboración propia

En la Figura 31 se ilustra la evolución del estado de esfuerzos desde una condición inicial estática hasta una condición dinámica inducida por ondas de corte. En la condición A, el material se encuentra en un estado de esfuerzos geostáticos, donde los esfuerzos principales vertical σ'_v y horizontal σ'_h son perpendiculares entre sí y no existen esfuerzos cortantes ($\tau_{hv} = \tau_{vh} = 0$).

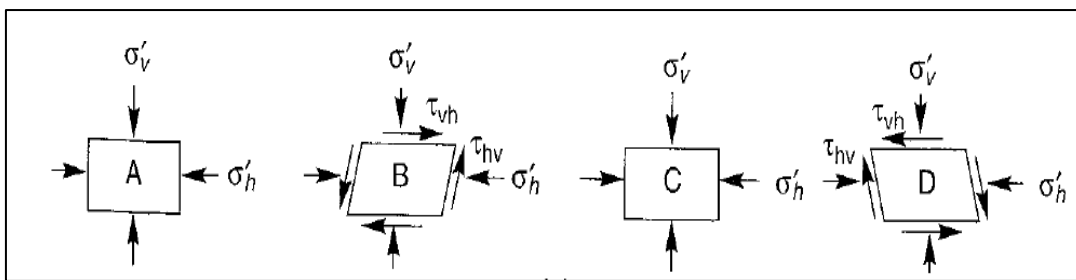
Cuando ocurre la proliferación vertical de ondas de corte, como se muestra en la transición hacia la condición B, se genera una rotación de los esfuerzos principales, lo que

da lugar a la aparición de esfuerzos cortantes τ_{hv} y τ_{vh} . Posteriormente, en las condiciones C y D, se observa la evolución de la distribución de esfuerzos, manteniéndose los esfuerzos principales σ'_v y σ'_h pero con la presencia persistente de esfuerzos cortantes inducidos por el movimiento dinámico. (Kramer, 1996)

Este comportamiento, resalta cómo las ondas de corte alteran el equilibrio inicial, generando esfuerzos complejos que afectan el estado tensional del medio.

Figura 31

Condiciones de esfuerzo y deformación impuestas sobre un elemento de suelo debajo de la superficie del terreno debido a la propagación vertical de ondas de corte en cuatro momentos diferentes

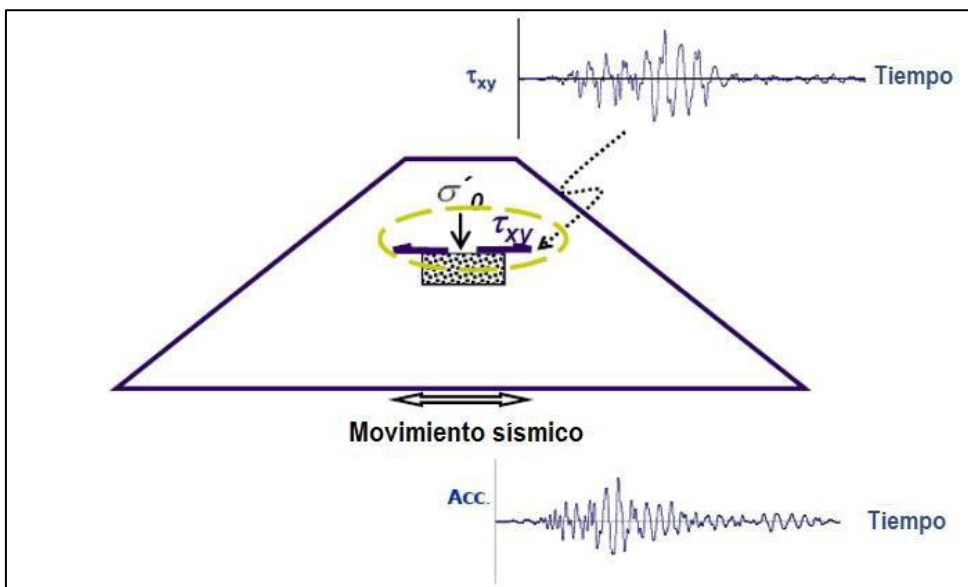


Nota. Elaboración propia

La Figura 32 ilustra cómo la propagación de ondas sísmicas induce esfuerzos cortantes cíclicos τ_{xy} en suelos durante un terremoto. El movimiento sísmico, representado por las aceleraciones en el terreno (Acc), genera un campo de esfuerzos en el subsuelo donde los esfuerzos normales (σ'_o) y los esfuerzos cortantes (τ_{xy}) interactúan dinámicamente. El gráfico superior muestra cómo el esfuerzo cortante cíclico (τ_{xy}) varía con el tiempo, evidenciando la naturaleza fluctuante de los esfuerzos inducidos. Esta interacción genera ciclos de carga y descarga en el suelo que pueden llevar a fenómenos como licuación o deformaciones plásticas acumulativas, dependiendo de las características del suelo y la intensidad del movimiento sísmico.

Figura 32

Movimiento sísmico induce esfuerzos cortantes cíclicos



Nota. Reproducido de Byrne et al. (2006)

La figura 33 muestra la respuesta del suelo sometido a esfuerzos cortantes cíclicos mediante un ensayo de corte cíclico simple (Cyclic Simple Shear Test). Este método permite evaluar el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas, simulando condiciones sísmicas. Asimismo, la figura 33 (a) representa el modelo conceptual del ensayo, donde un esfuerzo efectivo vertical constante (σ'_0) se combina con esfuerzos cortantes cíclicos alternados (τ_{cyc}) para reproducir el efecto de ciclos de carga sísmica.

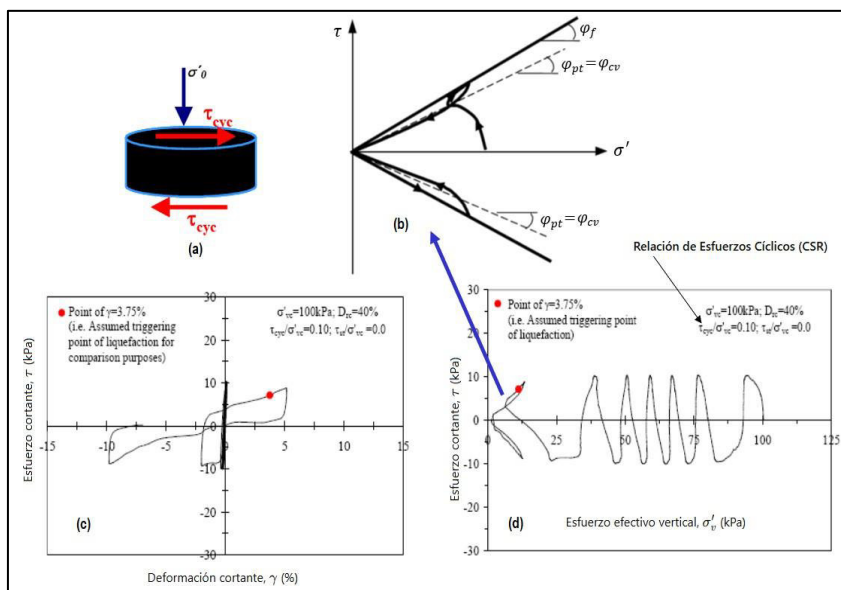
La figura 33 (b) ilustra las trayectorias de esfuerzos en el espacio de esfuerzos cortantes (τ) y efectivos (σ'), mostrando los ángulos de fricción máxima (φ_f) y crítica (φ_{cv}), los esfuerzos se redistribuyen durante los ciclos de carga, reflejando las condiciones del suelo frente a deformaciones críticas durante la licuación del suelo.

En la figura 33 (c) se observa un comportamiento cíclico con acumulación de deformaciones plásticas, el punto destacado ($\gamma = 3.75\%$) representa el inicio asumido de la licuefacción del suelo, indicando una pérdida significativa de rigidez.

Finalmente, la figura 33 (d) muestra la reducción progresiva del esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) a lo largo de los ciclos de carga. Esta disminución refleja el aumento de la presión de poros y la consiguiente pérdida de resistencia del suelo. El punto señalado en $\gamma = 3.75\%$ representa el inicio del proceso de licuación del suelo (Byrne et al, 2006). Estudios recientes realizados por Vergaray y Macedo (2023) evidencian que, bajo condiciones sísmicas y cargas monotónicas, los relaves de cobre pueden experimentar una degradación significativa de su resistencia, lo que resalta la importancia de considerar este tipo de materiales en el análisis de estabilidad y riesgo sísmico.

Figura 33

Ensayo de Corte Cíclico Simple



Nota. Reproducido de Byrne et al. (2006)

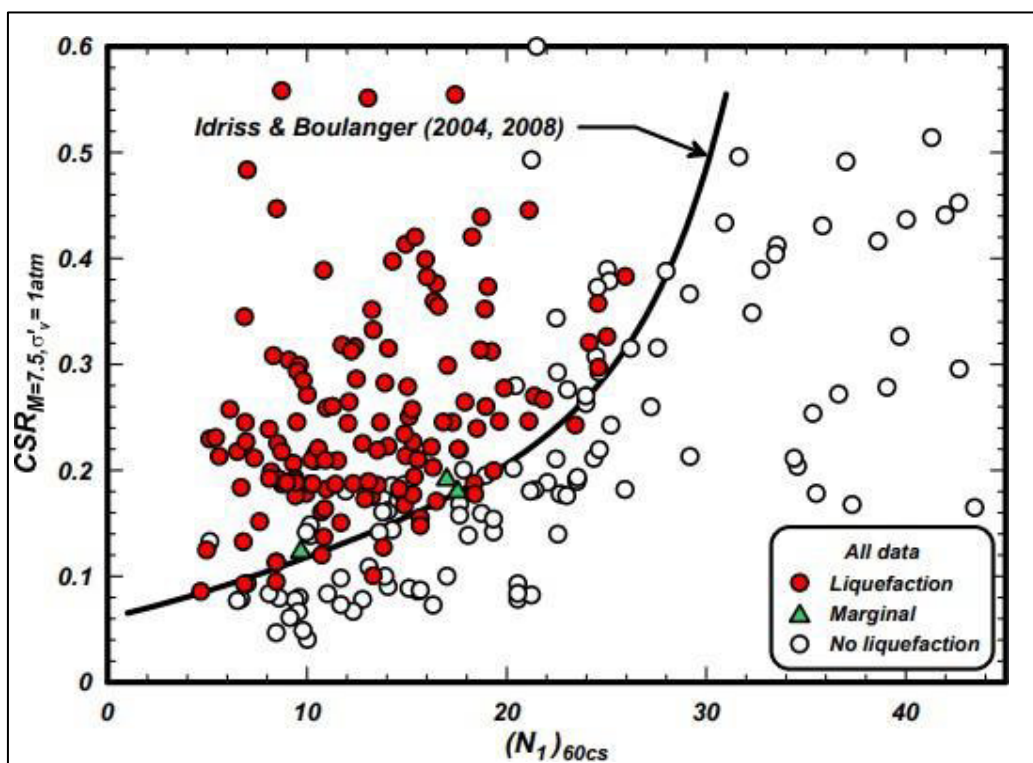
2.1.5.3. Respuestas de cargas cíclicas de arenas. Los comportamientos esfuerzo-deformación de la arena que más comúnmente son el enfoque en el diseño se enumeran a continuación, junto con referencias a una figura que muestra un ejemplo de correlación de diseño o resultado típico de una prueba experimental:

El índice de resistencia cíclica (CRR, por sus siglas en inglés) contra el inicio de la licuefacción, que se estima comúnmente en función de las resistencias a la penetración del

SPT y el CPT con correlaciones de licuefacción basadas en historias de casos, se representan en la Figura 34. El CRR es la relación de esfuerzos cíclicos (por ejemplo, $CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_v}$ con τ_{cyc} = esfuerzo cortante cíclico horizontal, σ'_v = esfuerzo de consolidación vertical) requerida para iniciar la licuación en un número específico de ciclos de cargas uniformes equivalentes. (Boulanger y Idriss, 2014)

Figura 34

Correlaciones para el índice de resistencia cíclica (CSR) a partir de datos SPT

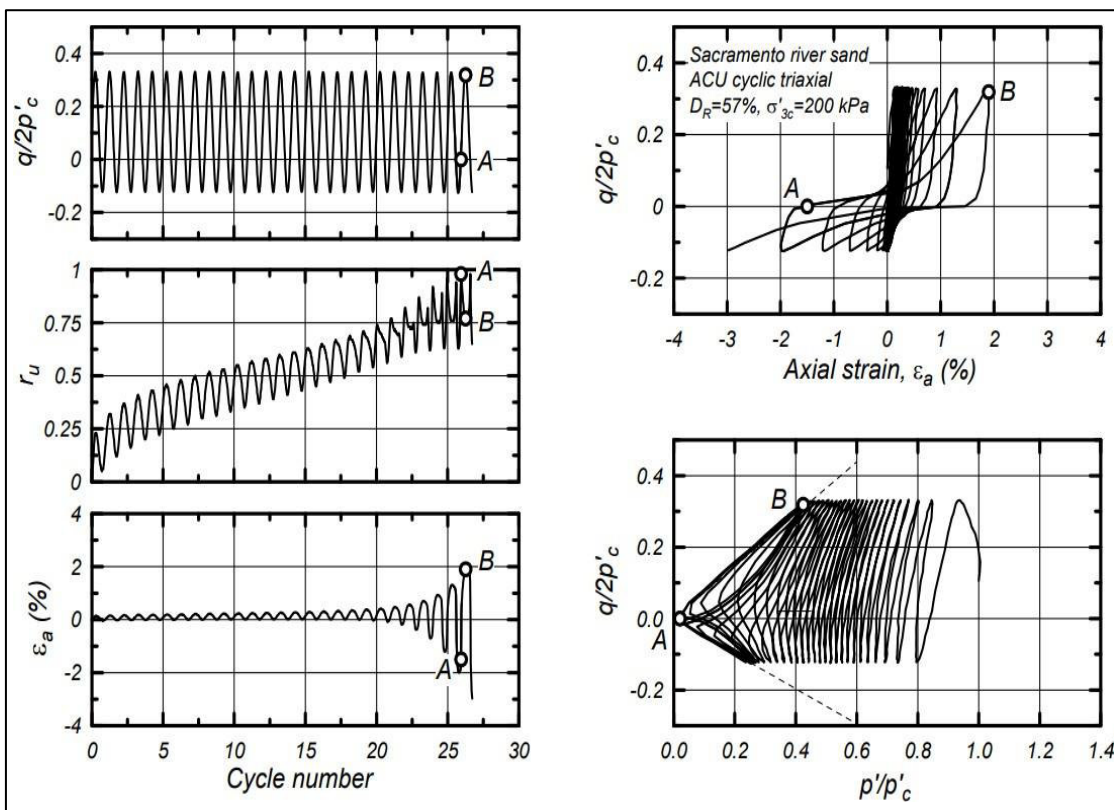


Nota. Reproducido de Boulanger y Idriss (2014)

La acumulación de deformaciones cortantes después del inicio de la licuefacción. Las evaluaciones de comportamientos razonables a menudo se basan en comparaciones con resultados de pruebas de laboratorio para suelos similares en la literatura, como se muestra Figura 35 (Boulanger y Truman, 1996).

Figura 35

Prueba triaxial cíclica no drenada en arena limpia

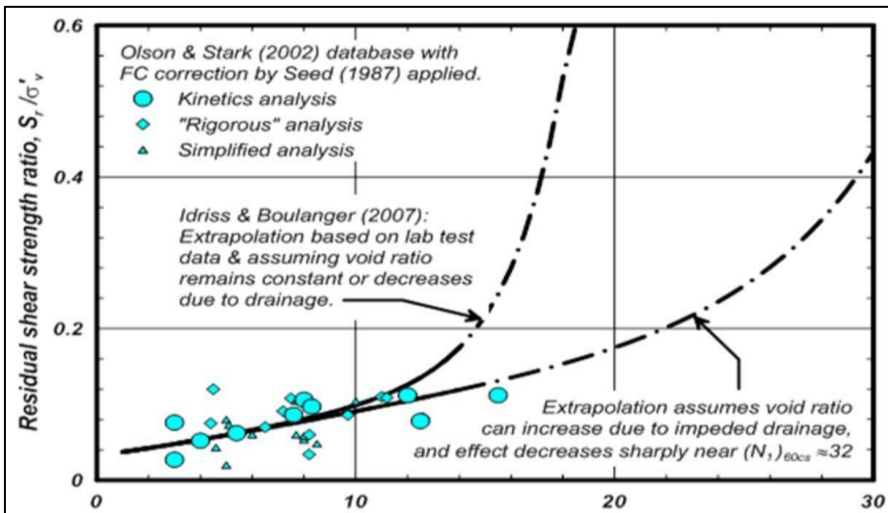


Nota. Reproducido de Boulanger y Truman (1996)

La pérdida de resistencia como consecuencia de la licuefacción, que puede implicar modelar explícitamente fenómenos como la redistribución de esfuerzos o considerar empíricamente esto mediante correlaciones basadas en historias de casos de resistencia residual, como se muestra en la Figura 36. (Idriss y Boulanger, 2008; Fourie et al., 2022)

Figura 36

Relación empírica para estimar la resistencia residual de arenas licuadas basada en historias de casos

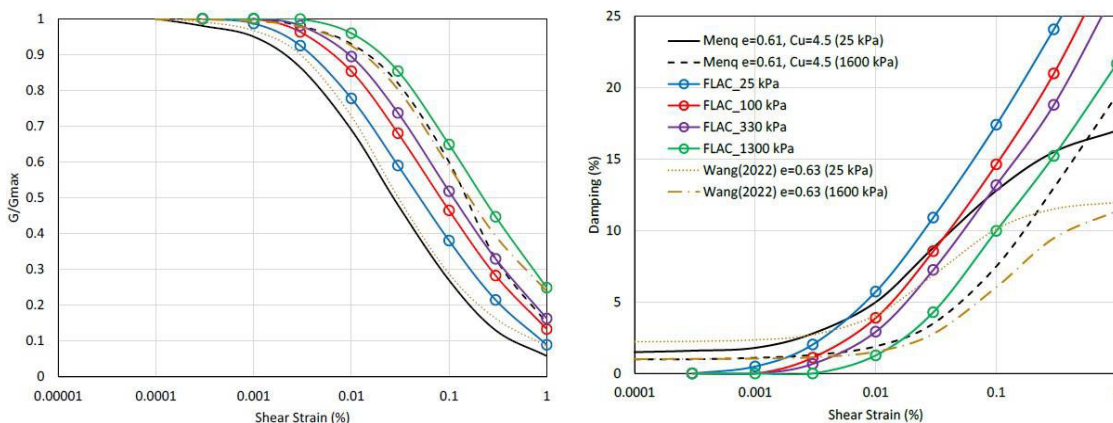


Nota. Reproducida de Boulanger y Idriss (2014)

La reducción del módulo de corte y las relaciones de amortiguamiento equivalente antes del inicio de la licuación. Estos aspectos del comportamiento se estiman comúnmente utilizando correlaciones empíricas derivadas de resultados de pruebas de laboratorio para relaves saturados, como se muestra en la Figura 37. (Yang, 2024)

Figura 37

Relación entre la reducción del módulo de corte y el coeficiente de amortiguamiento para relaves saturados



Nota. Reproducido de Yang (2024)

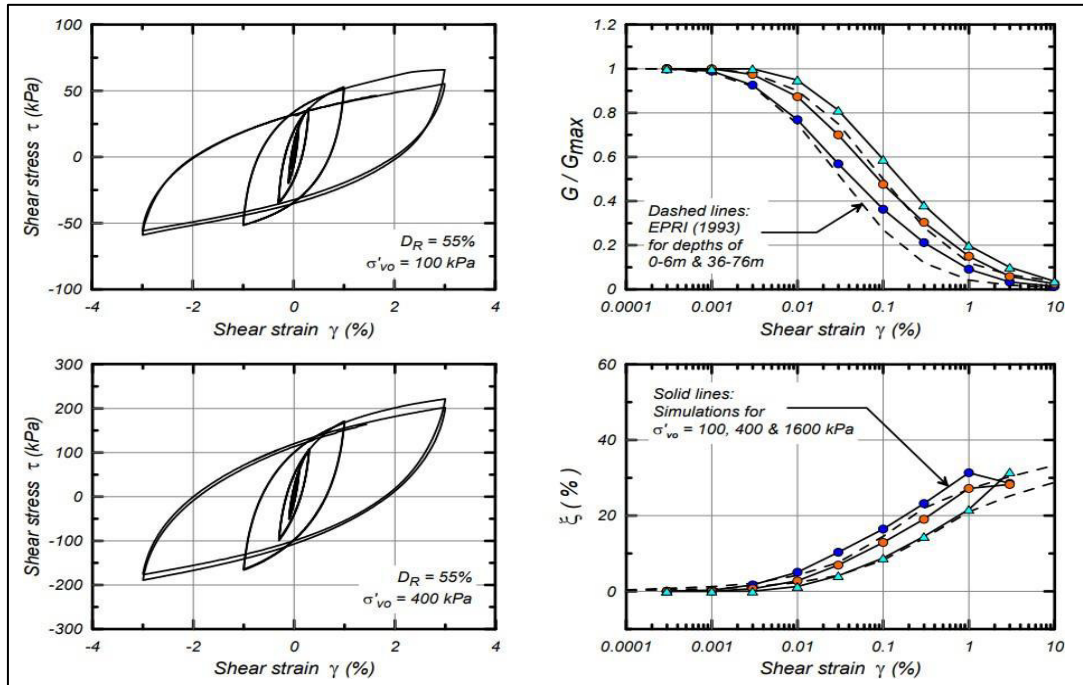
La Figura 38 muestra la influencia de los esfuerzos efectivos de consolidación vertical en las propiedades mecánicas de una arena sometida a cargas cíclicas controladas por deformación, bajo condiciones drenadas y con una densidad relativa (DR) del 55%. Los resultados presentados corresponden a esfuerzos de consolidación vertical de 100 kPa y 400 kPa. (Boulanger et al., 2013)

La figura también ilustra la evolución de la disipación de energía (ξ) en función de la deformación cortante (γ), evaluada para diferentes niveles de consolidación vertical. Este análisis permite identificar cómo los esfuerzos efectivos de consolidación modifican tanto la rigidez como la capacidad del material para disipar energía bajo cargas cíclicas.

En conjunto, los resultados destacan la importancia de los esfuerzos de consolidación en el comportamiento mecánico de las arenas, evidenciando su influencia en la respuesta histerética, la degradación del módulo de corte y la disipación de energía. Estos factores son esenciales para comprender y predecir el comportamiento de materiales granulares en condiciones cíclicas.

Figura 38

Respuesta de carga cíclica DSS controladas por deformación en condiciones drenadas para $DR=55\%$ bajo esfuerzos efectivos de consolidación vertical de 100 kPa y 400 kPa



Nota. Reproducido de Boulanger et al. (2013)

2.1.6. Modelos geotécnicos

2.1.6.1. Modelo elástico. El uso de la teoría de elasticidad es el enfoque más tradicional para describir el comportamiento tensión vs. deformación. En el contexto de modelos constitutivos, la definición clásica de Cauchy es la más precisa. Describe que, en un material elástico, el estado de tensión es función únicamente del estado de deformación, o "viceversa", y se entiende que las trayectorias de carga, descarga o recarga son coincidentes en este tipo de material. En otras palabras, el modelo elástico es conservativo, liberando en la descarga toda la energía interna almacenada durante la fase de carga.

La teoría de elasticidad se emplea frecuentemente en modelos constitutivos donde la descarga, recarga o carga inversa (en el caso de carga cíclica) son lineales; aplicándose

la ley generalizada de Hooke de forma incremental con parámetros elásticos variables en cada incremento.

La ley constitutiva para materiales linealmente elásticos e isotrópicos, conocida como ley de Hooke generalizada, se expresa por:

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (9)$$

Donde λ y μ son los constantes de Lamé

La ecuación 9 se expresa mejor en términos de la deformación volumétrica K ($\lambda = K - \frac{2}{3}G$) y del módulo de corte G ($\mu = G$)

Una propiedad importante para un suelo isotrópico elástico se demuestra en la ley generalizada de Hooke, donde los incrementos de deformaciones están directamente relacionados con los incrementos de tensiones efectivas. Cuando los invariantes de deformación están correctamente asociados con los invariantes de tensión, los incrementos de deformación de corte $\Delta\varepsilon_s$ dependerán únicamente de los incrementos de las correspondientes invariantes de tensión $\Delta q'$. Además, los incrementos de deformación volumétrica $\Delta\varepsilon_v$ dependerán únicamente de los incrementos de las correspondientes invariantes de tensión $\Delta p'$.

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{1}{K'} \Delta p' + 0 \cdot \delta q' \quad (10)$$

$$\Delta\varepsilon_s = 0 \cdot \Delta p' + \frac{1}{3G'} \Delta q' \quad (11)$$

Siendo K' el módulo de compresión volumétrica elástico y G' el módulo de corte elástico.

Aunque estas ecuaciones se derivan de la condición $\sigma'_2 = \sigma'_3$ son válidas para estados generales de tensiones en materiales isotrópicos elásticos lineales.

Para el caso de carga no drenada de un suelo saturado, si $\Delta\varepsilon_v = 0$, de la ecuación (10) se tiene que:

$$\Delta p' = 0 \quad (12)$$

La magnitud de presión de poro es ajustada para mantener $\Delta p' = 0$ y puede ser relacionada con los incrementos de los invariantes de las tensiones de acuerdo con la ecuación (13):

$$\Delta u = b(\Delta p + a\Delta q) \quad (13)$$

En la que a y b son parámetros empíricos.

Las relaciones entre los incrementos de los invariantes de tensiones totales y efectivas pueden ser obtenidas de las ecuaciones (14) y (15):

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u \quad (14)$$

$$\Delta q' = \Delta q \quad (15)$$

Por tanto, para el caso de carga drenada, $b=1$ y $a=0$

La técnica de análisis de carga no drenada en términos de tensiones totales, mostrada anteriormente, es simple, pero deben considerarse las condiciones en las que deben usarse. El comportamiento del suelo es, aún, dependiente de las tensiones efectivas, pero estas están controladas por la condición de volumen constante. Es importante resaltar que la técnica de tensiones totales solo es válida cuando el suelo está saturado y no drenado; en consecuencia, la deformación volumétrica es igual a cero. En otros casos, la técnica de tensiones totales no es válida, y el cálculo en términos de tensiones efectivas debe ser efectuado. (Molotnikov y Molotnikova, 2021)

Este modelo es extremadamente simple y sus resultados son independientes de la trayectoria, pero tiene la desventaja de que simplifica en exceso el comportamiento del suelo. No se considera la fluencia ni se pueden modelar directamente las deformaciones por corte permanentes. Sin embargo, puede utilizarse en zonas similares a la roca donde la falla por corte o las no linealidades significativas son poco probables.

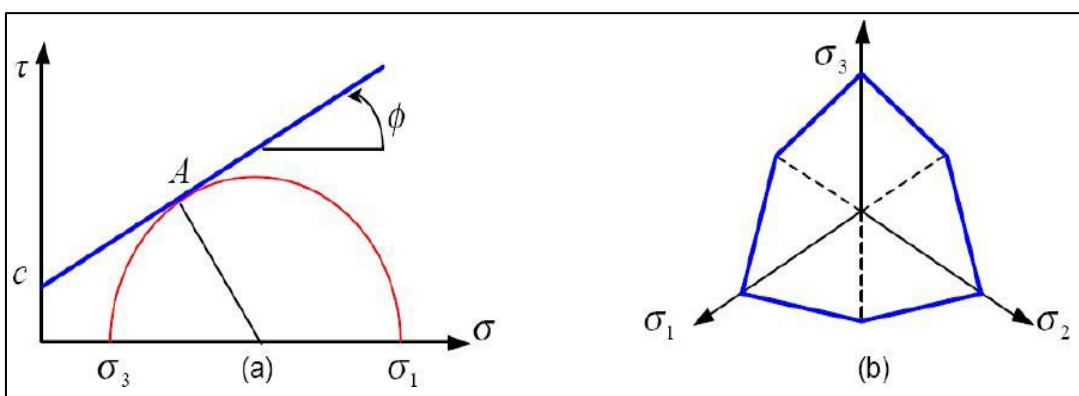
2.1.6.2. Modelo de Mohr Coulomb. El criterio de Mohr-Coulomb se puede observar en la Figura 39 determina la resistencia al corte τ en el plano de ruptura, dado por la ecuación:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (16)$$

donde c es la cohesión y φ es el ángulo de fricción interna del material.

Figura 39

Criterio de rotura de Mohr-Coulomb: a) en el plano (σ, τ) ; b) en el plano octaédrico



Nota. Reproducido de Ibañez (2003)

Este criterio de rotura puede ser utilizado para expresar una función de fluencia en términos de σ_1 y σ_2 , respectivamente, la tensión principal mayor y la tensión principal menor:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \varphi + c \cos \varphi \quad (17)$$

o

$$F = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \varphi - c \cos \varphi = 0 \quad (18)$$

La ecuación (17) representa una pirámide hexagonal irregular en el espacio de tensiones, siendo la sección transversal representada en un plano octaédrico, como muestra la Figura 4.1b. (Tian y Zheng, 2023)

En suelos cuya resistencia cumple el criterio de Mohr-Coulomb, la presión de poros puede ser calculada mediante el análisis en términos de tensiones totales descrita en el modelo elástico o por medio del método de tensiones efectivas.

El elemento del suelo está sometido a cambios de tensiones totales $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ y $\Delta\sigma_3$. Se requiere determinar la variación de presión de poros Δu , que ocurre durante la deformación no drenada. Los incrementos de deformación $\Delta\varepsilon_1, \Delta\varepsilon_2, \Delta\varepsilon_3$, pueden ser calculados en función de las tensiones efectivas $\Delta\sigma'_1, \Delta\sigma'_2$ y $\Delta\sigma'_3$ como:

$$\begin{aligned}\Delta\varepsilon_1 &= \left(\frac{1}{E'}\right) (\Delta\sigma'_1 - \nu' \Delta\sigma'_2 - \nu' \Delta\sigma'_3) \\ \Delta\varepsilon_2 &= \left(\frac{1}{E'}\right) (\Delta\sigma'_2 - \nu' \Delta\sigma'_1 - \nu' \Delta\sigma'_3) \\ \Delta\varepsilon_3 &= \left(\frac{1}{E'}\right) (\Delta\sigma'_3 - \nu' \Delta\sigma'_1 - \nu' \Delta\sigma'_2)\end{aligned}\quad (19)$$

Donde las constantes E', ν' describen al comportamiento del suelo sometido a cambios de las tensiones efectivas. El cambio de volumen del elemento, ΔV , es $-\nu\Delta\varepsilon_v$, donde el incremento de la deformación volumétrica en el esqueleto del suelo, $\Delta\varepsilon_v$, es:

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 \quad (20)$$

Por tanto,

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{-\Delta V}{V} = [(1 - 2\nu')/E'](\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3) \quad (21)$$

Sustituyendo el módulo de compresión volumétrica del esqueleto del suelo, K'_s , por $\frac{E'}{(1-2\nu')}$ y escribiendo la ecuación en términos de tensiones totales, tenemos:

$$-\Delta V = (V/K'_s)(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 - 3\Delta u) \quad (22)$$

El volumen de agua en el elemento de suelo es:

$$V_w = \left[\frac{\nu-1}{\nu}\right]V = nV \quad (23)$$

Donde n es la porosidad.

Si el suelo es no drenado y el agua no puede entrar ni salir, este volumen de agua se comprime en la misma cantidad que el esqueleto del suelo (se asume que los granos del suelo son incompresibles en comparación con el agua). La compresión del agua, $\Delta V_w = -nV \left(\frac{\Delta u}{K_w} \right)$, debido a la variación de la presión de poros Δu , debe, por lo tanto, ser igual a

la compresión del suelo, entonces:

$$nV \left(\frac{\Delta u}{K_w} \right) = (V/K'_s) (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 - 3\Delta u) \quad (24)$$

Siendo K_w el módulo de compresibilidad volumétrica del agua. Reagrupando los términos tenemos:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{K'_s} \cdot \frac{1}{\left(\frac{n}{K_w} \right) + \left(\frac{3}{K'_s} \right)} \quad (25)$$

Ó

$$\Delta u = \Delta p \frac{1}{\left(\frac{nK'_s}{3K_w} \right) + 1} \quad (26)$$

Comparando las ecuaciones 13 con 25, se puede deducir que :

$$b = \frac{1}{\left(\frac{nK'_s}{3K_w} \right) + 1}, \quad a = 0 \quad (27)$$

Cuando la muestra está totalmente saturada, el módulo de compresibilidad volumétrica del agua es mucho mayor que el módulo de compresibilidad volumétrica del suelo. Por lo tanto, el parámetro b de presión de poros se aproxima mucho a 1. Si el fluido de los poros es incompresible (por ejemplo, contiene burbujas de aire), K_w no puede ser tan grande comparado con K_s y, por lo tanto, b puede ser significativamente menor que 1. Las mediciones del valor de b , entonces, dan una indicación del grado de saturación de la muestra. Para suelos isotrópicos elásticos, donde K_w es mayor que K'_s , tenemos $b=1,0$ y $a=0$.

Como el suelo no es perfectamente elástico y las presiones de poros de valores considerables pueden ser generadas por cambios en q , entonces $a \neq 0$ es su valor que debe ser determinado, usualmente en los ensayos triaxiales, para cada muestra de suelo.

Los parámetros a y b son definidos por Skempton como parámetros A y B , donde:

$$u = B [\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (28)$$

Es necesario resaltar que los modelos descritos anteriormente no predicen el comportamiento de la presurización de poros, pero ayudan a determinar otras variables importantes en el análisis dinámico.

2.1.6.3. Modelo histerético para suelos no licuables (UBCHYST).

A. Antecedentes de UBCHYST. El modelo UBCHYST es desarrollado en la Universidad de Columbia Británica para análisis dinámicos de suelos sometidos a cargas sísmicas, destinado a ser utilizado con parámetros de resistencia no drenados en suelos arcillosos y limosos de baja permeabilidad, en suelos granulares altamente permeables donde el exceso de presión de poros se disiparía a medida que se genera, o en suelos granulares no saturados. Sus características incluyen una reducción en el módulo secante con la deformación, la reproducción de un comportamiento progresivo o de avance que ocurre cuando existe un sesgo de esfuerzo cortante estático, y la opción de permitir una reducción permanente del módulo como función de la relación máxima pasada de esfuerzo cortante. Este modelo ha sido desarrollado para su uso en el programa de diferencias finitas bidimensionales FLAC, pero puede adaptarse a otras plataformas de diferencias finitas o elementos finitos. (Macedo et al., 2022)

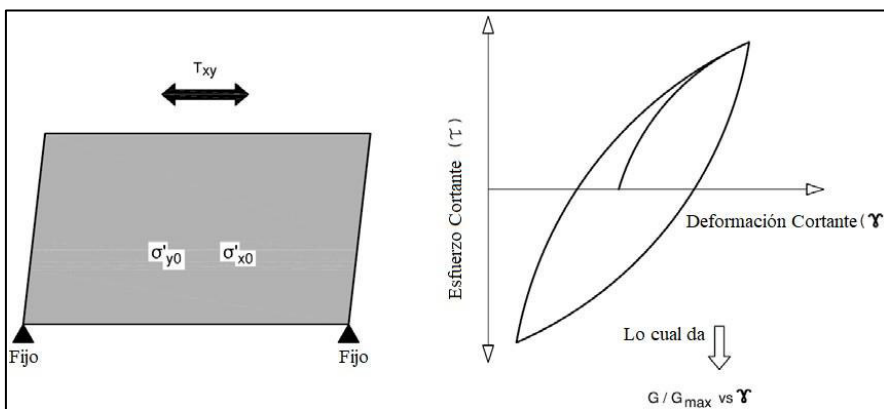
Cuando una masa de suelo está sometida a un movimiento sísmico, la carga principal es el esfuerzo cortante cíclico en el plano horizontal. El esfuerzo cortante cíclico induce un comportamiento esfuerzo-deformación que es histórico por naturaleza, con características ilustradas en las Figuras 40 y 41. (Naesgaard, 2011)

Estas Características incluyen:

- Aumento de la histéresis y reducción del módulo secante con mayor deformación (Figura 41a).
- Aumento de la histéresis y reducción del módulo secante con el número de ciclos (Figura 41b).
- Sesgo de deformaciones permanentes (ratchetting) cuando se aplica una carga con un sesgo estático (Figura 41c).
- Potencial generación de presión de poros, que es una función de las propiedades del suelo, la amplitud del ciclo y/o el número de ciclos de carga.
- El aumento de la presión de poros resulta en una mayor histéresis, reducción del módulo y, en condiciones límites, licuefacción del suelo y flujo (Figura 41d).
- Reducción permanente del módulo secante con "daño" y acumulación de presión de poros.
- Reducción de resistencia con deformación plástica.

Figura 40

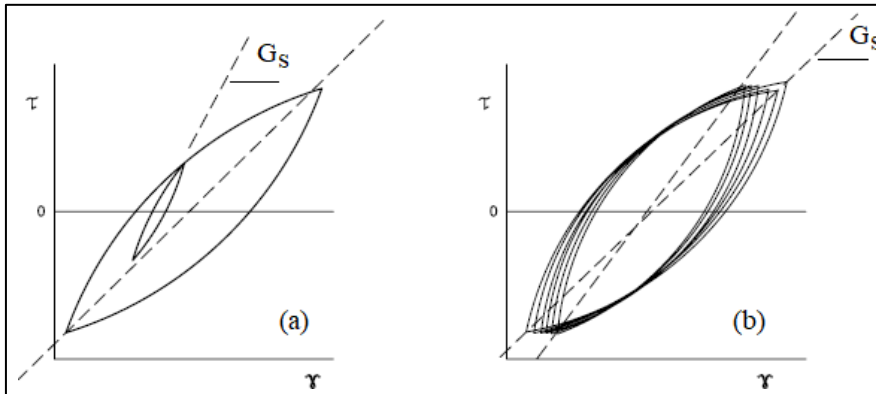
La carga en corte simple induce una respuesta histérica en el suelo, con el módulo de corte (G) y el tamaño de bucle(amortiguamiento) variando con la deformación



Nota. Reproducido de Sengara et al. (2023)

Figura 41

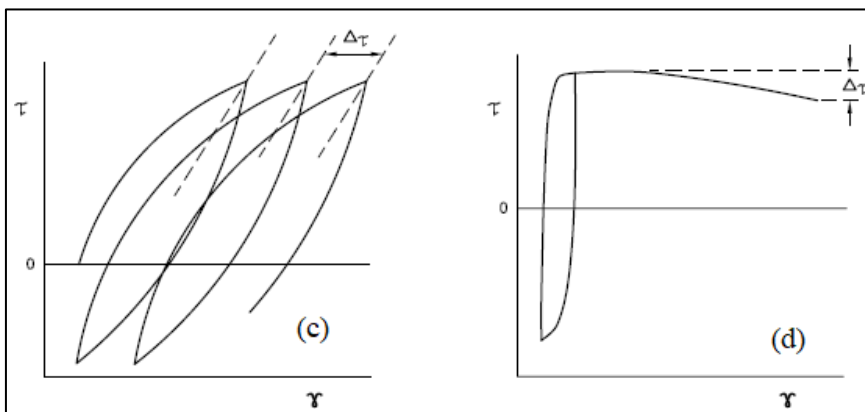
La carga en corte simple induce una respuesta histérica en el suelo, con el módulo de corte (G) y el tamaño de bucle (amortiguamiento) variando con la deformación



Nota. Reproducido de Naesgaard (2011)

Figura 42

Comportamiento característico del suelo bajo esfuerzos cortantes cíclicos



Nota. Reproducido de Naesgaard (2011)

B. Modelo Histérico no lineal “UBCHYST”. El módulo de corte tangente (G_t) es una función del módulo de corte máximo (G_{max}) multiplicado por un factor de reducción que es una función de la relación de esfuerzos desarrollada y el cambio en la relación de esfuerzos para alcanzar la falla.

Esta función se muestra en la Ecuación (29) y se ilustra en la Figura 42 (Naesgaard, 2011).

$$G_t = G_{max} * \left(1 - \left(\frac{\eta_1}{\eta_{1F}}\right)^n * R_f\right) * \text{Mod1} * \text{Mod2} \quad (29)$$

Donde:

$$\eta = \text{Relación de esfuerzos desarrollada} = \frac{\tau_{xy}}{\sigma'_v}$$

$$\eta_1 = \text{Cambio de la relación de esfuerzos} \left(\frac{\tau_{xy}}{\sigma'_v}\right) \text{ desde la última reversión}$$

$$= \eta_1 - \eta_{max}$$

$$\eta_{max} = \text{Relación máxima de esfuerzos} (\eta) \text{ en la última reversión}$$

η_{1f} = Cambio en la relación de esfuerzos para alcanzar la envolvente de falla en la dirección de carga

$$= \eta_f - \eta_{max}$$

$$\eta_f = (\text{sen}(\phi_f) + \text{Cohesion}) * \frac{\cos(\phi_f)}{\sigma'_v}$$

τ_{xy} = Esfuerzo cortante desarrollado en el plano horizontal

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical

ϕ_f = Ángulo de fricción pico

R_f y n = Parámetros de calibración con valores predeterminados de 1 y 2, respectivamente.

Mod1 = Un factor de reducción para la primera carga o carga virgen (típicamente 0.6 a 0.8)

Mod2 = Función opcional para considerar la reducción permanente del módulo con grandes deformaciones = $1 - \left(\frac{\eta_1}{\eta_{1F}}\right) * R_f = \left(1 - \left(\frac{\eta_1}{\eta_{1F}}\right)\right)^{rm} * \text{dfac} \geq 0.1$ donde “rm” y “dfac”

son parámetros de calibración.

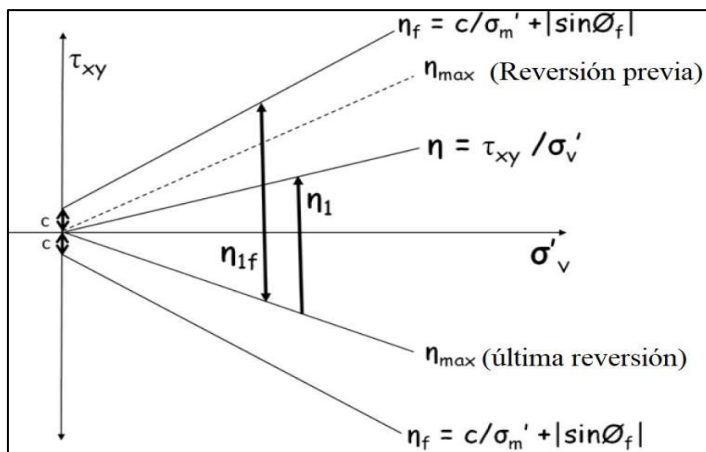
Las reversiones de esfuerzos ocurren cuando el valor absoluto de la relación de esfuerzos desarrollada (η) es menor que el valor previo y se produce un cruce cuando τ_{xy} cambia de signo. Una reversión de esfuerzo provoca que η_1 se reinicie a 0 y que η_1 sea

recalculada. Sin embargo, el programa recuerda las reversiones previas (η_{1old} y η_{1fold}) de modo que los pequeños bucles históricos, que son subconjuntos de bucles más grandes, no cambien el comportamiento del bucle grande (Figura 41a).

En la ecuación anterior, el módulo de corte tangente varía a lo largo del ciclo de carga para dar bucles históricos esfuerzo-deformación cortante con las características ilustradas en la Figura 40 y los variables usados se muestran en la Figura 41(a) y 41(b).

Figura 43

Variables clave del modelo UBCHYST

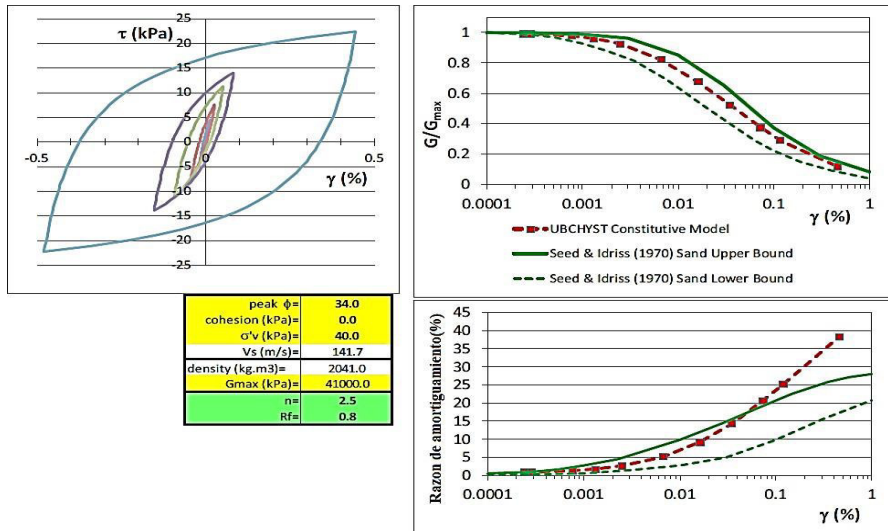


Nota. Reproducido de Naesgaard (2011)

El modelo puede calibrarse comparando la respuesta cíclica uniforme con la inferida a partir de curvas publicadas de reducción del módulo y amortiguamiento, similares a las mostradas en la Figura 43 (Naesgaard, 2011) y/o mediante la comparación con los resultados de ensayos de corte cíclico simple en laboratorio (Figura 44). El ensayo de corte cíclico simple es preferido sobre la carga triaxial porque la trayectoria de carga con rotación de los ejes principales, etc., se asemeja más a la trayectoria de esfuerzos generada por la carga sísmica. (Naesgaard, 2011)

Figura 44

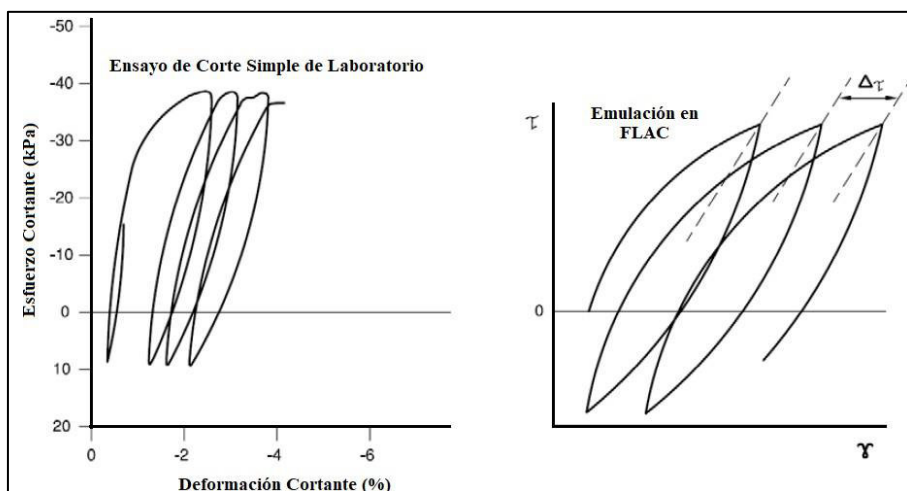
Ejemplo de calibración del modelo constitutivo UBCHYST para las curvas de G/G_{max} y la razón de amortiguamiento



Nota. Reproducido de Naesgaard (2011)

Figura 45

Comparación de la respuesta entre el ensayo de corte simple de laboratorio y la simulación UBCHYST para el caso con sesgo estático



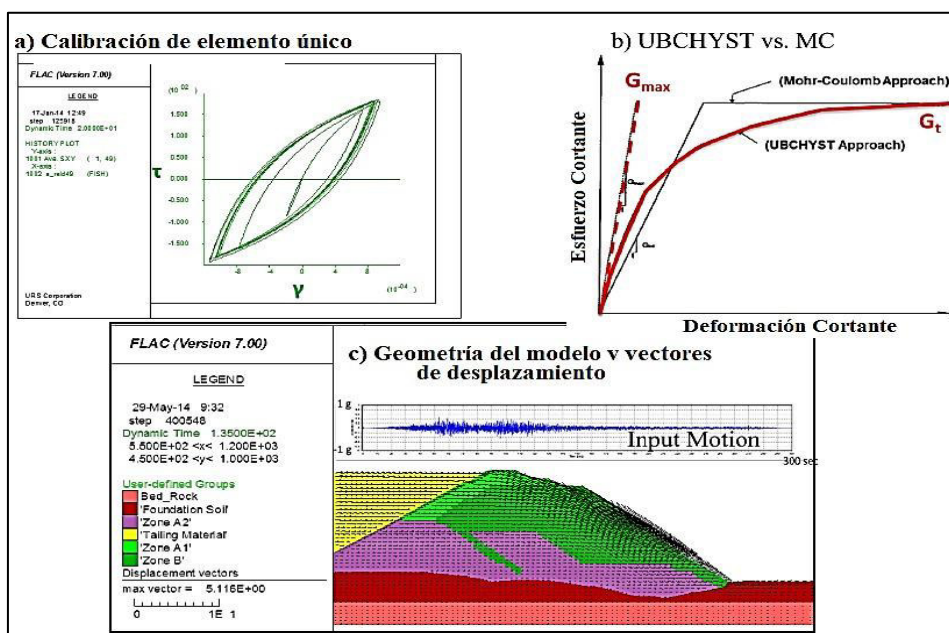
Nota. Reproducido de Naesgaard (2011)

La Figura 45 presenta un ejemplo de una presa de enrocado sometida a un evento sísmico de zona de subducción tipo Megathrust. Se utilizaron los modelos constitutivos de

Mohr-Coulomb y UBCHYST para estimar el desempeño sísmico del terraplén. El modelo UBCHYST fue calibrado para su uso como modelo constitutivo mediante la comparación con presas de enrocado similares sometidas a grandes movimientos del terreno. Los resultados de este estudio demostraron que el modelo constitutivo UBCHYST calcula asentamientos entre un 50% y 70% mayores en comparación con el modelo de Mohr-Coulomb, confirmando que enfoques simplificados, como el modelo de Mohr-Coulomb, pueden subestimar las deformaciones sísmicas de presas de enrocado en zonas de subducción con un número significativo de ciclos de movimiento fuerte del suelo. (Masood et al., 2021)

Figura 46

Análisis de acumulación de deformación bajo el umbral de cedencia



Nota. a) Curvas de esfuerzo-deformación cortante de la calibración de un solo elemento
 b) Comparación entre el modelo UBCHYST y el modelo MC c) Vectores de desplazamiento obtenidos de la simula. (Masood et al., 2021)

2.1.6.4. Modelo Constitutivo UBCSAND. El modelo UBCSAND fue desarrollado por el profesor Peter Byrne con el objetivo para modelar la licuación de arena.

Desarrollaron posteriormente el modelo UBCSAND para predecir y modelar la licuación estática en el proyecto CANLEX (Canadian Liquefaction Experiment). Más tarde, se desarrolló aún más el modelo para el modelamiento sísmico de arena y material similar a arena. El modelo se distribuyó en 2002 como "UBCSAND904a" para su uso en el modelamiento dinámico. Actualmente, ahora distribuido como "UBCSAND90aR".

Han utilizado el modelo UBCSAND para simular el comportamiento dinámico de arena y relaves en presas y embalses. El modelo simula el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo bajo cargas estáticas y cíclicas, para condiciones drenadas y no-drenadas, usando la formulación elastoplástica en todas las etapas de carga. De este modo, las deformaciones plásticas, los módulos de corte y módulos volumétricos son estimados para todas las etapas de carga, aquellos son importantes para predecir deformaciones del terreno inducidas por licuación durante sismos. (Beaty y Byrne, 2011)

El modelo ha sido verificado en varias aplicaciones relacionadas con la licuación. En el modelo, la respuesta histórica de la arena bajo carga cíclica se captura de manera simplificada y debido a esto, el modelo puede usarse para predecir con más rigor los bucles de descarga y recarga. Este modelo se puede usar en caso de carga dinámica porque una carga y descarga rigurosa es una de las características de la carga dinámica, por ejemplo, las cargas de terremotos.

El modelo UBCSAND es un modelo constitutivo de esfuerzo efectivo totalmente acoplado (endurecimiento cinemático) para predecir la respuesta sísmica y la licuefacción de suelos sin cohesión en problemas de deformación plana. El modelo utiliza una formulación elasto-plástica basada en una relación hiperbólica asumida entre la relación de esfuerzos y la deformación plástica por corte. Es aplicable tanto para cargas monótonas como cíclicas.

A continuación, se presenta brevemente la respuesta de corte elástico y plástico del modelo UBCSAND (Beaty y Byrne, 2011).

A. Respuesta elástica. Se supone que la respuesta elástica de la arena es lineal elástica isotrópica. Para condiciones de deformación plana, la relación entre incrementos de deformaciones e incrementos de esfuerzos se expresa:

$$\{\Delta\epsilon^e\} = [C^e] \{\Delta\sigma\} \quad (30)$$

donde $[C^e]$ es la matriz de cumplimiento. Los módulos Bulk B^e y de corte G^e pueden ser calculados en términos del módulo de Young y la relación de Poisson:

$$B^e = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (31)$$

$$G^e = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (32)$$

Estos parámetros elásticos dependen del esfuerzo expresado como:

$$G^e = k_G P_a \left(\frac{\sigma}{P_a}\right)^{ne} \quad (33)$$

$$B^e = \frac{2 G^e (1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad (34)$$

Donde k_G , P_a , ne , $S' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$, ν , son módulos de corte elástico, presión atmosférica, exponente del módulo de corte elástico, presión de confinamiento efectivo, relación de poisson, respetivamente.

B. Respuesta plástica. Las deformaciones plásticas son controladas por la superficie de fluencia y la regla de flujo. La superficie de fluencia está representada por una línea radial desde el origen en el espacio de tensiones, como se muestra en la Figura 46. Para la primera carga de cizalladura, la superficie de fluencia está controlada por el estado de tensión actual, el punto A en la Figura 46. A medida que aumenta el esfuerzo de corte, la relación de esfuerzo $\eta (= \frac{\tau}{\sigma})$ aumenta y causa que el punto de esfuerzo se mueva al punto B. τ y σ' son el esfuerzo de corte y el esfuerzo de corte efectivo en el plano de

esfuerzo de corte máximo. La superficie de fluencia es arrastrada a la nueva ubicación pasando por el punto B y el origen. Esto resulta en deformaciones plásticas, tanto de corte como volumétrica. El incremento de la deformación plástica por corte, $d\gamma^p$, está relacionado con el cambio en el esfuerzo de corte, $d\eta$, como se muestra en la Figura 47 y puede ser expresado como:

$$d\gamma^p = \frac{1}{G^p / \sigma'} \cdot d\eta \quad (35)$$

Donde G^p es el módulo de corte plástico y, asumiendo una relación hiperbólica entre η y γ^p , está dado por:

$$G^p = G_i^p \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f} \cdot R_f\right)^2 \quad (36)$$

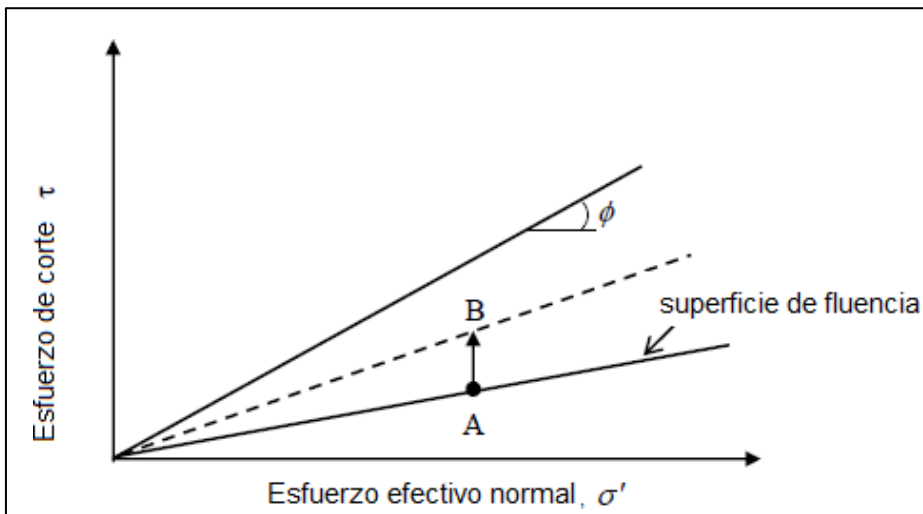
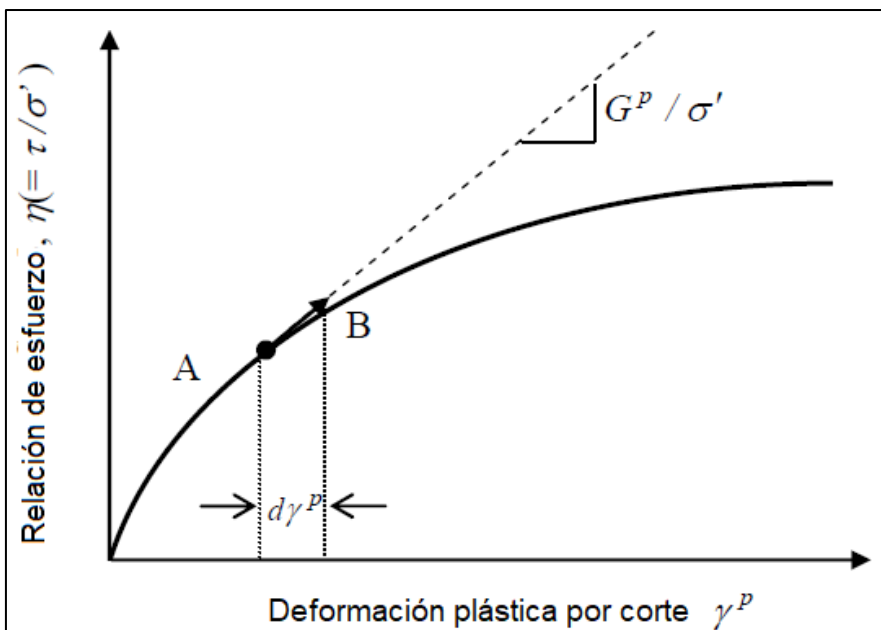
Donde:

G_i^p , es el módulo plástico a un bajo nivel de relación de esfuerzo ($\eta = 0$)

η_f , es la relación de esfuerzo en la falla y es igual a $\sin\phi_f$,

ϕ_f , es el ángulo de fricción pico, y

R_f , es la relación de falla utilizada para truncar la relación hiperbólica de mejor ajuste y prevenir la sobreestimación de la resistencia en la falla. R_f generalmente varía entre 0.7 y 0.98 y disminuye con el aumento de la densidad relativa.

Figura 47*Superficie de fluencia en UBCSAND**Nota.* Reproducido de Beaty y Byrne (2011)**Figura 48***Incremento de deformación plástica y módulo plástico**Nota.* Reproducido de Beaty y Byrne (2011)

El incremento asociado de la deformación plástica volumétrica, $d\varepsilon_v^p$, está relacionado con el incremento de la deformación plástica por corte, $d\gamma^p$,

a través de la regla de flujo como sigue:

$$d \varepsilon_v^p = \left(\sin \phi_{cv} - \frac{\tau}{\sigma'} \right) \cdot d \gamma^p \quad (37)$$

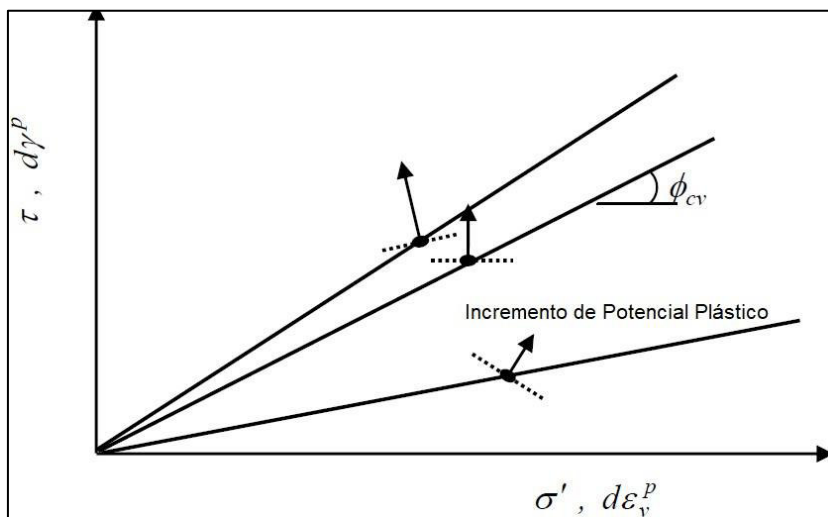
Donde ϕ_{cv} es el ángulo de fricción a volumen constante o ángulo de transformación de fase. Esta regla de flujo puede derivarse de consideraciones energéticas y es similar a la teoría de dilatación por esfuerzos.

Los lugares geométricos de fluencia y la dirección correspondiente de las deformaciones plásticas resultantes de la regla de flujo se muestran en la Figura 48.

Se produce una compactación plástica significativa inducida por corte a relaciones de esfuerzos, mientras que no se predice ninguna compactación a relaciones de esfuerzos correspondientes a ϕ_{cv} . En relaciones de esfuerzos superiores a ϕ_{cv} , se predice la expansión o dilatación plástica inducida por corte.

Figura 49

Direcciones de deformaciones plásticas asociadas con la ubicación de la superficie de fluencia



Nota. Reproducido de Beaty y Byrne (2011)

Falla y función de fluencia del modelo UBCSAND. Se supone que la resistencia máxima se basa en un criterio de falla tipo Mohr-Coulomb. Este criterio de falla es una línea con pendiente igual a $\sin \phi_f$ (donde ϕ_f es el valor del ángulo de fricción en caso de

falla). Este criterio de falla se expresa en términos de esfuerzo efectivo menor y mayor como:

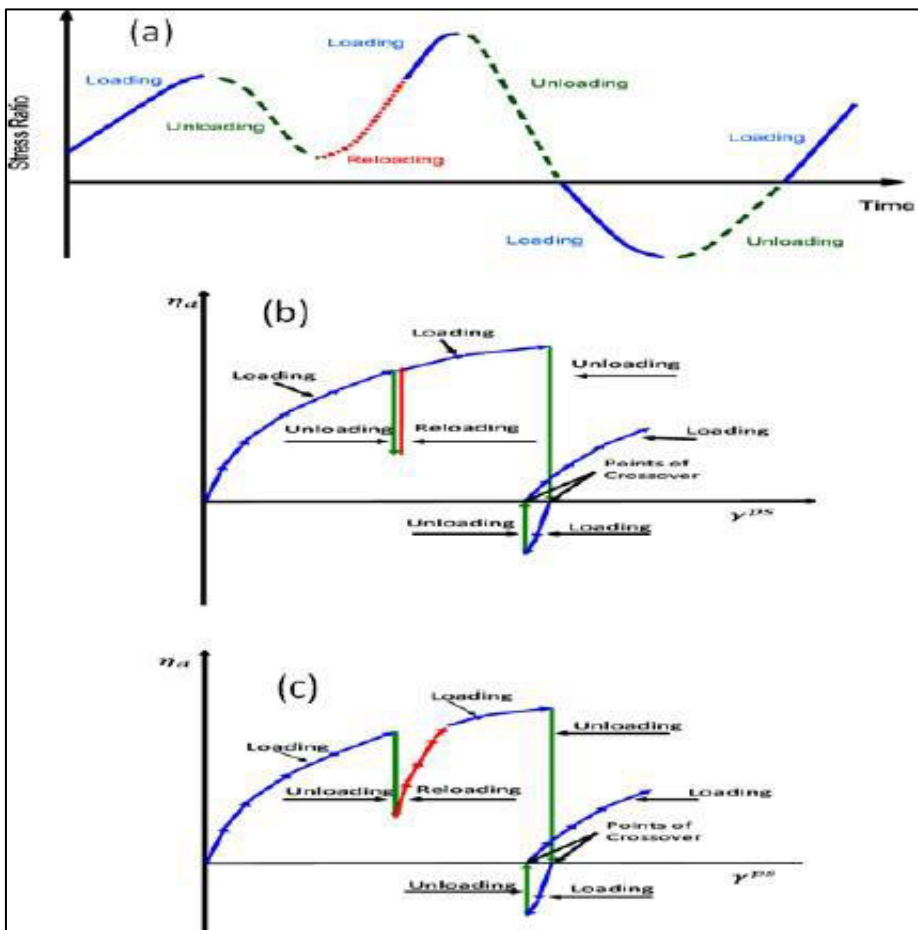
$$f_f = \sigma'_1 - \sigma'_2 N_{\phi f} = 0 \quad (38)$$

$$N_{\phi f} = \frac{1 + \sin N_{\phi f}}{1 - \sin N_{\phi f}} = \frac{1 + n_f}{1 - n_f} \quad (39)$$

Dónde: n_f es el radio de esfuerzo en falla ($n = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$). La Figura 49 y 50 muestra un ejemplo de comportamiento de esfuerzos en tiempo a partir del modelo UBCSAND (Beaty y Byrne, 2011).

Figura 50

Respuesta esfuerzo–deformación del modelo UBCSAND bajo mecanismo de cono

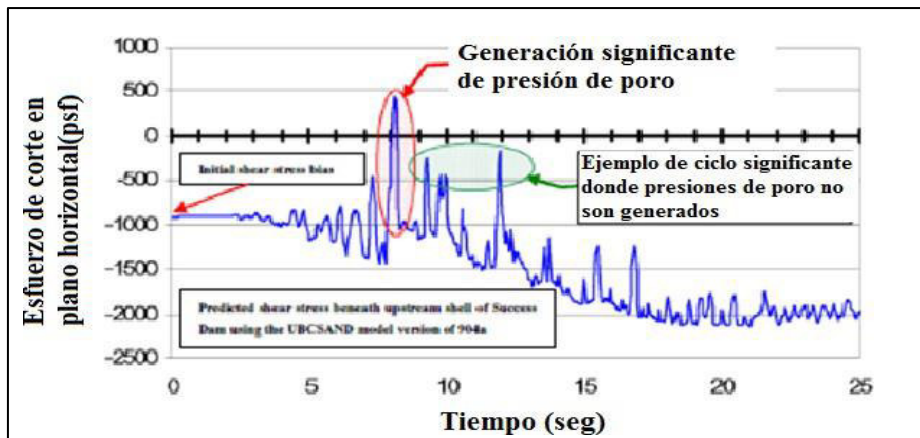


Nota. Reproducido de Beaty y Byrne (2011). (a) Historial de razón de esfuerzo que muestra la carga, descarga y (b) Razon de incremento de esfuerzo versus deformación a la corte plástica para el mecanismo de cono para UBCSAND904a. (c) Razon de incremento de

esfuerzo versus deformación al corte plástico para mecanismo de cono para UBCSAND904aR.

Figura 51

Ejemplo de esfuerzo al corte estimado para una presa tipo aguas abajo usando UBCSAND versión 904a



Nota. Reproducido de Beaty y Byrne (2011)

C. Comportamiento típico de esfuerzo-deformación y trayectoria de esfuerzos. El comportamiento típico del modelo UBCSAND se presenta en la Figura 51. Las simulaciones cíclicas no drenadas se llevaron a cabo para dos estados de densidad relativa: $(N_1)_{60} = 5$ y $(N_1)_{60} = 15$. Todas las simulaciones se realizaron bajo un esfuerzo vertical efectivo inicial de 100 kPa y utilizando dos condiciones iniciales de $K_0 = 0.5$ y $K_0 = 1.0$.

Los resultados muestran diferencias significativas en el comportamiento de esfuerzo-deformación y en la trayectoria de esfuerzos dependiendo de la densidad relativa y del valor de K_0 . A partir de los resultados mostrados de la Figura 51 se tiene:

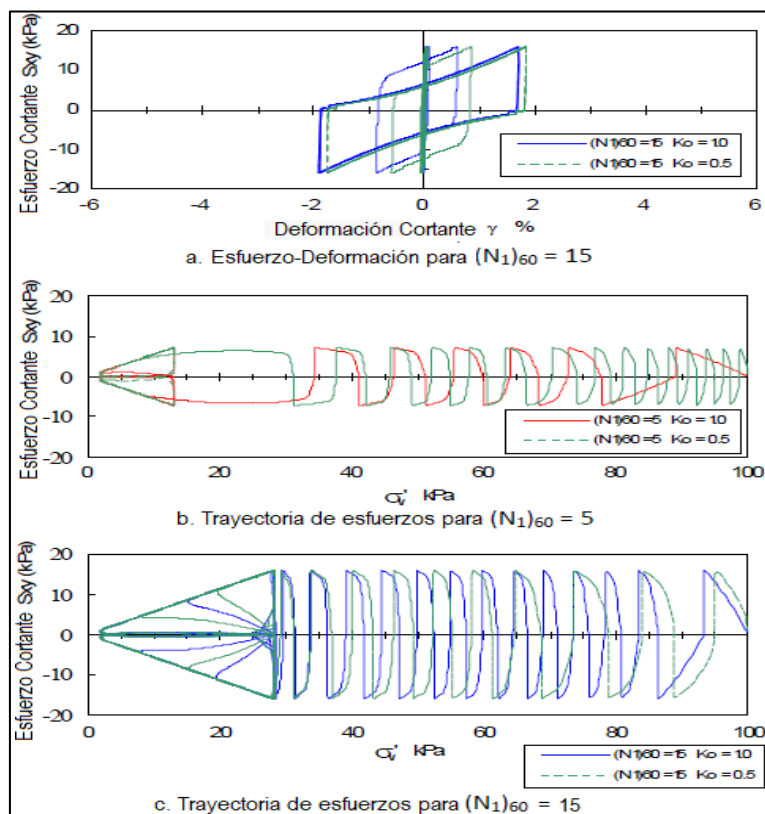
1. La Figura 51a muestra esfuerzo-deformación para $(N_1)_{60} = 15$, donde la arena más densa exhibe una respuesta más rígida con menor deformación cortante acumulada y ciclos mas cerrados, lo que indica mayor resistencia. El valor de $K_0 = 0.5$ muestra una respuesta más rígida comparad con $K_0 = 1.0$.

2. La Figura 51b muestra la trayectoria de esfuerzos para $(N_1)_{60} = 5$, donde la arena menos densa, se observan ciclos más amplios y una mayor acumulación de deformación cortante, reflejando un comportamiento menos resistente. La trayectoria de esfuerzos muestra que $K_0=0.5$ genera una respuesta más estable en comparación con $K_0=1.0$.
3. La Figura 51c muestra la trayectoria de esfuerzos para $(N_1)_{60} = 15$, en este caso la arena más densa exhibe una trayectoria más controlada y menor acumulación de deformaciones volumétricas. Nuevamente, $K_0=0.5$ proporciona mejores condiciones de estabilidad en comparación con $K_0=1.0$.

Estos resultados confirman que la densidad relativa $(N_1)_{60}$ y las condiciones iniciales de K_0 son importantes en la respuesta de esfuerzo-deformación y en la estabilidad bajo cargas cíclicas no drenadas. (Beaty y Byrne, 2011)

Figura 52

Predicciones del modelo UBCSAND 904aR para cargas cíclicas no drenadas



Nota. Reproducido de Beaty y Byrne (2011)

D. Razón de generación de exceso de presión de poro. A lo largo de los años, se han utilizado varios enfoques para evaluar la activación de la licuación. El más comúnmente utilizado es el enfoque basado en esfuerzos, que compara el esfuerzo cíclico inducido por el terremoto con la resistencia cíclica del suelo.

En pruebas de laboratorio, la licuación puede ser determinado como un incremento porcentual específico en la relación de presión de poro o en la deformación cortante (por ejemplo, $r_u=100\%$ o $\gamma=3\%$). Esta razón de exceso de presión de poro se expresa como:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_{vc}'} \quad (40)$$

donde Δu representa es el exceso de la presión de poro inducido por cargas cíclicas, y σ_{vc}' corresponde al esfuerzo efectivo vertical de consolidación.

Sin embargo, en estudios de campo, el fenómeno de licuación se evalúa a partir de manifestaciones observables, especialmente desde la superficie del suelo. Estas manifestaciones pueden interpretarse como señales de acumulación de presiones de poro o deformaciones significativas, tanto en términos cortantes como volumétricos.

El exceso de presión de poros (r_u) en un elemento se define tradicionalmente como $r_u = \frac{(u - u_o)}{\sigma_{vo}'}$, donde u es la presión de poro en el tiempo que (r_u) es definido, u_o es la presión de poro inicial, y σ_{vo}' es el esfuerzo vertical efectiva inicial. Esta definición para r_u fue desarrollada para situaciones simples en 1D con movimiento horizontal, como las representadas en una columna de análisis SHAKE. En estos casos, la tensión total vertical no cambia durante el sismo. El valor r_u es 0 al inicio del sismo y llega a 1 cuando las tensiones efectivas se vuelven nulas. El propósito de r_u es proporcionar una medida normalizada del incremento de presión de poros, donde 0 indica ningún incremento y 1 representa un estado de licuefacción.

En un análisis general 2D, la definición tradicional de r_u puede ser problemática debido a que las tensiones totales cambian durante el sismo por fluctuaciones temporales y cambios permanentes derivados de la redistribución de tensiones. La definición tradicional de r_u puede mostrar grandes fluctuaciones durante el sismo que no están relacionadas con la licuefacción. Debido a cambios permanentes en la tensión total, el valor máximo de r_u para un elemento licuado podría diferir significativamente de 1, situándose frecuentemente entre 0.7 y 1.5.

Se puede realizar un pequeño ajuste a la definición tradicional de r_u para mantener su propósito original. El exceso de presión de poros puede redefinirse como $r_u = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma_{vo}}$, donde σ'_{vo} es la tensión efectiva vertical en el momento en que se calcula r_u . Esta nueva definición conserva el carácter de la definición tradicional, aunque sigue presentando fluctuaciones relacionadas con cambios normales en las tensiones. Sin embargo, el nuevo r_u ahora es igual a 0 al inicio de la carga y a 1 en el instante en que desaparecen las tensiones efectivas. Esta mejora en la estabilidad al estimar valores de r_u cercanos a 1 es esencial al usar r_u como criterio para definir zonas licuables. (Beaty y Byrne, 2011)

Los resultados de las pruebas en modelo de centrífuga sobre la expansión lateral en depósitos de arena gruesa (arena de Nevada, $D_r=45\%$ con agua como fluido en los poros) evidenciaron que los excesos de presiones de poros ocurren poco después del inicio del movimiento sísmico. Estas presiones alcanzan un estado cuasi estable debido a la rápida generación y disipación durante las primeras fases del proceso. En particular, la razón de exceso de presión de poros (r_u) en la de concentración de esfuerzos cortantes oscila entre 0.7 y 1. En contraste, en las capas subyacentes no licuadas se registran valores de r_u por debajo de 0.7. Asimismo, se identificó que la capa completamente licuada, localizada sobre la zona de mayor esfuerzo cortante, así como una porción superior de esta, presenta valores de r_u iguales a 1. Estos resultados son clave para comprender el desarrollo del proceso de

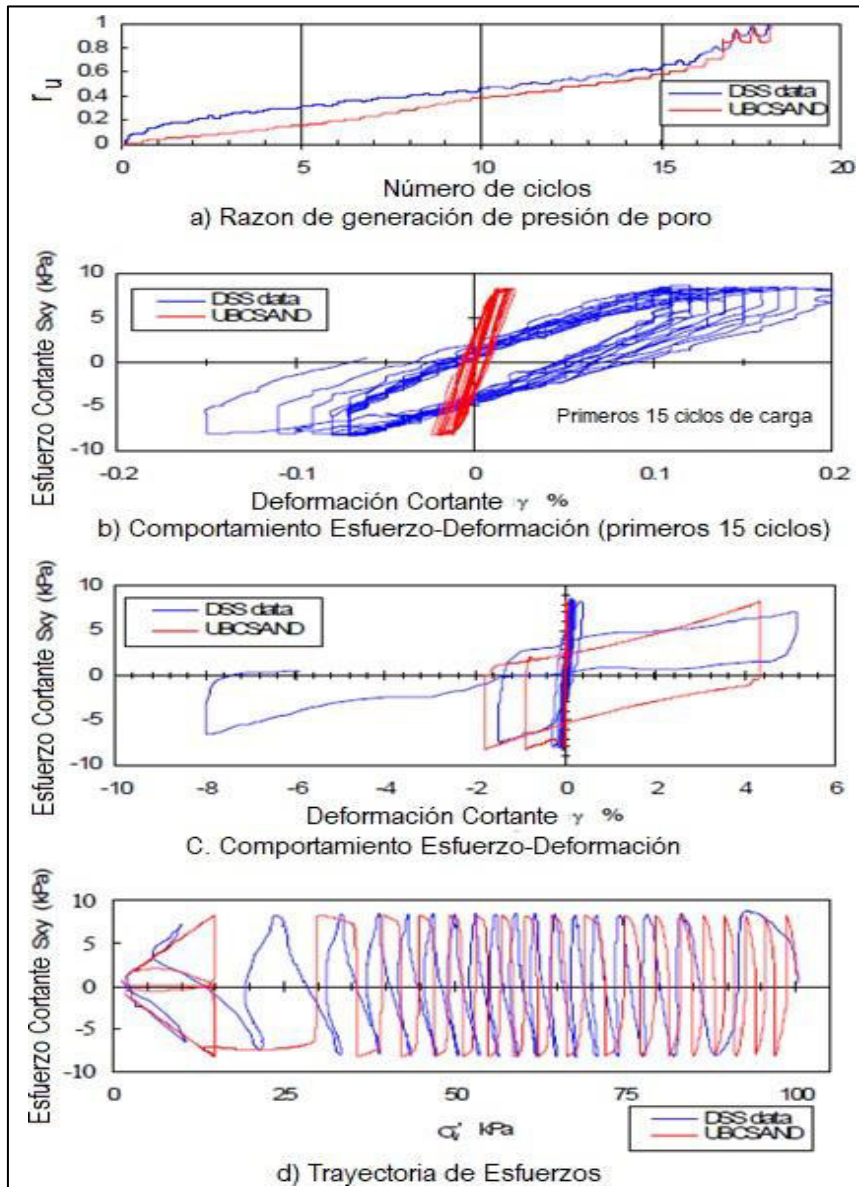
licuación y la redistribución de esfuerzos en suelos granulares expuestos a sollicitaciones dinámicas. (Tsukamoto y Ishihara,2022)

Un caso de simulación de razón de exceso de presión de poros modelado mediante UBCSAND se presenta en la Figura 52. En esta figura se destacan varios aspectos relevantes:

1. Figura 52 a: Representa la correspondencia entre la generación de exceso de presión de poros y la cantidad de ciclos aplicados, comparando datos experimentales obtenidos mediante ensayos de Corte Directo Simple (DSS) con las simulaciones obtenidas mediante el modelo UBCSAND.
2. Figura 52b: Detalla el comportamiento esfuerzo-deformación durante los primeros 15 ciclos de carga, evidenciando las similitudes y diferencias entre los datos experimentales y los resultados simulados.
3. Figura 52c: Expone el comportamiento esfuerzo-deformación en un rango más amplio, permitiendo evaluar la respuesta del material en condiciones cíclicas de mayor magnitud.
4. Figura 52d: Presenta la trayectoria de esfuerzos, donde se visualiza cómo evoluciona el esfuerzo cortante en función de los esfuerzos normales efectivos durante los ciclos de carga.

Figura 53

Ensayo de Corte Directo Simple (DSS) de laboratorio y modelo UBCSAND 904aR utilizando parámetros de entrada genéricos ($D_r = 40\%$, $\alpha = 0$, $K_o = 0.5$ en la simulación y $CSR = 0.0826$)



Nota. Reproducido de Beaty y Byrne (2011)

La resistencia a la corte cíclica de los relaves compuestos por arena y limo no plástico, proveniente de la mina de oro localizado al oeste de Quebec, Canadá, se evaluó considerando una deformación por corte de amplitud simple (γ) del 3.75%. Los resultados presentados en la Figura 53 corresponden a la prueba PL-01, la cual fue consolidada bajo

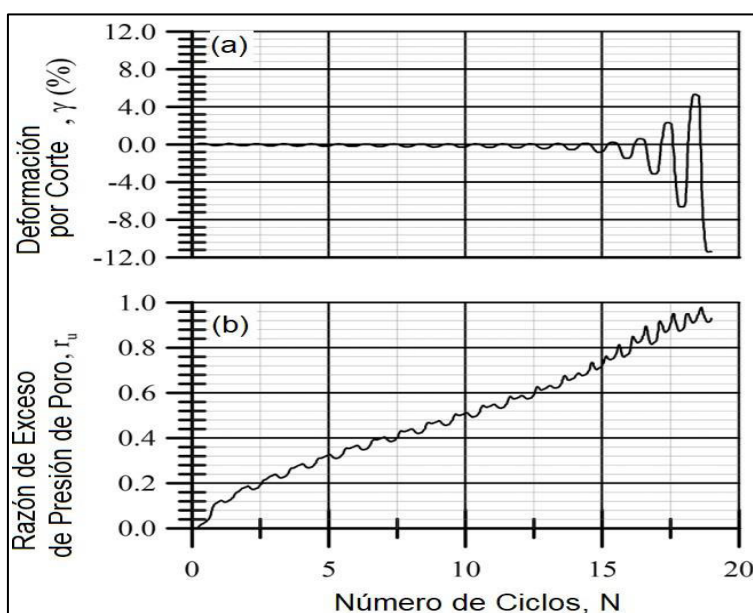
una presión vertical efectiva de $\sigma'_{vc} = 101.2 \text{ kPa}$ y sometida a una carga de corte cíclica con una amplitud de 10.2 kPa, correspondiente a una razón de esfuerzo cíclico (CSR) de 0.10. (James et al., 2011)

En la Figura 52a, se observa que la amplitud de la deformación por corte (γ) incrementó a un ritmo lento hasta el decimosexto ciclo de carga, momento a partir del cual las amplitudes experimentaron un incremento significativo. Por otro lado, en la Figura 53b, la evolución del exceso de presión de poros (Δu), representada mediante la razón de exceso de presión de poros $r_u \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}} \right)$, mostró incrementos y decrementos progresivos en cada ciclo de carga, evidenciando un aumento acumulativo durante el proceso de carga cíclica.

El análisis de la respuesta de la presión de poros revela que todas las muestras alcanzaron una deformación por corte de $\gamma = 3.75\%$ antes de que se desarrollara una razón de exceso de presión de poros (r_u) igual a 1. Por lo tanto, este valor de deformación puede considerarse como un umbral de referencia para la iniciación de la licuación de los relaves.

Figura 54

Resultados Típicos de la prueba Corte Directo Cíclico Simple (CDSS) de Espécimen de relave de mina de oro ($\sigma'_{vc} = 101.2 \text{ kPa}$, $CSR = 0.10$). (a) γ versus N ; (b) r_u versus N



Nota. Elaboración propia

E. Correlaciones de parámetros UBCSAND-SPT. Al igual que la mayoría de los modelos de licuación, UBCSAND es un modelo descriptivo y sus parámetros se determinan mediante ajuste de curvas, preferiblemente a partir de ensayos de corte simple directo no drenado cíclico (DSS). Sin embargo, en muchos casos estas pruebas no están disponibles y existen datos de pruebas in situ como el ensayo de penetración estándar (SPT) o el ensayo de penetración de cono (CPT). Por esta razón, para el modelo UBCSAND, se han propuesto ciertas correlaciones que conectan los parámetros del modelo con las mediciones corregidas del conteo de golpes equivalente de arena limpia en SPT ((N_{160})).

Estas correlaciones son las siguientes:

$$K_G^e = 21.7 \times 20 \times (N_{160})^{0.333} \quad (41)$$

$$K_B^e = K_G^e \times 0.7 \quad (42)$$

$$K_G^p = K_G^e \times (N_{160})^2 \times 0.003 + 100 \quad (43)$$

$$\varphi_{pi} = \varphi_{cv} + (N_{160})/10 \quad (44)$$

Donde φ_{pi} es el ángulo de fricción pico para valores de (N_{160}) menores de 15, mientras que para valores mayores se sugiere un aumento adicional como se describe en la relación (45):

$$\varphi_p = \varphi_{pi} + \max(0.0, \frac{(N_{160}-15)}{5}) \quad (45)$$

Los valores de m_e y n_e se consideran iguales a 0.5 y el valor de n_p igual a 0.4 por defecto. Para la relación de falla, se aplica la siguiente correlación:

$$R_f = 1.1 \times (N_{160})^{-0.15} \quad (46)$$

Siempre que el valor resultante sea menor que 0.99; de lo contrario, se utiliza un valor de 0.99. En cuanto al factor de densificación (f_{achard}), el valor sugerido para UBCSAND es 1.0. (Chou et al., 2021)

La densidad relativa del suelo (D_r) también se puede determinar a partir del SPT $(N_1)_{60}$:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{c_d}} \quad (47)$$

El rango de c_d está entre 36 y 60. Utilizando un valor de 46 para evaluar la consistencia de las correlaciones de activación de la licuación basadas en SPT y CPT. Este valor se considera una suposición razonable y se utilizó para la estimación de los valores iniciales de $(N_1)_{60}$ en los ensayos de laboratorio.

2.1.7. Análisis de estabilidad post sismo

Durante el periodo posterior a un evento sísmico, las fuerzas que actúan sobre la masa del suelo, producto de las perturbaciones inducidas por el sismo, tienden a redistribuirse, provocando un ajuste del depósito hacia una nueva condición de estado permanente. El análisis de estabilidad post-sismo permite evaluar si se ha generado licuación, en cuyo caso el material puede experimentar colapso. Tal situación puede conllevar consecuencias críticas, tales como deformaciones significativas, desplazamientos masivos o incluso el colapso de infraestructuras construidas con o sobre el suelo afectado, como presas o terraplenes.

Cabe resaltar que no siempre es necesario que ocurra licuación para que un sismo tenga efectos severos sobre la estabilidad de un talud o estructura geotécnica.

2.1.7.1. Análisis de estabilidad post sismo por método equilibrio limite. Luego de un terremoto, la estabilidad de un talud puede verse comprometida debido a la reducción progresiva de la resistencia al corte del suelo provocada por la carga cíclica. Esta disminución puede derivar, o no, en licuación. La evaluación de la estabilidad en condiciones posteriores a un sismo se puede abordar a través de tres etapas:

Paso 1: Determinar si ocurrirá la licuación

El primer paso para evaluar las pérdidas de resistencia del suelo es determinar si este es susceptible a licuación. Este análisis combina enfoques semiempíricos basados en ensayos de campo, estudios previos y, en algunos casos, modelos numéricos. Se enfoca principalmente en terrenos horizontales. Los métodos más adecuados para medir la resistencia del suelo a la licuación incluyen:

- Ensayos de penetración con cono (CPT): Miden directamente la resistencia del suelo y proporcionan datos altamente correlacionados con la susceptibilidad a licuación.
- Ensayos de penetración estándar (SPT): Proporciona valores de resistencia N , los cuales son ampliamente utilizados para estimar la capacidad del suelo frente a fenómenos de licuación, a través de correlaciones empíricas ampliamente validadas.
- Mediciones de velocidad de ondas de corte: Relacionan la rigidez del suelo con su resistencia a la licuación mediante análisis de velocidad de propagación de ondas.
- Ensayos de penetración Becker (BPT): Especialmente útiles para suelos gruesos y gravas, donde los ensayos SPT o CPT pueden no ser efectivos.

Se han desarrollado diversas correlaciones para relacionar las características de resistencia o rigidez del suelo con los esfuerzos cortantes cíclicos necesarios para causar licuación. Estos esfuerzos se expresan mediante la relación de resistencia cíclica (CRR), que se define como el cociente entre el esfuerzo cortante cíclico requerido para licuar el suelo ($\tau_{ciclico}$) y la presión efectiva de consolidación vertical (σ'_v).

Con base en los resultados de uno o más de estos ensayos, se estima el CRR, que luego se compara con la ratio de esfuerzo cíclico (CSR) inducido por el sismo para

determinar si ocurrirá licuación. El CSR está directamente relacionado con la severidad de las aceleraciones sísmicas y las condiciones del terreno. (Armacanqui, 2021)

Además de los enfoques tradicionales, se pueden utilizar métodos numéricos y modelos constitutivos avanzados como el modelo UBCSAND, aplicado en simulaciones de licuación. Este modelo se basa en parámetros de entrada obtenidos de ensayos de laboratorio o de campo (como SPT o CPT) y simula el comportamiento dinámico del suelo bajo cargas sísmicas. UBCSAND permite predecir el desarrollo de presiones de poro, la acumulación de deformaciones y la pérdida de rigidez en suelos licuables.

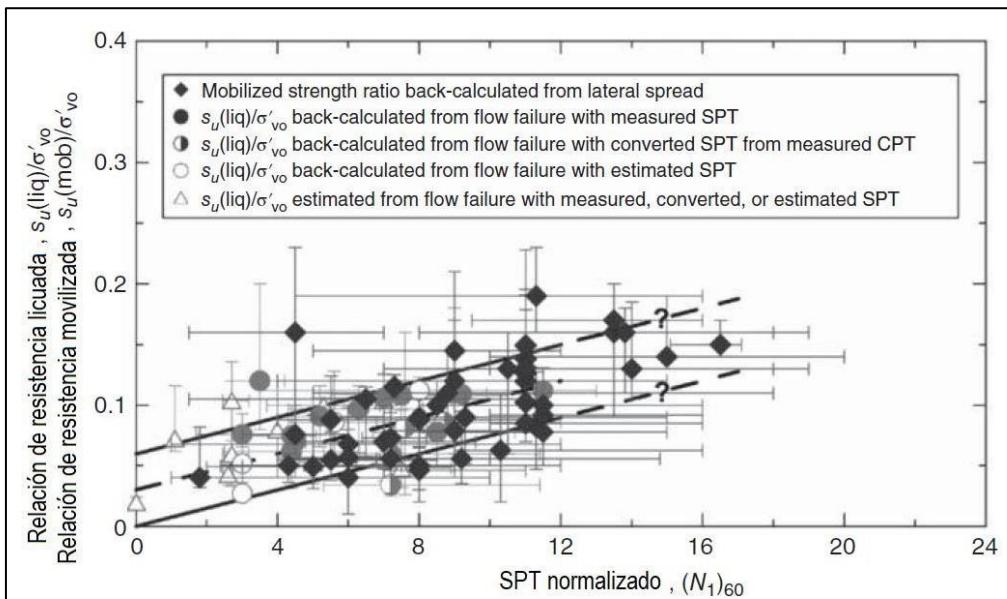
El uso de métodos numéricos complementa las evaluaciones tradicionales, proporcionando un enfoque más detallado y preciso para evaluar el riesgo de licuación en escenarios complejos, como terrenos inclinados o suelos heterogéneos. (Byrne et al., 2011)

Paso 2: Estimar la resistencia a corte residual no drenada

Si el suelo es susceptible a licuación, los valores de la resistencia residual no drenada (S_r) deben medirse o estimarse. Esta resistencia requiere habilidad en el muestreo de suelos y en ensayos de laboratorio. Existen correlaciones empíricas que permiten asociar los valores de resistencia no drenada con los resultados del ensayo SPT. Un ejemplo de ello se muestra en la Figura 54.

Figura 55

Correlaciones de la relación de resistencia licuada con los resultados de SPT

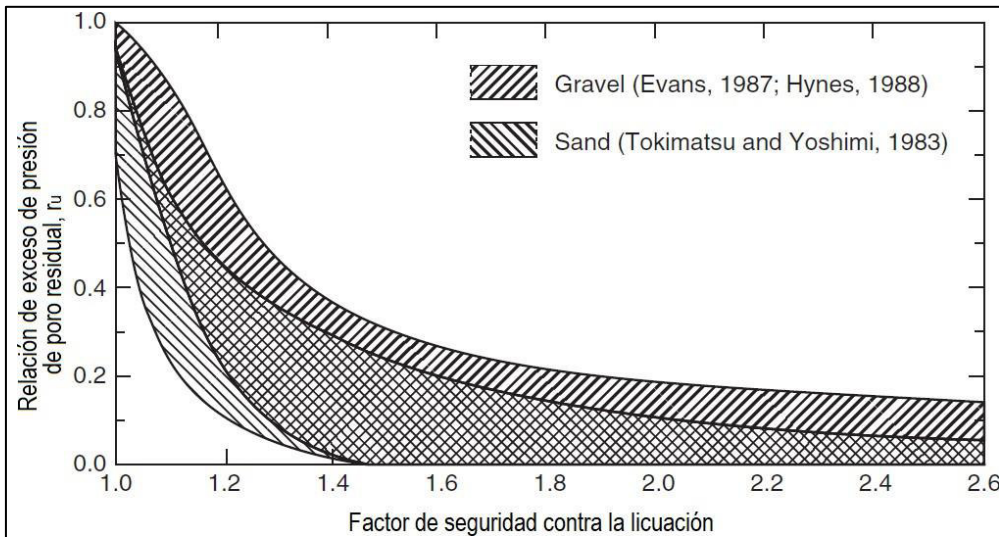


Nota. Reproducido de Olson y Johnson (2008)

Aunque un suelo no llegue a licuar durante un terremoto, es posible que las presiones de poro aumenten, lo que podría reducir la resistencia al corte del suelo. Las presiones de poro generadas por el terremoto pueden estar relacionadas con el factor de seguridad contra licuación, definido como el esfuerzo cortante cíclico dividido por el esfuerzo cortante cíclico necesario para causar licuación, basado en las estimaciones de la ratio de resistencia cíclica descrito previamente. Las curvas en la Figura 55 para estimar las presiones de poro residuales excesivas. Sin embargo, se debe tener cuidado al usar estas curvas y al definir las presiones de poro que se emplearán en representaciones de esfuerzos para calcular la resistencia al corte. (Marcuson y Hynes, 1990)

Figura 56

Relaciones típicas de exceso de presión de poro residual como función del factor de seguridad contra la licuación para arenas y gravas



Nota. Reproducido de Marcuson y Hynes (1990)

Paso 3: Calcular la estabilidad del talud

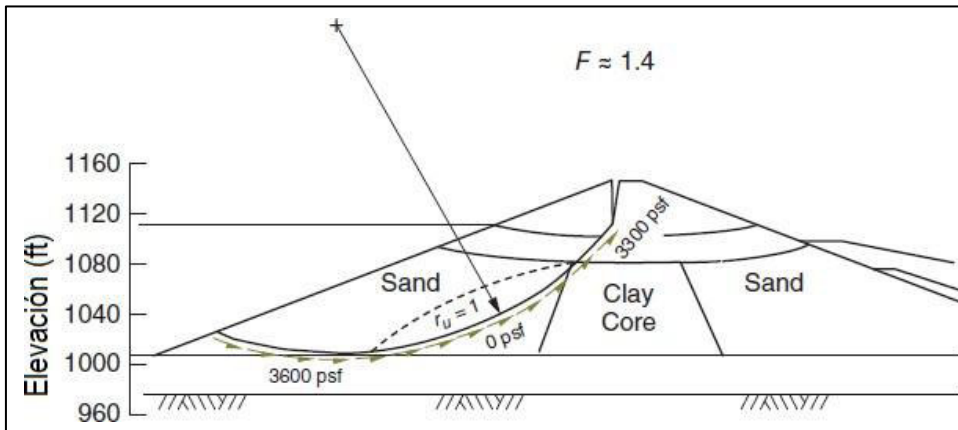
Una vez que se han determinado las resistencias al corte posteriores al terremoto, se realiza un análisis convencional de estabilidad de taludes bajo condiciones estáticas. Para algunos suelos y geometrías de taludes, la resistencia al corte no drenado después de la carga sísmica puede representar la resistencia mínima, la cual irá aumentando gradualmente con el tiempo después del terremoto. Para estos suelos y taludes, los cálculos de estabilidad pueden realizarse utilizando resistencias al corte no drenadas que reflejen los efectos de la carga cíclica, como se discutió en las secciones anteriores.

Sin embargo, para otros suelos, especialmente aquellos que dilatan durante el corte, la resistencia al corte puede disminuir con el tiempo después del terremoto a medida que el suelo drena y el agua migra de zonas de alta presión de poro a zonas de menor presión. La presa inferior de San Fernando está representada en las Figuras 56 y 57. El resultado de factor de seguridad calculado usando resistencias no drenadas inmediatamente después del

terremoto (Figura 56) fue de 1.4, mientras que el factor de seguridad que considera drenaje parcial y redistribución de la presión de poro (Figura 57) fue de solo 0.8. (Seed, 1979)

Figura 57

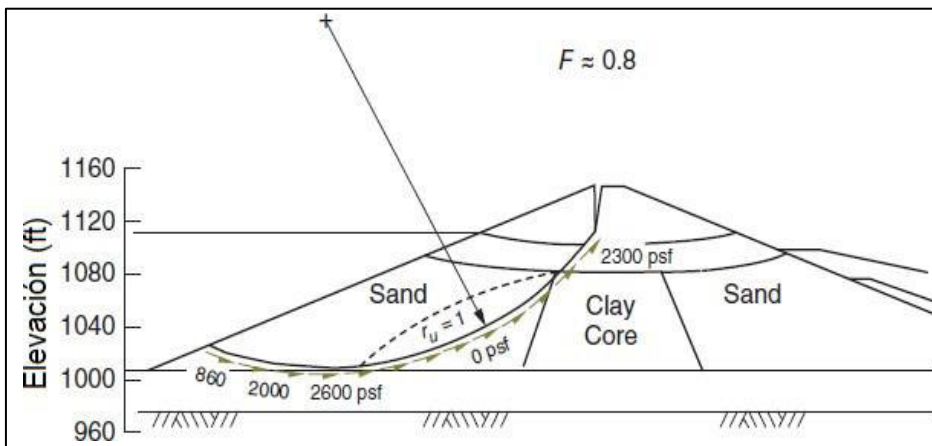
Estabilidad de la Presa de San Fernando inmediatamente después del sismo



Nota. Reproducido de Seed (1979)

Figura 58

Estabilidad de la presa inferior de San Fernando después del drenaje parcial y la redistribución de las presiones de poro tras el terremoto



Nota. Reproducido de Seed (1979)

Estimaciones de resistencia residual:

La resistencia residual de los suelos puede determinarse directamente mediante pruebas de laboratorio en muestras del sitio o indirectamente correlacionando los valores

equivalentes de golpes del SPT en arena limpia, $(N_1)_{60-cs}$, con la resistencia residual utilizando la relación. (Weber et al., 2022)

De manera alternativa, las fórmulas empíricas (Eqs. 48 y 49) pueden emplearse para determinar la resistencia residual promedio para un valor dado de $(N_1)_{60-cs}$. Estas fórmulas se reescriben a continuación para mayor conveniencia:

$$S_r = 0.0284 * Pa * e^{0.173(N_1)_{60-cs}} \quad (48)$$

Con un valor límite inferior dado por:

$$S_r = 0.087 * \sigma'_{vo} \quad (49)$$

Cabe señalar que las ecuaciones empíricas mencionadas se basaron en la compilación de datos de resistencia residual de suelos licuados con valores de $(N_1)_{60-cs}$ menores a aproximadamente 15. El uso de estas fórmulas empíricas para suelos licuados con valores de $(N_1)_{60-cs}$ mayores a 15 debe realizarse con precaución.

2.1.7.2. Guías y recomendaciones de factor de seguridad mínima para taludes de presas de relaves. De acuerdo con las directrices de The Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD, 2019) sobre las presas de relaves, publicado después del evento catastrófico de Brumadinho (Brasil) y proporciona directrices para diversos aspectos del diseño y la gestión de relaves. La Tabla 6 presenta los valores mínimos recomendados del factor de seguridad. También se proporciona orientación sobre las consideraciones de resistencia al corte.

Los factores de seguridad aceptados de la Tabla 7 tiene en cuenta la fiabilidad de los datos utilizados en el análisis de estabilidad, la probabilidad de la condición de carga y las consecuencias de una posible falla. La adecuación de estos factores de seguridad calculados depende de la conservación de los supuestos realizados con respecto a la estratigrafía, la resistencia de los materiales, la presión del agua en los poros y las cargas aplicadas. Factores de seguridad más bajos en la evaluación estática pueden ser aceptables

para estructuras existentes con un desempeño demostrado, respaldado por un monitoreo adecuado o un análisis más sofisticado. (Canadian Dam Association [CDA], 2013)

Los parámetros específicos conocidos como "niveles de evaluación" para los factores de seguridad en presas de minería, detallados en las Tablas 8 y 9. Estos valores son considerados generalmente como una práctica aceptable si se cumplen. Sin embargo, en los casos donde no se alcancen dichos niveles, se recomienda llevar a cabo investigaciones adicionales y análisis detallados, complementados con el método observacional, para reducir las incertidumbres y permitir la adopción de objetivos más conservadores o adaptados a las condiciones específicas del proyecto.

La revisión, elaborada como respuesta al evento catastrófico en Brumadinho, refuerza los criterios mínimos necesarios para asegurar la estabilidad de taludes frente a diversas condiciones de carga. Estas incluyen cargas estáticas y sísmicas durante las fases de construcción, operación y transición. La guía pone énfasis en la importancia de combinar enfoques analíticos con observaciones de campo para validar los parámetros de diseño y gestionar adecuadamente los riesgos inherentes a las presas de relaves.

En este contexto, las Tablas 8 y 9 de la guía proporcionan valores de referencia que deben ser aplicados con precaución, adaptándose a las condiciones locales, los materiales y las configuraciones específicas de cada presa. Además, se subraya la necesidad de considerar escenarios críticos como deformaciones inducidas por sismos o el comportamiento post-licuación, aspectos cruciales para la seguridad de las estructuras y la protección de las comunidades y el medio ambiente aguas abajo. (CDA, 2019)

Tabla 6*Recomendaciones mínimas de factores de seguridad*

Condición de carga	Mínimo recomendado para presa de relaves	Resistencia al corte a ser utilizada para la evaluación
Drenado a largo plazo	1.5	Resistencia efectiva
No drenado a corto plazo (pérdida potencial de contención)	1.5	Resistencia al corte no drenado consolidado
No drenado a corto plazo (sin pérdida potencial de contención)	1.3	Resistencia al corte no drenado consolidado
Post-sísmico	1.0-1.2	Resistencia al corte post-sísmico

Nota. Elaboración propia**Tabla 7***Factores de Seguridad mínimas para la Estabilidad de Taludes-Evaluación Sísmica,**Seguridad de Presas*

Condición de Carga	Factor de seguridad mínimo
Pseudo-estático	1.0
Post-sísmico	1.2-1.3

Nota. Elaboración propia

Tabla 8

Factores de seguridad objetivo de nivel de evaluación de CDA para la evaluación de la estabilidad de taludes de presas de minería - carga estática - fases de construcción, operación y transición

Condición de Carga	Factor de	Talud
	Seguridad Mínimo	
Durante o al final de la construcción (antes de comenzar la deposición de relaves o el almacenamiento de agua)	1.3	Talud aguas abajo y aguas arriba
Durante la operación de una presa de minería al almacenar agua y/o relaves. También durante la construcción de aumentos de presa.	1.5	Talud aguas abajo y aguas arriba
Largo plazo (condiciones de estado estable con respecto a la configuración de la presa y filtraciones, nivel normal del reservorio)	1.5	Talud aguas abajo y aguas arriba
Descenso rápido total o parcial del nivel del agua	1.3	Talud aguas arriba

Nota. Elaboración propia

Tabla 9

Factores de seguridad objetivo de nivel de evaluación de CDA para la estabilidad de taludes - carga sísmica - fases de construcción, operación y transición

Método de análisis	Factor de seguridad mínimo	Talud
Post-sísmico	1.2	Talud aguas abajo y aguas arriba
Pseudo-estático	1.0	Talud aguas abajo y aguas arriba

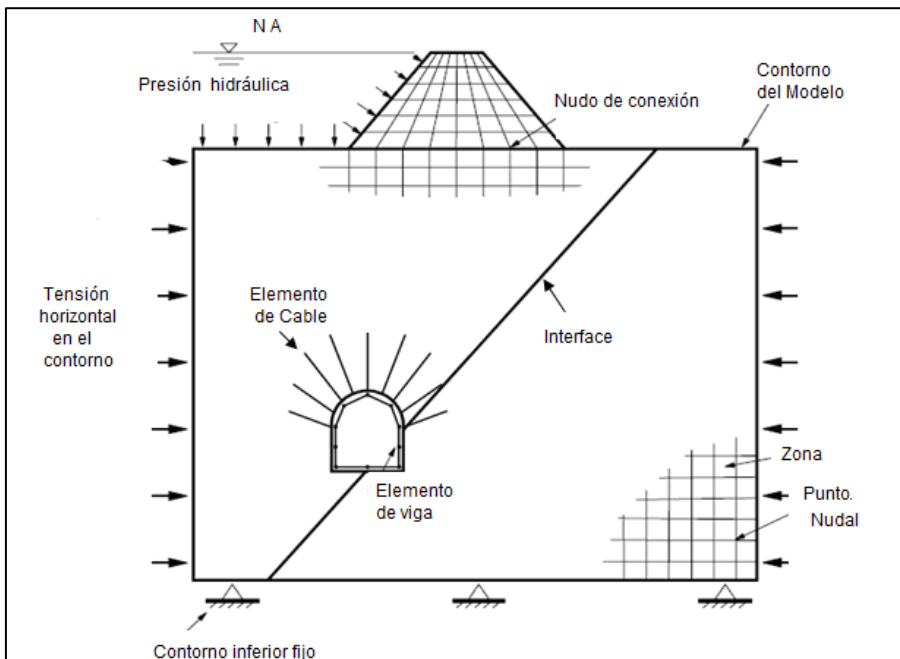
Nota. Elaboración propia

2.1.8. Modelamiento numérico con el programa FLAC

En la presente investigación se utilizará un programa para análisis 2D, en el cual se presentan estados planos de deformación, de tensión y axisimetría, estos se encuentran basado en el método de diferencias finitas, utilizando un algoritmo explícito en el tiempo para alcanzar la solución de problemas que implica suelos (relaves), rocas y otros materiales que muestran un flujo plástico cuando las tensiones de fluencia son alcanzadas.

La terminología utilizada en el FLAC es semejante al de los elementos finitos, con algunas excepciones como el empleo de zonas en vez de elementos. (Macedo et al., 2022)

El cuerpo sólido está dividido por el usuario en una malla formada por zonas cuadrilaterales a través de un algoritmo, poco versátil y algo ineficiente. Como regla general, la relación larga/altura de una zona debe ser mantenida tan próximo cuanto posible de la unidad y no debe superar la razón 1/5 para no obtener resultados potencialmente imprecisos, ver Figura 58.

Figura 59*Ejemplo de modelamiento en el FLAC**Nota.* Elaboración propia

Las ecuaciones de movimiento son usadas, aun cuando el sistema está en equilibrio estático, lo que permite al programa acompañar procesos físicamente inestables sin muchas dificultades numéricas como, por ejemplo, la ruptura progresiva de taludes y su colapso.

Un esquema de solución explícita en el tiempo es utilizado, permitiendo obtener soluciones por el FLAC con relaciones tensión x deformación no lineal casi con el mismo tiempo de procesamiento gastado en relaciones lineales. No es necesario el almacenamiento de matrices, como generalmente ocurre en el método de los elementos finitos, posibilitando así que un gran número de elementos sean modelados con poca memoria de computador. (Macedo et al., 2022)

Sin embargo, el programa FLAC presenta ciertas limitaciones en escenarios específicos cuando se compara con métodos que emplean formulaciones de elementos finitos. Por ejemplo: a) problemas lineales son ejecutados en tiempos mayores de procesamiento en el FLAC que en programas de elementos finitos; b) el tiempo de

procesamiento en el FLAC es proporcional a la razón entre el mayor y el menor período natural del sistema siendo modelado, lo que hace que ciertos problemas sean modelados de forma muy ineficiente como, por ejemplo, en casos de grandes variedades de tamaño de elementos o valores de módulos de elasticidad.

El FLAC v.7 contiene 11 modelos constitutivos implementados en el código computacional para modelamiento mecánico de suelos y rocas. Adicionalmente se tiene disponibles 5 módulos adicionales para el análisis dinámico, térmica, acoplamiento fluido-mecánico, para material que presentan comportamiento visco-plástico (creep) y se tiene la posibilidad de inclusión de nuevos modelos constitutivos definidos por el usuario.

El FLAC también opera en el modo large-strain en el cual los incrementos de desplazamientos son adicionados a las coordenadas de la malla de manera que esta se desplaza y se deforma conjuntamente con el material que representa. Este tipo de formulación es conocido como Lagrangeana. La relación constitutiva en cada paso del método explícito está formulada con pequeñas deformaciones, además es equivalente a un enfoque de grandes deformaciones para muchos pasos de cálculo.

Además de la utilización de comandos FLAC específicos, el programa también contiene un poderoso lenguaje de programación llamada FISH, posibilitando que el usuario escriba sus propias funciones y así amplia la utilidad del programa y la gama de sus aplicaciones. Muchas funciones FISH ya fueron escritas y se encuentran almacenadas en una biblioteca especial, pudiendo ser simplemente llamadas por el usuario o modificarlas para atender las condiciones específicas del problema en análisis.

A través del lenguaje de programación FISH es posible prescribir variaciones de propiedades en la malla, graficar e imprimir variables definidas por el usuario, implementar algoritmos de generación de mallas, especificar condiciones de contorno variables en el tiempo y espacio, desarrollar modelos constitutivos especiales, etc.

La utilización del FLAC no es tan simple como el caso de la mayoría de los programas de elementos finitos orientados a ingeniería geotécnica (Plaxis, GeoStudio, dentro de los principales), exige al usuario conocimiento de un número razonable de comandos y sus atributos y buenas nociones de programación en el lenguaje FISH. Una vez que estos aspectos sean conocidos y el usuario sea bien familiarizado con la estructura del programa, este se torna, sin duda, hoy en día en el software más completo disponible para el estudio de problemas relacionados con suelos y rocas. Dentro del programa se encuentra la opción modelo Finn/Martin y Finn/Byrne.

2.1.8.1. Aspectos del modelamiento dinámico.

A. Contornos silenciosos. Los métodos numéricos que se basan en la discretización de una región limitada del espacio requieren la definición de condiciones adecuadas en los bordes de las mallas. En análisis estáticos, los contornos elásticos o fijos (usados en técnicas de elementos de contorno) pueden ubicarse de manera realista a cierta distancia de la región de interés. En problemas dinámicos, las condiciones de borde pueden generar reflexiones de ondas que se propagan en el modelo, impidiendo la radiación de la energía necesaria hacia el modelo. El uso de modelos grandes puede mitigar este problema, ya que el amortiguamiento del material en el contorno absorbe la mayor parte de la energía de las ondas reflejadas desde los bordes lejanos. No obstante, esta solución conlleva una alta carga computacional. Una alternativa es el empleo de contornos silenciosos, como el contorno viscoso (silencioso) desarrollado por Lysmer y Kuhlemeyer en 1969.

El modelamiento de problemas de geomecánica implica que, en la escala de análisis, pueden ser considerados como infinitos. Las excavaciones subterráneas profundas son generalmente asumidas como rodeados por un medio infinito, mientras que las estructuras en la superficie son consideradas en medio semi-espacio. Los métodos numéricos dependientes de la discretización de las regiones finitas requieren que

condiciones de contorno sean adecuadamente prescritas. En el caso de análisis estáticos, las condiciones de contorno rígidas pueden ser realísticamente colocadas a alguna distancia de la región de interés sin comprometer la precisión del resultado. Sin embargo, en problemas dinámicos, este tipo de contorno podría causar la reflexión de ondas nuevamente para el interior del modelo, impidiendo la adecuada radiación de energía. La utilización de mallas de grandes proporciones podría minimizar el problema, considerando que el amortiguamiento del material podría disipar las ondas reflejadas de contornos distantes, pero esta solución conllevaría a tiempos de computación extremadamente elevados.

La alternativa es utilizar contornos silenciosos (quiet boundaries), los amortiguadores independientes son dispuestos a lo largo de los contornos del modelo en las direcciones normal y tangencial. Este método es casi completamente eficiente para ondas con ángulos de incidencia superiores a 30° , medidos en relación a los contornos. Para ángulos de incidencia bajos o en el caso de ondas superficiales, los amortiguadores aún presentan limitaciones en la absorción de energía, dado que esta no es completamente eficiente (por ello, estos contornos también se denominan de transmisión imperfecta). A pesar de ello, esta técnica tiene la ventaja de operar en el dominio del tiempo y ha demostrado ser efectiva a lo largo de los años en diversos programas numéricos, incluyendo aquellos basados en los métodos de elementos finitos y de diferencias finitas. Una mejora significativa en este tipo de contornos considera que el comportamiento de los amortiguadores también está influenciado por el coeficiente de Poisson del material.

La formulación de los contornos silenciosos propuesta por Lysmer y Kuhlemeyer (1969) considera los siguientes valores de tensión normal y tangencial al contorno:

$$t_n = -\rho C_p v_n \quad (50)$$

$$t_s = -\rho C_s v_s \quad (51)$$

donde:

t_n = tensión normal al contorno

t_s = tensión de corte al contorno

ρ = masa específica

C_p = velocidad de onda P

C_s = velocidad de onda S

v_n = componente normal de la velocidad en el contorno

v_s = componente tangencial de la velocidad en el contorno

Los valores de las tensiones t_n y t_s en el FLAC son aplicados en cada paso del tiempo de la misma manera que las condiciones de contorno son normalmente aplicadas.

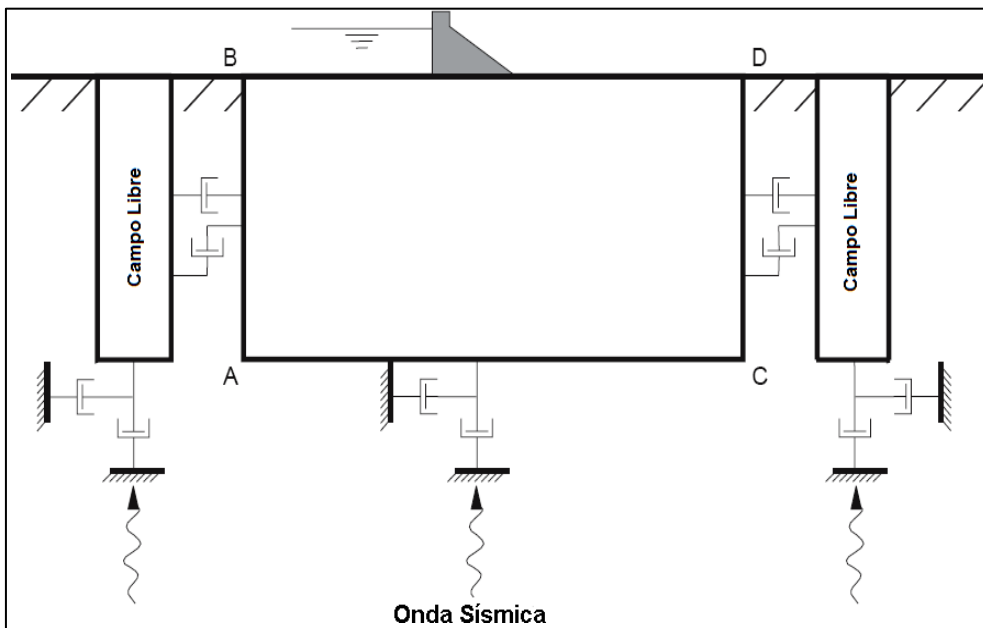
B. Contornos de campo libre. El análisis numérico de la respuesta dinámica de estructuras, como presas (Figura 59), requiere de la discretización de la región adyacente a su fundación. El registro sísmico es generalmente representado por ondas planas SV propagándose verticalmente y las condiciones de contorno deben considerar el movimiento de cuerpo libre que allí existiría en caso que la estructura estuviese ausente. Para imponer este tipo de condición, de manera que los contornos conserven sus características de absorción de ondas, FLAC considera la ejecución de un problema de propagación de ondas 1D, en la situación de campo libre, realizado simultáneamente con el análisis de la malla principal. (Torres, 2021)

De esta manera, las ondas planas que se proliferan verticalmente no sufren distorsión en el contorno porque las condiciones de campo libre son idénticas a aquellas del modelo semi-infinito. Si la malla principal es uniforme, y si hubiese estructura en la superficie, entonces los amortiguadores laterales no serían activados porque los contornos libres ejecutan el mismo movimiento de la malla principal. Aún si el movimiento de la

malla principal fuese diferente (causado, por ejemplo, por la radiación de las ondas secundarias por la estructura) entonces los amortiguadores absorberían energía de manera similar a los contornos silenciosos ya descritos. (Armacanqui, 2021)

Figura 60

Modelo para el análisis sísmico de una estructura de superficie y con condición de contorno en campo libre



Nota. Elaboración propia

Los bordes laterales de la malla principal se conectan con los de la malla de campo libre mediante amortiguadores viscosos, con el fin de simular un contorno silencioso (ver Figura 20). Las fuerzas desbalanceadas de la malla de campo libre se aplican en los bordes de la malla principal. Ambas condiciones se representan mediante las ecuaciones (52) y (53), que se refieren al contorno izquierdo. Expresiones similares se utilizan para describir el contorno derecho.

Relaciones que son aplicados a ambos lados del contorno son:

$$F_x = - \left[\rho C \left(v_x^m - v_x^f \right) - \sigma_{xx}^f \right] \Delta S \quad (52)$$

$$F_y = - \left[\rho C \left(v_y^m - v_y^f \right) - \sigma_{xy}^f \right] \Delta S \quad (53)$$

donde:

ρ = masa específica del material a lo largo del contorno vertical del modelo.

C_p = velocidad de onda P en el contorno.

C_s = velocidad de onda S en el contorno.

ΔS_y = tamaño de zona vertical media en los nudos del contorno.

v_x^m = velocidad x del nudo del contorno en la malla principal.

v_y^m = velocidad y del nudo del contorno en la malla principal.

v_x^{ff} = velocidad x del nudo del contorno en la malla de campo libre.

v_y^{ff} = velocidad y del nudo del contorno en la malla de campo libre.

σ_{xx}^{ff} = tensión horizontal media en el nudo de contorno de la malla de campo libre.

σ_{xy}^{ff} = tensión de corte media en el nudo de contorno de la malla de campo libre.

El modelo de campo libre consiste de una columna 1D de largo unitario. Está discretizado en n elementos correspondientes a las zonas de la malla principal, a lo largo de los contornos laterales. Las masas de los elementos son concentradas (lumped) en los $n+1$ puntos nodales. Una variación lineal del campo de desplazamientos es asumida en el interior de cada elemento del modelo de campo libre (esto es una distribución constante de tensiones o deformaciones en el interior de cada elemento).

C. Transmisión de ondas. Distorsiones numéricas de la propagación de ondas pueden ocurrir en un análisis dinámica a consecuencia del modelamiento. Tanto el espectro de frecuencias de la excitación dinámica cuanto a las características de propagación de ondas del sistema pueden afectar la precisión numérica de la transmisión de ondas a través del modelo discreto. Kuhlemeyer y Lysmer (1973) mostraron que, la representación más precisa de la transmisión de ondas el tamaño del elemento espacial $\Delta \ell$ debe ser menor que

aproximadamente $1/10$ a $1/8$ de la longitud de onda λ asociado a la mayor frecuencia del registro de entrada.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (54)$$

$$\Delta y \leq \frac{v_s}{10f} \quad (55)$$

D. Filtrado del registro sísmico. Para ciertos análisis (por ejemplo, en registros exhibiendo altas velocidades de pico en rápidos intervalos de subida), la aplicación de la ecuación (5) puede resultar en tamaños de zonas y pasos de tiempo muy pequeños, que implican en tiempos de procesamiento y cantidad de memoria. En tales circunstancias, el registro sísmico (historia de aceleraciones, velocidades o desplazamientos) debe ser tratado, por el reconocimiento de que a mayor parte de la potencia del sismo está contenida en las componentes de baja frecuencia. Por un proceso de filtrado de las altas frecuencias, una malla con zonas mayores puede ser utilizada sin significativo cambio en los resultados esperados. (Flac Version 7; Torres, 2021)

El procedimiento de filtrado puede ser ejecutado con una rutina de filtro pasa-baja utilizando la técnica de Transformada Rápida de Fourier (FFT). El programa FLAC tiene disponible una rutina escrita en el lenguaje FISH, denominada FILTER.FIS, lista para filtrar registros considerando determinada frecuencia de corte f_c . (Flac Version 7)

Bajas frecuencias también pueden ser filtradas a través de una rutina de filtro pasa-alta, removiéndose aquellas cuyo período es mayor que la duración del terremoto, pues esto tendrá que causar valores no nulos en el final de la historia de velocidades y desplazamientos.

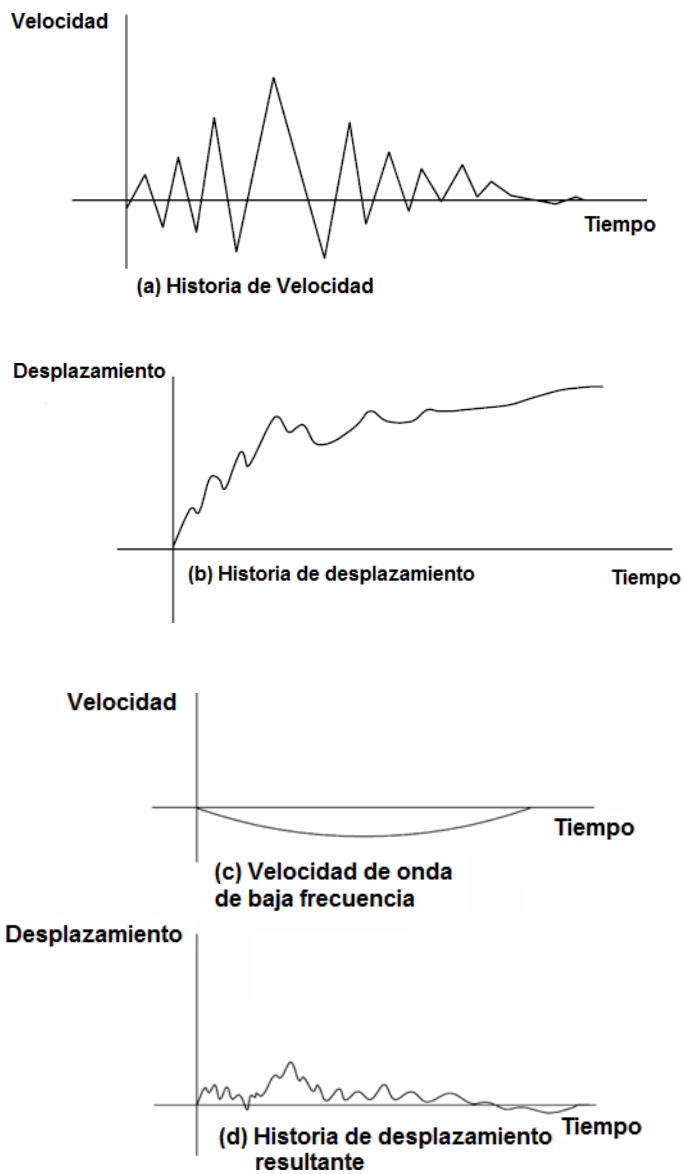
E. Corrección de la línea de base. El proceso de corrección de línea base se puede utilizar para imponer velocidades y desplazamientos residuales nulos al final del

movimiento sísmico. Este procedimiento, ilustrado en la Figura 60, puede explicarse de la siguiente manera:

- La historia de las velocidades se obtiene integrando en el tiempo la historia de las aceleraciones. En este cálculo, la velocidad final podría no ser nula (Figura 60a).
- La integración de la historia de las velocidades a lo largo del tiempo también puede dar como resultado un desplazamiento final no nulo (Figura 60b).
- Se puede seleccionar una onda de velocidad de baja frecuencia de manera que tanto la velocidad como el desplazamiento final sean nulos. Esta onda puede ser una función polinómica o periódica con parámetros libres (Figura 60c). Estos parámetros pueden ajustarse para obtener los resultados deseados, como se muestra en la Figura 60d.

La corrección de la línea base puede realizarse mediante la rutina de la biblioteca FISH denominada BASELINE.FIS. Si no se lleva a cabo la corrección de la línea base, la historia de aceleraciones sin corregir generará un error lineal en la historia de las velocidades y un error cuadrático en la historia de los desplazamientos

Una corrección de la línea base, es aplicar una corrección del desplazamiento en el final de los cálculos, si fuera constatada la existencia de un desplazamiento residual en el modelo completo. Esto puede ser realizado aplicándose una velocidad fija en la malla con el objetivo de reducir los desplazamientos a cero. Esta acción no afectará el mecanismo de deformación del modelo.

Figura 61*Proceso de corrección de la línea base**Nota.* Elaboración propia

F. Carga dinámica. En el FLAC la aplicación de la carga dinámica en el contorno del modelo puede ser sobre una de las siguientes maneras: una historia de aceleraciones, una historia de velocidades, una historia de tensiones o una historia de fuerzas. Las dos

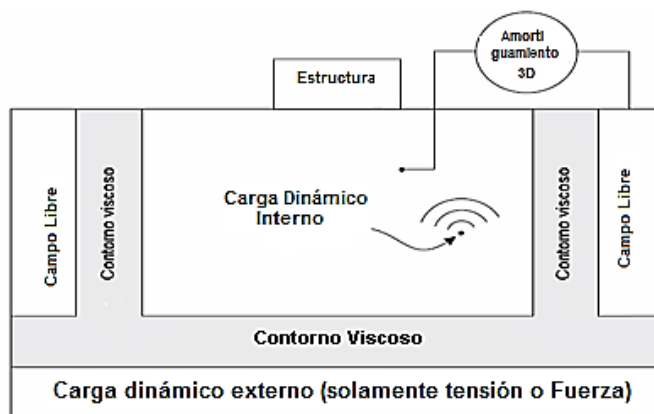
primeras son aplicadas en los casos con fundación sobre base rígida (roca) y los dos últimos para casos con fundación sobre base flexible (suelo), conforme se muestra en la Figura 61.

Una restricción cuando se considera historia de aceleración o de velocidad, es que estas cargas dinámicas no pueden ser aplicadas sobre contornos silenciosos, porque las características de estos serían significativamente alteradas. Para prescribir movimientos sísmicos sobre contornos silenciosos, una condición de carga en términos de tensiones debe ser utilizada, alternativamente (el registro de velocidades es transformado en un registro de tensiones y en seguida aplicado).

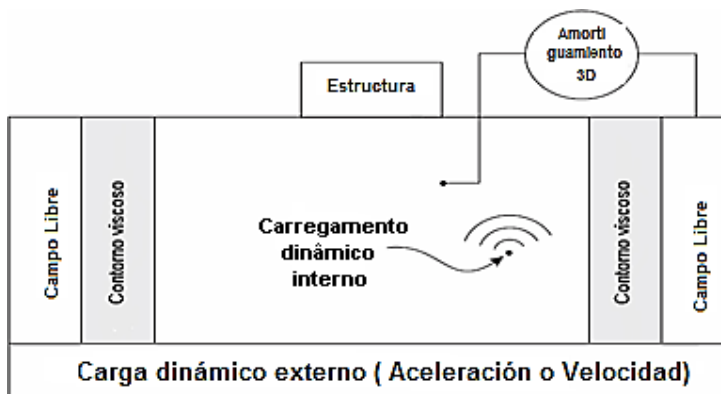
Figura 62

Condiciones de contorno y de carga dinámico

a) Base flexible



b) Base rígida



Nota. Elaboración propia

Una onda de velocidad puede ser convertida en una onda de tensión usando la formulación elástica:

$$\sigma_n = 2(\rho C_p) v_n \quad (56)$$

$$\sigma_s = 2(\rho C_s) v_s \quad (57)$$

donde:

σ_n = tensión normal aplicada.

σ_s = tensión de corte aplicada.

ρ = masa específica.

C_p = velocidad de propagación de onda P.

C_s = velocidad de propagación de onda S.

v_n = velocidad normal de partícula.

v_s = velocidad tangencial (corte) de la partícula.

La formulación líneas arriba asume propagación de ondas planas. El factor 2 en las ecuaciones 56 y 57 toma en cuenta el factor de que la tensión aplicada debe ser duplicada en relación a aquella prevista en un medio infinito porque mitad de la energía es absorbida por el contorno viscoso o puede ajustarse por corrección de carga en la base, así como indica en su manual de análisis dinámico de Flac Version 7.

G. Amortiguamiento mecánico. Los sistemas dinámicos naturales contienen algún grado de amortiguamiento de la energía de vibración, caso contrario oscilarían indefinidamente. El amortiguamiento del material explica el comportamiento inelástico de los materiales pues parte de la energía interna del ciclo de carga es almacenada por el

material durante el ciclo de descarga, haciendo con que ambas trayectorias no sean coincidentes, lo que caracteriza a los materiales elásticos.

El programa computacional FLAC utiliza un algoritmo dinámico para dos clases generales de problemas: cuasi-estáticos y dinámicos, tal como se indica en su manual de análisis dinámico Flac Version 7.

Los Problemas cuasi-estáticos requieren mayores amortiguamientos para rápida convergencia al equilibrio y el algoritmo usado en estos casos es el de amortiguamiento local. Para situaciones de problemas dinámicos son disponibles los amortiguamientos Rayleigh, amortiguamiento histerético y, en algunos casos especiales, también el amortiguamiento local. (Diaz et al., 2022)

H. Amortiguamiento de Rayleigh. El amortiguamiento de Rayleigh fue originalmente usado en el análisis dinámico de estructuras y cuerpos elásticos para amortiguar los modos de oscilación natural del sistema. Las ecuaciones son expresadas de forma matricial, donde la matriz de amortiguamiento $[C]$ es utilizada con componentes proporcionales a las matrices de masa $[M]$ y de rigidez $[K]$.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (58)$$

Donde:

α = Constante de amortiguamiento proporcional a la masa

β = Constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez

Para bajas frecuencias del sistema, la primera componente α es dominante, mientras que para altas frecuencias β es más relevante, como se puede notar en la Figura 62.

Para un sistema con múltiples grados de libertad, la razón de amortiguamiento crítico, ξ_i , en cualquier frecuencia angular del sistema, ω_i , puede ser escrita como:

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (59)$$

o

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega_i \right) \quad (60)$$

La Figura 62 muestra la variación da razón de amortiguamiento crítico normalizado en relación a la frecuencia angular, ω_i . Se muestran tres curvas: una para la componente de masa, otra para la de rigidez, y una más que representa la suma de ambas. Como se puede observar, el amortiguamiento proporcional a la masa del sistema es más significativo en los intervalos de bajas frecuencias angulares, mientras que el amortiguamiento proporcional a la rigidez predomina a frecuencias angulares más altas. (Diaz et al., 2022)

La curva representando la suma de ambas componentes alcanza un valor mínimo en:

$$\xi_{\min} = (\alpha \beta)^{\frac{1}{2}} \quad (61)$$

$$\omega_{\min} = (\alpha / \beta)^{\frac{1}{2}} \quad (62)$$

o

$$\alpha = \xi_{\min} \omega_{\min} \quad (63)$$

$$\beta = \xi_{\min} / \omega_{\min} \quad (64)$$

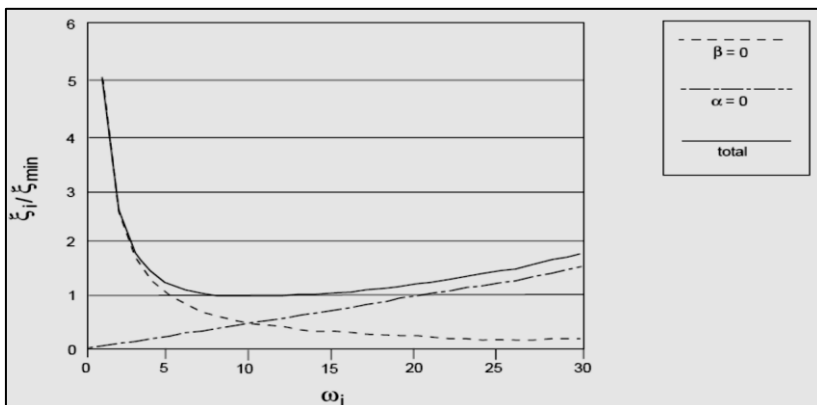
La frecuencia mínima es escrita con:

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \quad (65)$$

Nótese que solamente en la frecuencia f_{\min} el amortiguamiento de Rayleigh está compuesto por partes iguales de amortiguamiento proporcional a la masa y proporcional a la rigidez.

Figura 63

Variación de la razón de amortiguamiento crítico normalizada en relación a la frecuencia angular



Nota. Elaboración propia

En el FLAC el amortiguamiento de Rayleigh es especificado a través de los parámetros f_{\min} (Hz) y ξ_{\min} .

Como el amortiguamiento en suelos es prácticamente independiente de la frecuencia, podemos estimar ξ_{\min} , conforme Tabla 10, y calcular ω_{\min} como aproximación de la frecuencia angular predominante del sistema no amortiguado.

Tabla 10

Valores típicos de razón de amortiguamiento crítico

Tipo de suelo	Razón de amortiguamiento crítico	Referencia
Cantos rodados y arena seca	0.03 – 0.07	Weissmann e Hart (1961)
Arena seca y saturada	0.01 – 0.03	Hall e Richardt (1963)
Arena seca	0.03	Whitman (1963)
Arena seca y saturada	0.03 – 0.06	Barkan (1962)
Cantos rodados		
Arcilla	0.02 - 0.05	Barkan (1962)
Arena limosa	0.03 – 0.10	Stevens (1965)

 Arena seca

0.01 – 0.03

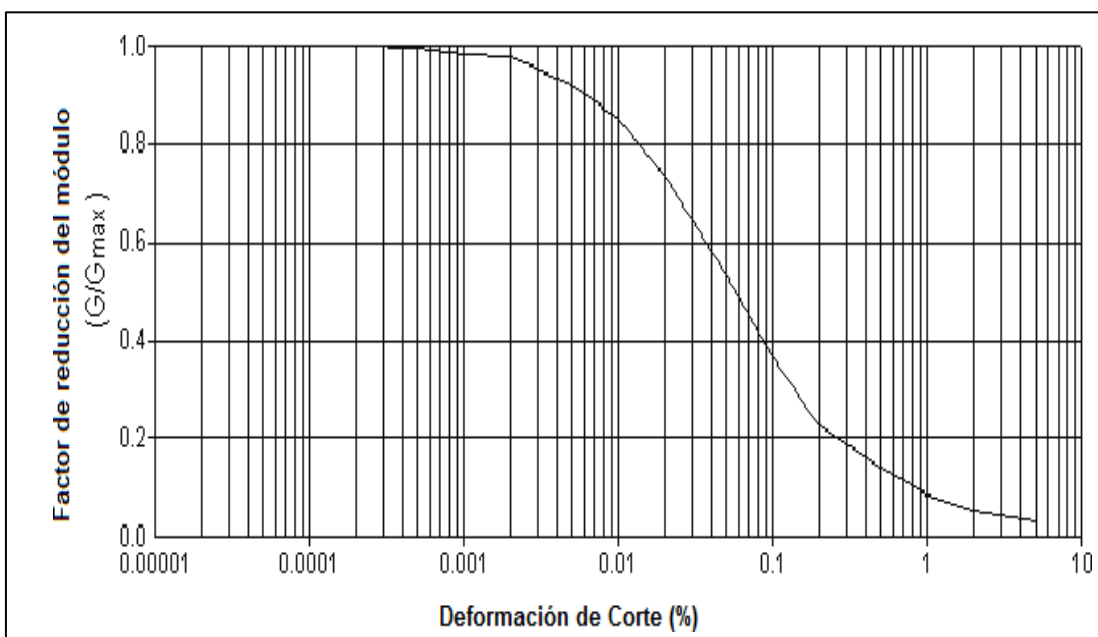
Hardin (1965)

 Nota. Elaboración propia

I. Amortiguamiento histerético. El modelo lineal equivalente ha sido usado por muchos años para calcular la respuesta dinámica de suelos y de macizos rocosos y en el estudio de problemas de propagación de ondas. El método no captura directamente cualquier efecto no-lineal, pues asume linealidad durante el proceso de resolución. Para representar adecuadamente los efectos no lineales, se utilizan funciones que describen la degradación del módulo de corte, como se muestra en la Figura 63 y el incremento de la razón de amortiguamiento en función de los niveles de las deformaciones de corte.

Figura 64

Límite superior de la curva de reducción del módulo de corte para arenas propuesta



Nota. Elaboración propia

Una motivación adicional para la utilización de los datos obtenidos en ensayos cíclicos de laboratorio en un modelo de amortiguamiento histerético es que la necesidad de amortiguamientos adicionales, como el de Rayleigh, sería eliminada. El amortiguamiento de Rayleigh es poco usual entre los usuarios de programas computacionales, pues implica

una drástica reducción en el paso de tiempo de la solución y, consecuentemente, un significativo incremento en el tiempo de procesamiento. (Diaz et al., 2022)

El problema principal con el amortiguamiento histerético implementado en la versión 8 del programa FLAC, utilizada en la elaboración de esta investigación, es que la curva de degradación del módulo G (o Gsec) es obtenida directamente de ensayos de laboratorio, pero el valor correspondiente de la razón de amortiguamiento crítico ξ es obtenida con base en la formulación teórica de la ecuación (66), como sigue:

$$\xi = \frac{W_d}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{lazo}}{G \gamma^2} \quad (66)$$

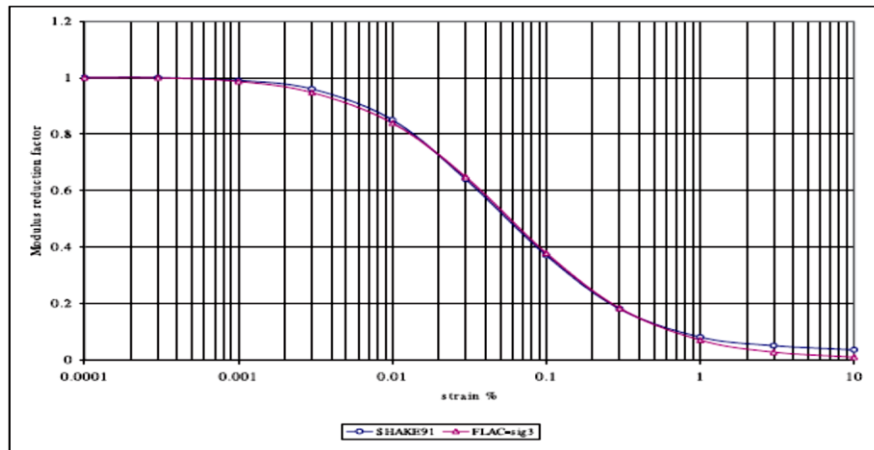
Donde W_d es la energía disipada en el ciclo, W_s es la energía de deformación máxima y A_{lazo} el área del lazo de histéresis.

En consecuencia, la curva de degradación del módulo coincide con aquellas de otros programas computacionales que emplean el modelo lineal equivalente, como el SHAKE mostrado en la Figura 64, pero las curvas de incremento de razón de amortiguamiento crítico son incompatibles, para todo el intervalo de deformaciones, con aquellas obtenidas de ensayos de laboratorio e incorporadas directamente en el programa SHAKE como se muestra en la Figura 64.

Debido a la inconsistencia observada en las curvas de incremento de la razón de amortiguamiento crítico, que no pueden ser modificadas por el usuario del programa FLAC, se sugiere entonces que un enfoque de compromiso sea adoptado, procurando coincidir las curvas teóricas y de laboratorio en el intervalo de deformaciones esperados del problema en análisis.

Figura 65

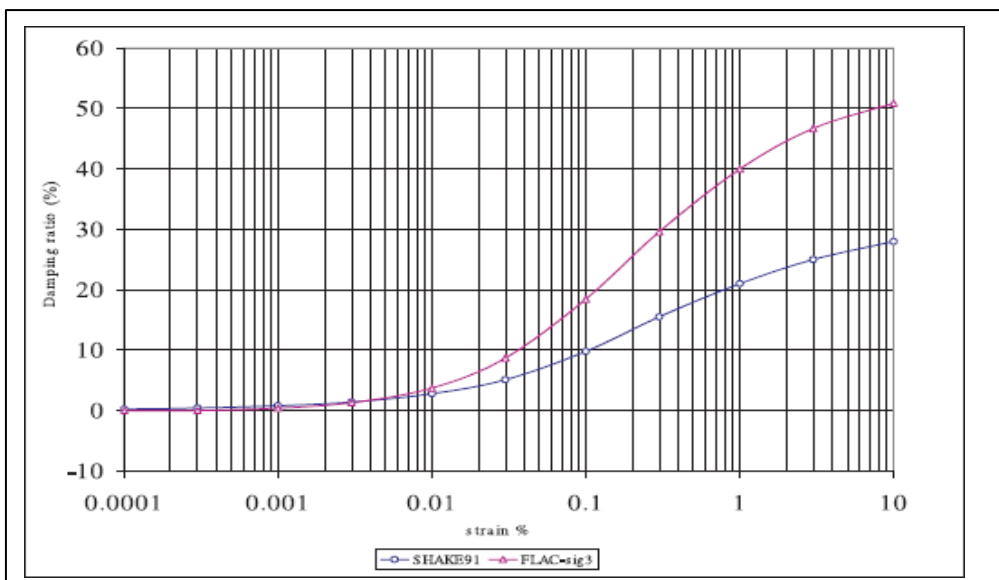
Curvas de degradación de G en el modelo lineal equivalente implementado en los programas computacionales SHAKE y FLAC



Nota. Elaboración propia

Figura 66

Curvas de incremento de la razón de amortiguamiento crítico en el modelo lineal equivalente implementado en los programas computacionales SHAKE y FLAC v.5



Nota. Elaboración propia

J. Amortiguamiento local. El amortiguamiento local fue desarrollado para simulaciones de equilibrio estático. Sin embargo, presenta algunas características que

hacen atractivo también para las simulaciones dinámicas. El algoritmo consiste en amortiguar el movimiento de aceleración por la adición de masa aparente en ciertos instantes de tiempo (cuando la velocidad es nula) y eliminación en otros instantes, cuando la aceleración fuera nula (i.e. en los instantes de velocidad máxima). Durante un ciclo de oscilación, la masa total del sistema es por tanto conservada, pero la energía cinética es removida dos veces del sistema. Note que en el punto de velocidad máxima la masa aparente es removida, pero no hay discontinuidad en la aceleración, pues la misma es nula en ese instante. (Diaz et al., 2022)

La cantidad de energía disipada ΔW es proporcional a la máxima energía de deformación transiente W y la razón $\Delta W / W$ es independiente de la frecuencia, pudiendo ser relacionada con una razón de amortiguamiento crítico ξ a través de:

$$\alpha_L = \pi\xi \quad (67)$$

Donde α_L es el coeficiente de amortiguamiento local.

El amortiguamiento local parece dar buenos resultados en casos simples donde el amortiguamiento es independiente de la frecuencia y no hay necesidad de la estimativa de frecuencias naturales del sistema siendo modelado. Para las situaciones de registros con complejas formas de ondas, es evidencia de que la amortiguación local amortigua las componentes de alta frecuencia, pudiendo introducir “ruidos” de alta frecuencia.

2.2. Base filosófica

¿Cómo es posible que siendo Dios habiendo creado las mejores cosas de la vida y siendo tan omnipotentemente sabio permita que haya terremotos en el mundo?, ¿A caso no sabe él que la consiguiente destrucción de personas y bienes materiales imprescindibles para vivir? Así preguntaba Voltaire dado el desastre de Lisboa, ocurrido el 1 de noviembre de 1755.

La filosofía del diseño sísmico resistente tiene como premisa salvaguardar la vida humana durante la ocurrencia de un terremoto destructivo, el persuasivo método constructivo o la mayor conveniencia económica. El objetivo del diseño sísmico resistente se basa en el de análisis, diseño y detallado de las estructuras de manera que su comportamiento durante la ocurrencia del terremoto de diseño, como lo constituyeron las diferentes recopilaciones, permita que las mismas, incurrieren en el campo inelástico con una buena performance, para consumar con la filosofía básica del diseño sísmico resistente. Esto se debe a que tiene suma influencia hacer un excelente detalle de las armaduras para asegurar que la estructura se deforme adecuadamente, disipando energía en los elementos que se diseñaron con ese mismo objetivo. La experiencia de sismos recientes ha puesto en evidencia una significativa limitación del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados. El desempeño de una construcción durante un sismo no se da de manera explícita en los dichos códigos ni en los enfoques empleados, hay que estos no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sísmico.

La filosofía de diseño aplicada a presas de relaves en regiones sísmicas se basa en principios clave para garantizar su estabilidad y seguridad a lo largo de su vida útil. En primer lugar, estas estructuras deben diseñarse para resistir eventos sísmicos frecuentes sin sufrir daños que comprometan su funcionalidad. Dado que una presa de relaves puede estar en operación durante varias décadas, su desempeño estructural debe garantizar la integridad frente a movimientos sísmicos.

En segundo lugar, se reconoce que durante sismos de gran magnitud existe la posibilidad de que la presa experimente deformaciones o daños localizados; sin embargo, el diseño debe evitar en todo momento su colapso, minimizando el riesgo de falla catastrófica y protegiendo el medio ambiente y las comunidades cercanas. Para ello, es

fundamental la implementación de criterios de diseño robustos, como la evaluación de licuación dinámica, la optimización de la geometría de la presa, el uso de materiales adecuados y un monitoreo continuo que permita tomar acciones preventivas oportunas. La justificación de esta filosofía radica en el elevado costo que significaría diseñar las estructuras para impedir la ocurrencia de daños durante el sismo de gran severidad, unido al hecho de la muy baja probabilidad de ocurrencia de tal evento sísmico. Esta filosofía, en el caso que se aplicara adecuadamente en un determinado país, la cual garantizaría la conservación de las vidas frente a cualquiera circunstancia, junto con optimizar el uso de los recursos económicos de la sociedad. El diseño sismorresistente de las construcciones se realiza en los países según un conjunto de disposiciones que reciben el nombre de “normas”. Estas son semejantes en sus principios aun cuando mantienen ciertas diferencias; entre ellas, las características de la práctica sismorresistente y de construcción en dicho país. Además, durante los últimos 20 años, la experiencia mundial en esta especialidad establece que el comportamiento de las estructuras frente a sismos de gran severidad ha sido bastante desastroso en varios de estos países, dando como referencia un gran número de estructuras colapsados. Esta experiencia indica que no basta con imponer diferentes normas, estas no aseguran que las estructuras se comporten sísmicamente de acuerdo con la filosofía de diseño enunciada anteriormente. Por lo tanto, es indispensable que la conciencia sísmica se extienda e incorpore a la práctica de la arquitectura e ingeniería, que define en gran medida el sistema estructural que tendrán las estructuras, y que se controle el proceso constructivo y de mantenimiento de las estructuras. Además, se debe controlar que el diseño sismorresistente se ejecute de acuerdo con las normas. Sin embargo, el problema se debe a la dificultad de satisfacer los requisitos recién enunciados, se agrega el hecho del desconocimiento que la sismología tiene del evento más severo que puede ocurrir en un determinado lugar. En otras palabras, no se puede predecir con precisión este sismo de gran

severidad, por lo que no se puede garantizar absolutamente que las estructuras no colapsarán durante dicho evento sísmico. Para lograr esto es necesario modificar la filosofía de diseño sismorresistente, y que la sociedad acepte el aumento de costo que ello implicaría.

Reza un viejo refrán “Nadie ha visto jamás la creciente más grande ni el sismo más intenso”. Esto nos hace reconocer que existen aún desconocimientos y limitaciones de nuestro conocimiento en el área de ingeniería sísmica. Por lo anterior, se considera de utilidad analizar algunas características de los principales sismos que en fecha reciente han afectado más nuestras regiones, analizando sus peculiaridades y estudiando sus efectos, con el objeto de señalar, algunas de nuestras deficiencias en el conocimiento del diseño sismo resistente de estructuras. Del mismo modo, para consolidar las prácticas constructivas que demostraron ser exitosas en la difícil tarea de salvar vidas y bienes de los fenómenos sísmicos.

2.3. Base tecnológica

2.3.1. *Seismosignal*

SEISMOSIGNAL es un software desarrollado por Seismosoft que permite el procesamiento y análisis de registros sísmicos, en base a varios métodos, así como los métodos para el cálculo de espectros de respuesta, tanto elásticos como inelásticos, el diseño de filtros pasa-baja y pasa-alta, así como la descomposición de señales en el dominio de la frecuencia y entre otras funcionalidades. Este software es ampliamente aplicado en ingeniería sísmica y geotécnica, siendo útil para el análisis del comportamiento de estructuras y suelos frente a movimientos sísmicos.

Las funciones principales de SeismoSignal son:

- Cálculo de parámetros sísmicos (aceleraciones máximas, velocidades, desplazamientos, etc.).

- Espectros de respuesta elástica e inelástica.
- Filtrado de registros sísmicos.
- Integración de acelerogramas para obtener información sobre velocidades y desplazamientos.
- Análisis de señales sísmicas en el dominio del tiempo y frecuencia.
- Exportación de resultados en diferentes formatos gráficos y numéricos.

Se utiliza principalmente para evaluar la demanda sísmica en estudios de peligrosidad, análisis estructural y calibración de modelos numéricos en software de simulación sísmica. (Seismosoft, 2022)

En el presente estudio se utilizó para el filtrado de los cuatro registros sísmicos.

2.3.2. *Seismomatch*

SeismoMatch es un software desarrollado por Seismosoft y es una aplicación que esta programada para ajustar acelerogramas de terremotos con el objetivo que coincidan con un espectro de respuesta objetivo específico, utilizando el algoritmo de wavelets. Las funciones matemáticas que permiten descomponer una señal en diferentes componentes de frecuencia y modificarla sin alterar sus características físicas fundamentales. Esto es propuesto por Abrahamson (1992) y Hancock et al. (2006), o el algoritmo propuesto por Al Atik y Abrahamson (2010).

Después de cargar los acelerogramas y definir el espectro de respuesta objetivo, los usuarios solo necesitan seleccionar el algoritmo de ajuste espectral, definir el rango de periodos para el ajuste, establecer la tolerancia requerida y ejecutar el proceso de ajuste espectral.

SeismoMatch también incluye un módulo que permite combinar múltiples acelerogramas ajustados para obtener un espectro medio combinado ajustado, cumpliendo con los requisitos del usuario en cuanto a desajuste máximo y medio.

2.3.3. Slide 2D

SLIDE 2D es un programa de estabilidad de taludes 2D para evaluar el factor de seguridad de superficies de falla circulares o no circulares en taludes de suelo o roca. SLIDE 2D permite realizar análisis de estabilidad utilizando varios métodos de equilibrio límite, que son fundamentales para determinar el factor de seguridad de taludes bajo condiciones estáticas y sísmicas. Slide 2D puede utilizarse para una variedad de aplicaciones, incluyendo represas, excavaciones, minería a cielo abierto y más.

2.3.4. Flac 2D

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), es un software basado en el método de las diferencias finitas, método numérico para el análisis geotécnico avanzado de suelos, rocas, aguas subterráneas y soporte de suelo en dos dimensiones, se usa para análisis, pruebas y diseños geotécnicos, civiles y de minas. FLAC2D ofrece análisis bidimensional totalmente dinámico que extiende las capacidades de simulación a una amplia gama de problemas dinámicos en ingeniería sísmica, licuefacción del suelo, sismología, voladuras y estallidos de roca en minas. Puedes especificar ondas de aceleración, velocidad o tensión como una condición de límite exterior o interior e incluir condiciones de límite absorbentes de ondas y de campo libre. La dinámica admite la interacción suelo-estructura, puede acoplarse al análisis térmico e incluye un Asistente de Dinámica para el preprocesamiento de movimientos del suelo. Acopla la dinámica al flujo de agua subterránea para análisis que involucran cambios de presión de poro dependientes del tiempo asociados con la licuefacción.

FLAC2D incluye varios modelos constitutivos dinámicos y de licuefacción e incluye amortiguamiento de Maxwell, lo que resulta en tiempos de ejecución de modelos dinámicos rápidos.

Las bibliotecas de FISH y Python de multiprocesos proporcionan secuencias de comandos de modelos extremadamente eficientes cuando se elige la personalización del usuario.

2.4. Base legal

2.4.1. Guía ambiental para la estabilidad de taludes de residuos sólidos provenientes de actividades mineras - MEM

Este documento, emitido por el Ministerio de Energía y Minas y aprobado por R.D No. 034-98-EM/DGAA, establece los criterios mínimos requeridos para el manejo de relaves mineros.

Apartado 5.3.2. Sismicidad

En las guías internacionales de seguridad para presas de relaves lo más recomendable es mantener un estándar de diseño basado en el Terremoto Máximo Creíble, o TMC. Las principales presas de relaves en la cual una falla podría ocasionar el daño o incluso la privación de vidas y daños a la propiedad. En este contexto, el Terremoto Máximo Creíble se define como el terremoto hipotético que se podría esperar de las fuentes potenciales locales y regionales para eventos sísmicos que producirían el movimiento de tierra más severo en el sitio. Anteriormente, se han intentado publicar mapas de riesgos sísmicos del Perú los cuales proporcionan Aceleración Pico de Terreno para un intervalo de recurrencia de 475 años. Se consideró estos valores para aproximarse a movimientos de suelo de Terremoto Máximo Creíble en muchas áreas del Perú debido a la frecuencia de eventos grandes de subducción. El intervalo de recurrencia de 475 años corresponde al adoptado frecuentemente por el diseño de presas de relaves en América del Norte.

Apartado 5.3.3. Selección de aceleración sísmica

Para aquellos ingenieros que realizan un análisis pseudo estático varia aproximadamente de $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$ veces el valor de aceleración pico de terreno.

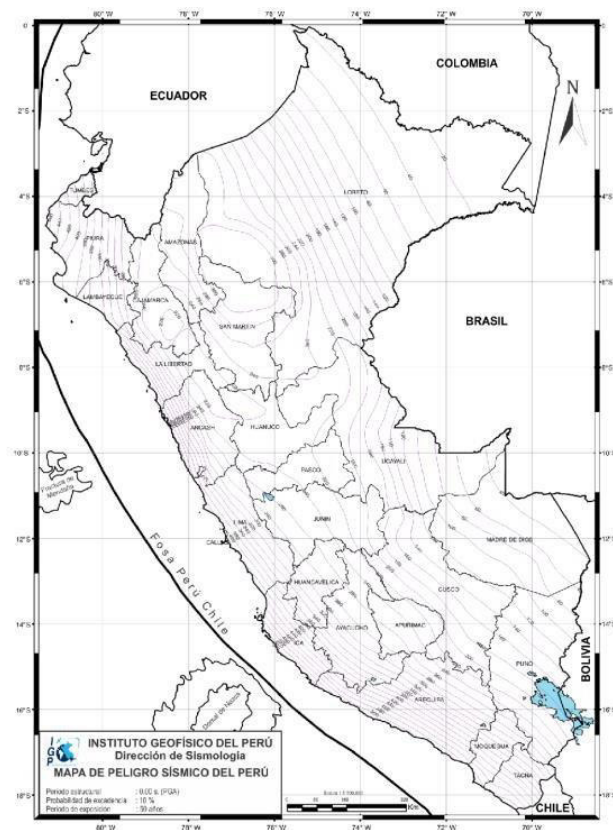
2.4.2. Evaluación del peligro sísmico en Perú - Instituto geofísico del Perú (IGP, 2014)

Apartado 8. Isoaceleraciones en el Perú

El mapa de peligro sísmico o isoaceleraciones para el Perú corresponde a las máximas horizontales del suelo o PGA se obtienen haciendo el uso de los parámetros definidos en anteriores capítulos, una malla de nodos espaciados cada 0.1° y el algoritmo CRISIS-2007. Los valores de PGA para periodos de 50 y 100 años con un 10% de probabilidad de excedencia se muestran en la Figura 66. En general, las curvas de isoaceleraciones siguen las mismas predisposiciones. (Talavera, 2020)

Figura 67

Mapa de peligro sísmico para el Perú considerando un periodo de retorno de 50 años con el 10% de excedencia



Nota. Elaboración propia

2.4.3. *Aplicación de las normas de seguridad de presas a las presas de minería (CDA, 2019)*

Apartado 3.2 Consecuencias de falla

Las consecuencias de la falla de una presa minera que contiene sólidos licuables pueden aparecer en mayor grado las consecuencias para la misma presa que contiene solo agua. Aunque los relaves y los sólidos licuables viajan a una distancia más corta que el agua, el material puede actuar como un fluido viscoso con una gravedad específica alta que puede causar más daños que el agua sola. El daño puede ser tanto físico como ambiental. La eliminación de los sólidos liberados y la limpieza podrían resultar poco prácticas en muchos casos, por ejemplo, en zonas densamente boscosas o cuerpos de agua.

La Tabla 11 de las pautas de seguridad de presas presenta un esquema de clasificación que se puede utilizar para brindar orientación sobre el estándar que se espera de los propietarios y diseñadores de presas. considera un segmento de las consecuencias discutidas anteriormente: población en riesgo, pérdida de vidas, valores ambientales y culturales, e infraestructura y economía.

Por lo tanto, es importante señalar que el esquema de clasificación en la Tabla 11 es una consideración para el propietario en términos de establecer el perfil de riesgo de la presa minera. El propietario también debe considerar las otras consecuencias, como se describió anteriormente, que la presa presenta para su operación al establecer el perfil de riesgo y, aunque esto puede no cambiar la clasificación, el perfil de riesgo podría influir en las actividades de vigilancia y los criterios de diseño.

Tabla 11*Clasificación de Presa*

Clase de Presa	Población en riesgo¹	Pérdida de vida²	Pérdidas incrementales valores ambientales y culturales	Infraestructura y economía
Baja	Ninguno	0	pérdida mínima a corto plazo sin pérdida a largo plazo	bajas pérdidas económicas; el área contiene infraestructura o servicios limitados
Significativa	Solo temporal	No especificada	No hay pérdida o deterioro significativo del hábitat de peces o vida silvestre. Pérdida de hábitat marginal solamente. Restauración o compensación en especie ligeramente posible. Pérdida o deterioro significativo del hábitat importante de peces o vida silvestre.	Pérdidas en instalaciones recreativas, lugares de trabajo estacionales y rutas de transporte poco utilizadas.
Alta	Permanente	10 o menos	Restauración o compensación en especie muy posible Pérdida o deterioro significativo de hábitats críticos para peces o vida silvestre.	Altas pérdidas económicas que afectan la infraestructura, el transporte público y las instalaciones comerciales.
Muy alta	Permanente	100 o menos	Restauración o compensación en especie posible pero poco práctica Pérdida importante de hábitat crítico para peces o vida silvestre.	Pérdidas económicas muy elevadas que afectan a importantes infraestructuras o servicios (ejemplo, carreteras, instalaciones industriales, instalaciones de almacenamiento de sustancias peligrosas)
Extremo	Permanente	Más que 100	Restauración o compensación en especie imposible	Pérdidas extremas que afectan infraestructuras o servicios críticos (ejemplo hospital, gran complejo industrial, grandes instalaciones de almacenamiento de sustancias peligrosas)

Nota. Elaboración propia

Apartado 3.7.4.1 Criterio

El diseñador debe considerar las condiciones de carga y establecer factores de seguridad adecuados para la presa de relaves en función de su configuración, materiales y potenciales consecuencias en caso de falla. De acuerdo con las directrices de la Canadian Dam Association (CDA), se han establecido los siguientes valores de referencia para el diseño y análisis de estabilidad de presas de relaves:

- Factor de seguridad en condiciones estáticas: mínimo de 1.5, considerando la posible evolución de esfuerzos y deformaciones en el tiempo.
- Factor de seguridad pseudoestático: mínimo de 1.0, aplicable a análisis bajo cargas sísmicas mediante el método pseudoestático.
- Factor de seguridad post-sísmico: mínimo de 1.2, asegurando la estabilidad de la presa tras un evento sísmico significativo.

Estos valores están alineados con los criterios internacionales para garantizar un diseño seguro y sostenible, minimizando los riesgos de inestabilidad y falla estructural.

2.4.4. *Reglamento de seguridad y salud ocupacional en minería D S No 024-2016-EM*

En el Artículo 420 indica que los depósitos de relaves consideran en su operación la disposición de relaves encerrados con diques o presas, deben mantener un borde libre de acuerdo al diseño aprobado por la autoridad minera. Por ello, no debe ser menor a un (1) metro, medido desde el nivel del espejo de agua sobrenadante del vaso del depósito de relaves y el nivel mínimo de la cresta construida del dique o presa.

En el Anexo No 40 del reglamento que corresponde al contenido mínimo del estudio de estabilidad física de un depósito de relaves, sección 3, análisis de deformaciones por sismo mediante métodos simplificados se indica: Este tipo de análisis puede ser realizado como complemento del análisis de estabilidad física por equilibrio límite. Para

ello, el consultor deberá sustentar técnicamente su realización, utilizando como mínimo los siguientes métodos: Método de Bray y Travasarou y Macedo; y Método de Makdisi y Seed.

2.5. Definición de términos

- **Amortiguamiento histerético.** El amortiguamiento se encuentra presente en todo sistema real y permite disipar energía en un sistema vibrante. Este se calcula a partir de la pérdida de energía de la respuesta de un sistema vibrante. Un material tiene amortiguamiento de naturaleza histerética cuando la energía disipa por ciclo es independiente de la frecuencia de vibración.
- **Amortiguamiento Rayleigh.** Este tipo de amortiguamiento fue inicialmente utilizado en el análisis dinámico de estructuras y cuerpos elásticos para amortiguar los modos de oscilación natural del sistema. Este amortiguamiento es aproximadamente independiente de la frecuencia en un intervalo limitado de frecuencia específico.
- **Carga dinámica.** Fuerzas inducidas por sismos en suelos o estructuras, evaluadas mediante registros de aceleración y parámetros derivados del peligro sísmico del sitio.
- **Deformación de presa.** Desplazamientos máximos de la presa de relaves medidos con instrumentos de campo y estimados mediante modelamiento numérico aplicando el método diferencias finitas (FLAC).
- **Disipación de presión de poro.** Un estrato o una región de arena saturada pueden drenar durante la vibración, por consiguiente, se produce la generación y disipación de presiones de poro simultáneamente.

- **Espectro de respuesta.** Representación gráfica que muestra la respuesta máxima (aceleración, velocidad o desplazamiento) de un oscilador ideal de un grado de libertad ante un movimiento sísmico, en función de su período natural.
- **Factor de seguridad.** Es la relación entre la resistencia al corte promedio del suelo y el esfuerzo cortante promedio movilizado a lo largo de una superficie potencial de falla. Un valor mayor a 1 indica que el talud o la presa se considera estable frente al deslizamiento.
- **Falla de presa.** Es la pérdida de estabilidad o resistencia del material que conforma la presa, lo que puede provocar su colapso parcial o total, generando consecuencias graves para infraestructuras, vidas humanas, el medio ambiente y las comunidades cercanas.
- **Generación de presión de poro.** Es el aumento de la presión de poro en suelos saturados como resultados de cargas cíclicas o monotónicas, lo que produce una reducción de las tensiones efectivas y puede afectar la estabilidad del suelo durante un intervalo de tiempo.
- **Licuación dinámica.** Fenómeno en el que suelos saturados, especialmente arenas, pierden temporalmente su resistencia y rigidez debido al aumento de presiones de poro por cargas sísmicas. En presas de relaves, esto representa un riesgo crítico, ya que puede comprometer su estabilidad y causar fallas severas.
- **Modelo constitutivo.** Formulación matemática que describe el comportamiento macroscópico de un material, basada en simplificaciones del comportamiento de un sólido real para su aplicación en análisis numéricos.
- **Movimiento de masa.** Son los desplazamientos de masas de suelo principalmente por acción de la fuerza de gravedad, y favorecido por factores como presencia de

agua, eventos sísmicos, cargas externas, excavaciones, erosión interna y licuaciones.

- **Nivel freático.** Es la superficie dentro del suelo hasta donde alcanza el agua subterránea. Por debajo de este nivel, el suelo se encuentra saturado; por encima, puede estar parcialmente saturado o seco, dependiendo de las condiciones del terreno.
- **Presa de relaves.** Es una estructura construida principalmente con materiales de suelo estabilizados mecánicamente, diseñada para almacenar relaves mineros en áreas especiales. Según su método de construcción, pueden clasificarse como presas de línea central, aguas abajo o aguas arriba.
- **Relaves.** Residuos resultantes del proceso de flotación, compuestos por una mezcla de mineral molido, agua y reactivos. También conocidos como colas, son transportados a presas o depósitos especiales donde el agua es recuperada o evaporada, y el material sólido se asienta formando estratos de arenas y limos.
- **Respuesta no drenada.** Comportamiento del suelo cuando es sometido a cargas sin permitir el drenaje del agua en sus poros. En estas condiciones, el suelo puede ser modelado como un medio saturado donde la presión de poro soporta parte de la carga, y su respuesta puede asemejarse a la de un fluido ocupando todo el volumen del elemento.
- **Tensiones en la Presa.** Evaluación de los esfuerzos internos que se desarrollan en la estructura de una presa de relaves como resultado de acciones externas, especialmente durante un evento sísmico. Este análisis permite identificar zonas críticas de deformación o posible falla bajo condiciones dinámicas.

- **Terraplén.** Estructura conformada por suelo compactado, con o sin refuerzo, utilizada para soportar cargas, elevar el nivel del terreno o formar parte de obras civiles como carreteras, presas o plataformas.

III. MÉTODO

3.1. Tipo de investigación

3.1.1. *Tipo*

- **De acuerdo a la orientación.** Aplicada porque la investigación está destinado a estudiar la licuación de relaves por eventos sísmicos que podría impactar en la estabilidad de las presas de relaves.
- **De acuerdo a la técnica de contrastación.** Experimental, porque la estabilidad de la presa de relaves está en función de la licuación de relaves por eventos sísmicos. En la investigación se manipula la variable independiente con el fin de determinar el estado de estabilidad de la presa.
- **De acuerdo con la direccionalidad.** La investigación es de tipo prospectiva porque se evalúa un fenómeno de licuación que podría tener implicancia en lo futuro.
- **De acuerdo con el tipo de fuente de recolección de datos.** La investigación es de tipo prolectiva, ya que las fuentes de información se seleccionaron y recolectaron basándose en los criterios y objetivos anticipativos establecidos durante la planificación de la misma, con el fin de proyectar y abordar futuros escenarios potenciales.
- **De acuerdo a la evolución del fenómeno estudiado.** La investigación es de tipo longitudinal porque se comparó los valores de las variables en diferentes puntos temporales.
- **De acuerdo a la comparación de las poblaciones.** La investigación es de tipo comparativa porque se comparó escenarios de estabilidad de la presa, sin sismo, con sismo y después del sismo, a fin de distinguir el efecto de la licuación de relaves en la presa.

3.1.2. Nivel

El nivel de investigación es IV y Predictivo II, los parámetros fueron definidos a través de procesamientos estadísticos y evaluados con métodos de equilibrio límite y con métodos de diferencia finitas.

3.1.3. Código y nomenclatura UNESCO

En la Tabla 8 se ilustra el código y nomenclatura de la presente investigación acorde a la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, ciencia y Cultura (UNESCO).

Tabla 12

Código y nomenclatura UNESCO

Campo	Disciplina	Subdisciplina	Código
Ciencia Tecnología	Tecnología de construcción	Presas	330507

Nota. Elaboración propia

3.1.4. Diseño

La investigación fue experimental porque se tomaron informaciones de registros sísmicos, hidrogeológicos y datos de ensayos de laboratorio de materiales de la estructura de presa de relaves y asimismo se realizaron investigaciones de campo para confirmar nivel de agua y delimitación de diferentes materiales que compone la presa.

3.2. Población y muestra

3.2.1. Población

El tamaño de la población considerada en este estudio está compuesto por 36 modelos, como se muestra en la Tabla 15. Se empleó un muestreo intencional, asegurando el cumplimiento de los criterios de homogeneidad, aleatoriedad y representatividad, con el objetivo de asegurar resultados confiables en el análisis de estabilidad de la presa de relaves.

Para cada etapa de recrecimiento de la presa, se establecieron puntos de control estratégicamente distribuidos con el propósito de monitorear los desplazamientos horizontales y verticales, así como la evolución del exceso de presión de poros. Estos puntos fueron seleccionados con base en su importancia para evaluar la estabilidad de la presa en las distintas fases de su desarrollo.

La Tabla 13 presenta la distribución de los puntos de control, los cuales han sido utilizados en cada fase de recrecimiento de la presa y en función de los eventos sísmicos considerados en el presente estudio. Los sismos de referencia incluyen los ocurridos en Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007), los cuales han sido tomados en cuenta para la evaluación del comportamiento dinámico de la presa.

Tabla 13

Población

Etapas de Recrecimiento de la Presa	Estático		Pseudoestático		Post sismo	Fuentes Sísmicas				Modelos Geotécnicos
	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo	Talud Aguas Arriba	Huacho 1966	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	de Análisis
Presa Etapa 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9
Presa Etapa 2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9
Presa Etapa 3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9
Presa Etapa 4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9
Total										36

Nota. Elaboración propia

Tabla 14*Cantidad de Puntos de Control*

Etapas de Recrecimiento de la Presa	Puntos de Control				Total de Puntos de Control
	Sismo Huacho 1966	Sismo Lima 1974	Sismo Arequipa 2001	Sismo Pisco 2007	
Presa Etapa 1	11	11	11	11	44
Presa Etapa 2	13	13	13	13	52
Presa Etapa 3	16	16	16	16	64
Presa Etapa 4	19	19	19	19	76
Total					236

Nota. Elaboración propia

Para el presente estudio, se ha seleccionado una presa ubicada en el distrito de San Marcos, provincia de Huari, región Ancash, en la sierra del Perú. La presa se encuentra a una altitud promedio de 4100 m s.n.m., como se detalla en la Figura 67.

Figura 68*Localización de presa de Relaves**Nota.* Elaboración propia

A continuación, se describen las características de los sismos de subducción seleccionados para la presente investigación:

3.2.2. Sismo de Huacho de 1966

Los parámetros hipocentrales del sismo del 17 de octubre de 1966 fueron calculados utilizando información de las estaciones sísmicas de la Red Sísmica Nacional del Instituto Geofísico del Perú (IGP), siendo la información del sismo lo siguiente:

Tiempo Origen (Local): 16:41:00

Latitud Sur: -10.70°

Longitud Oeste: -78.70°

Profundidad: 24 Km

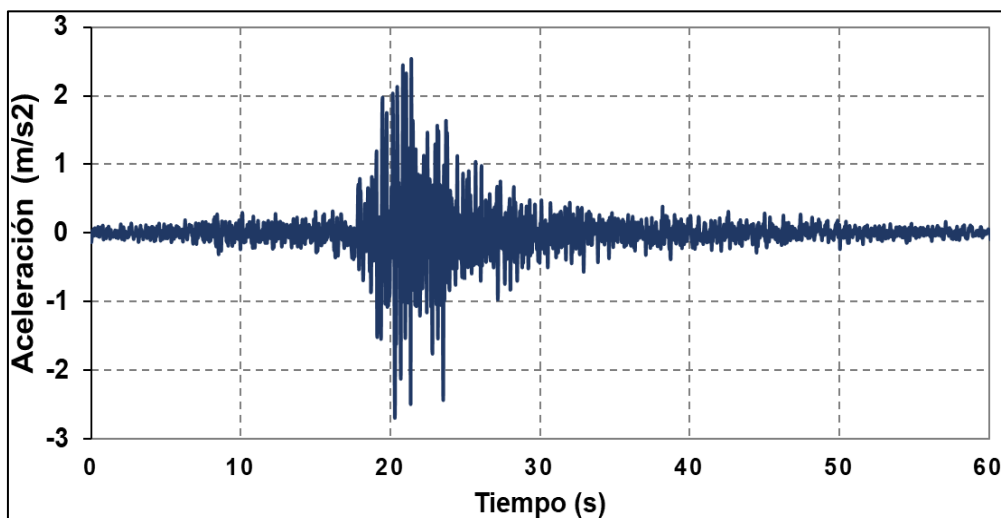
Magnitud: 8.1Mw (magnitud momento)

Intensidad Máxima: VIII(MM) en Huacho, VII MM en Lima.

En la Figura 68 se muestra el tiempo historia de aceleración del sismo de Huacho registrado en la estación Parque de la Reserva del cercado de Lima, corresponde a la mayor magnitud de aceleración en dirección NS.

Figura 69

Historia de aceleración y tiempo de sismo de Huacho, 1966



Nota. Elaboración propia

3.2.3. Sismo de Lima de 1974

Los parámetros hipocentrales del sismo del 3 de octubre de 1974 fueron calculados utilizando información de las estaciones sísmicas de la Red Sísmica Nacional del Instituto Geofísico del Perú (IGP), siendo la información del sismo lo siguiente:

Tiempo Origen (Local): 09:21:00

Latitud Sur: -12.50°

Longitud Oeste: -77.98°

Profundidad: 13 Km

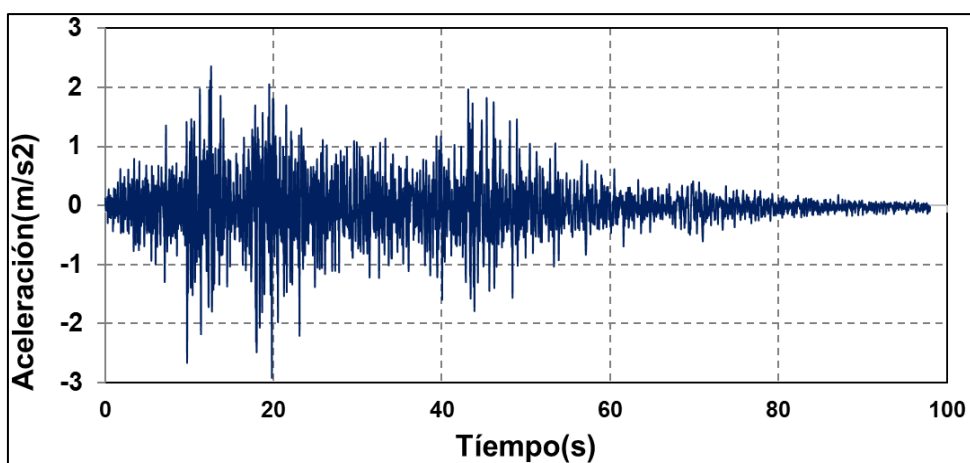
Magnitud: 6.6mb

Intensidad Máxima: VII(MM) en Lima, VIII-IX (MM) para Chorrillos y La Molina.

En la Figura 69 se muestra el tiempo historia de aceleración del sismo de Lima registrado en la estación sísmica de Parque de la Reserva de Cercado de Lima, corresponde a la mayor magnitud de aceleración en dirección EW.

Figura 70

Historia de aceleración y tiempo de sismo de Lima, 1974



Nota. Elaboración propia

3.2.4. Sismo de Arequipa de 2001

Los parámetros hipocentrales del sismo del 23 de junio de 2001 fueron calculados utilizando información de las estaciones sísmicas de la Red Nacional del Instituto Geofísico del Perú (IGP), siendo la información del sismo lo siguiente:

Tiempo Origen (Local): 15:33:00

Latitud Sur: -16.08°

Longitud Oeste: -73.77°

Profundidad: 33 Km

Magnitud: 6.9 mb, 8.4 Mw

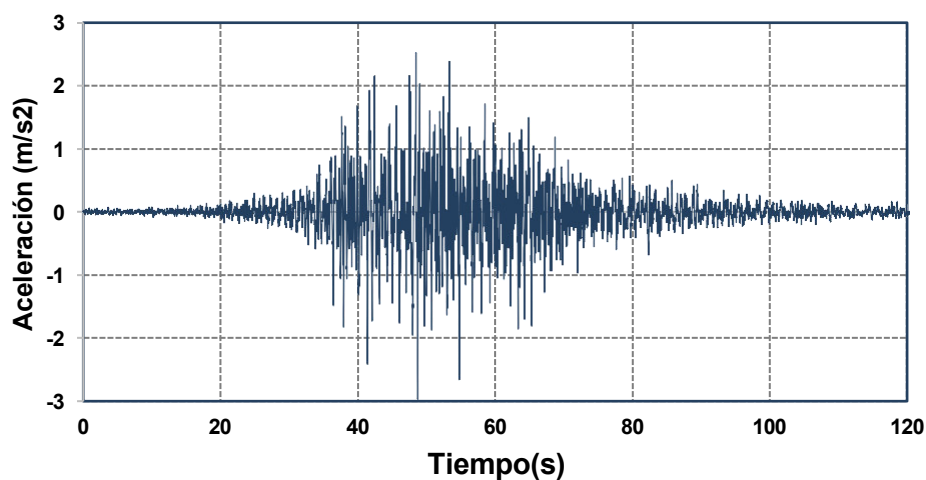
Intensidad Máxima: VII(MM) en Arequipa, VI en Moquegua

El epicentro del terremoto fue localizado en la región sur y cerca de la línea de costa, a 82 km al NW de la localidad de Ocoña, departamento de Arequipa.

En la Figura 70 se muestra el tiempo historia de aceleración del sismo de Arequipa registrado en la estación sísmica de Complejo deportivo Rolando Catacora de Gobierno Regional de Moquegua, corresponde a la mayor magnitud de aceleración en dirección EW.

Figura 71

Historia de aceleración y tiempo de sismo de Arequipa, 2001



Nota. Elaboración propia

3.2.5. *Sismo de Pisco de 2007*

Los parámetros hipocentrales del sismo del 15 de agosto de 2007 fueron calculados utilizando información de las estaciones sísmicas de la Red Sísmica Nacional del Instituto Geofísico del Perú (IGP), siendo la información del sismo lo siguiente:

Tiempo Origen (Local): 18:40:58

Latitud Sur: -13.67°

Longitud Oeste: -76.76°

Profundidad: 40 Km

Magnitud: 7.0ML(Richter), 7.9Mw(magnitud momento)

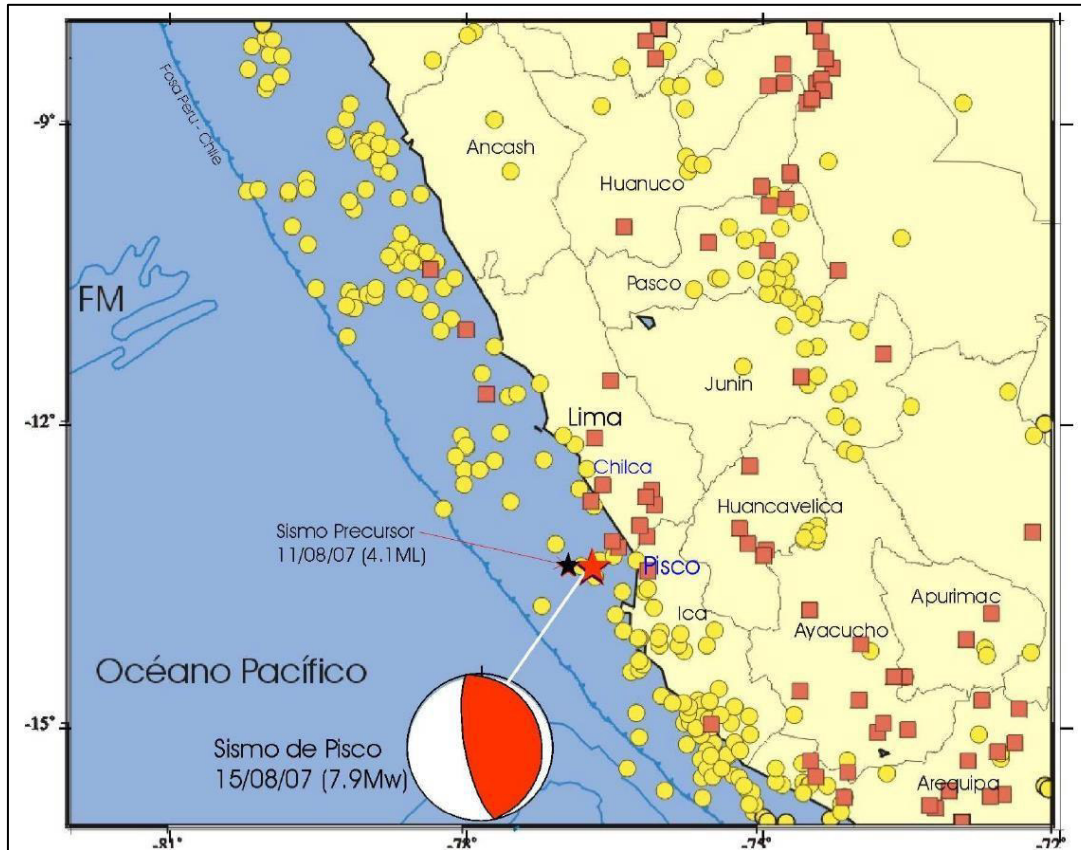
Intensidad Máxima: VII(MM) en Pisco, Chincha, Cañete.

El epicentro del sismo del 15 de agosto se ubica a 60 Km al oeste de la ciudad de Pisco (Ica), con foco localizado a una profundidad de 40 km, y el sismo tuvo su origen en el proceso de convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana.

En la Figura 71 se presenta el epicentro del sismo del 15 de agosto y la negra el evento precursor del 11 de agosto. La esfera representa el mecanismo focal de tipo inverso obtenido con las polaridades de la onda P (cuadrante en rojo indica compresión).

Figura 72

Ubicación del epicentro del sismo del 15 de Agosto de 2007 ocurrida en la zona de subducción del Perú

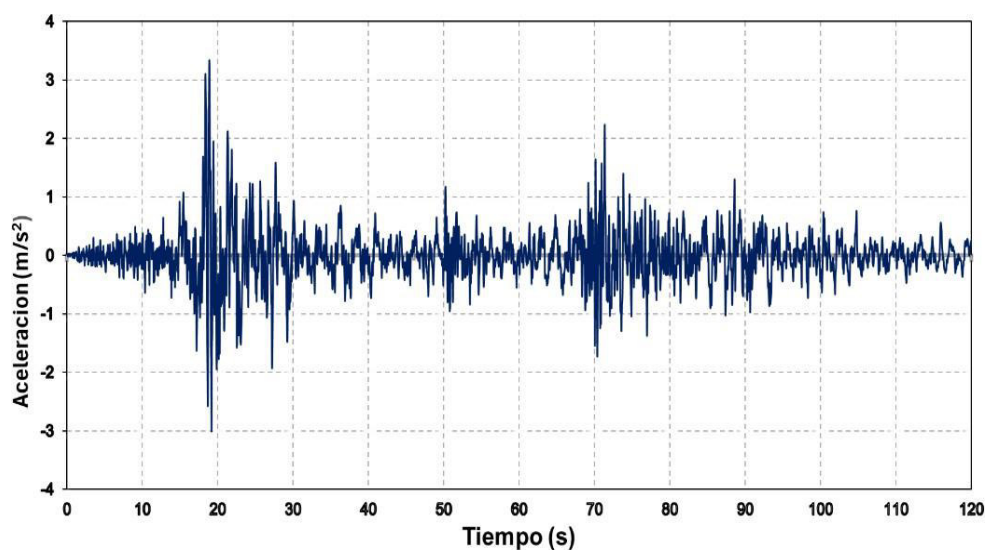


Nota. Reproducido del Instituto Geológico del Perú (IGP, 2007)

En la Figura 72 se muestra el tiempo historia de aceleración del sismo de Pisco registrado en la estación sísmica de la Universidad nacional de San Luis Gonzaga de Ica, corresponde a la mayor magnitud de aceleración en dirección NS.

Figura 73

Historia de aceleración y tiempo de sismo de Pisco, 2007



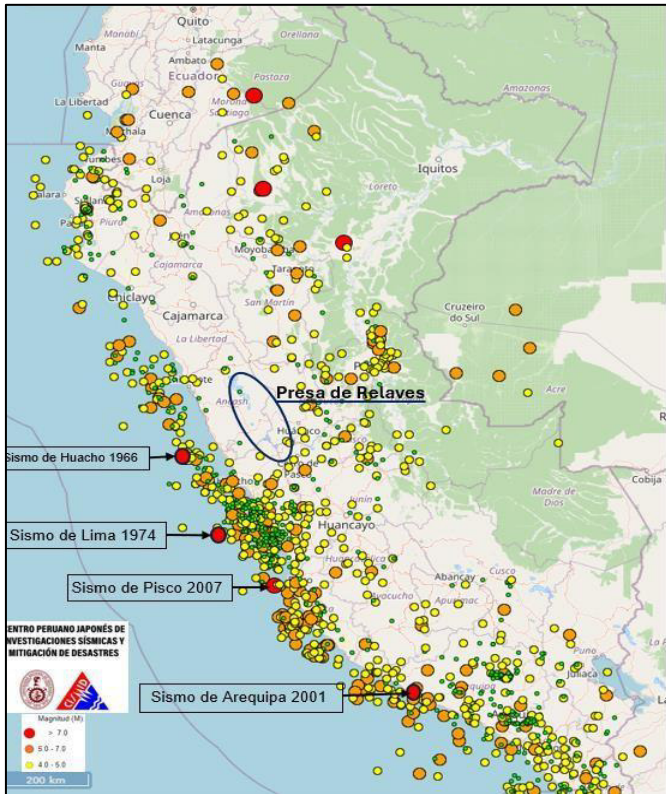
Nota. Elaboración propia

En la Figura 73 se presenta la ubicación de los epicentros de los sismos utilizados en el presente estudio, los cuales han ocurrido en la zona de subducción del Perú. Estos sísmicos han sido seleccionados en función de su relevancia para evaluar la estabilidad de la presa de relaves.

Asimismo, la Figura 74 presenta una representación transversal de la subducción de placas tectónicas, donde se ilustran tanto la distribución de los hipocentros como las principales características tectónicas de la región.

Figura 74

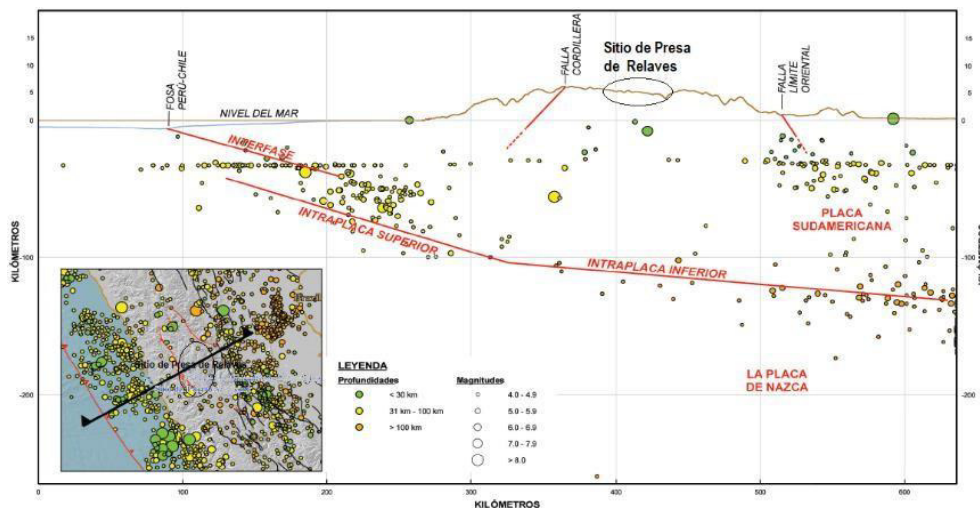
Ubicación del epicentro de los epicentros de los sismos ocurridas en la zona de subducción del Perú



Nota. Adaptado del sitio web del Instituto Geofísico del Perú (2024)

Figura 75

Sección Trasversal con la Ubicación de hipocentros y principales características Tectónicas



Nota. Elaboración propia

3.3. Operacionalización de variables

La operacionalización de variables es un aspecto fundamental en esta investigación, ya que permite definir con precisión las dimensiones, indicadores e instrumentos de medición utilizados para evaluar la estabilidad de la Presa de Relaves. En la Tabla 15, se presentan las principales variables analizadas, seleccionadas en función de su relevancia en la evaluación de la estabilidad y la susceptibilidad a la licuación dinámica de la presa.

Tabla 15

Operacionalización de variables

Variables	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos de Medición
	Propiedades geotécnicas de los materiales	Resistencia de relave in situ (Número de golpes N, Resistencia residual Sr)	Ensayo de penetración estándar (SPT) y ensayo de penetración de cono (CPTu)
		Velocidad de ondas de corte (m/s)	Ensayo de refracción sísmica
		Resistencia al corte no drenado (MPa)	Ensayo Triaxial, Ensayo de densidad relativa.
		Densidad relativa (%) Módulo de rigidez (MPa)	
Licuación Dinámica	Nivel freático	Profundidad del nivel freático (m)	Piezómetros
	Sismos de subducción	Aceleración sísmica (m/s)	Registros sísmicos (SeismoSignal, SeismoMatch).
	Geometría de la presa	Planta y perfil de la Presa	Levantamiento topográfico por etapa de recrecimiento de la presa de relaves
	Factor de Seguridad	FS Estático (adimensional, ≥ 1.5 estable) FS Pseudoestático (adimensional, $FS > 1$ estable) FS Post-sismo (adimensional, $FS \geq 1.2$ estable)	Software Slide V6 (Rocscience) para análisis de equilibrio límite,
Estabilidad de la Presa de Relaves	Desplazamiento de la presa	Desplazamiento vertical (m) Desplazamiento horizontal (m)	Simulación numérica con software FLAC V8.1-Itasca usando modelo constitutivo avanzado UBCHYST y UBCSAND.
	Exceso de presión de poros del agua	Razón de exceso de presión de poros del agua (R_u): $R_u > 0.7$ (indica licuación)	Simulación numérica con software FLAC V8.1-Itasca usando el modelo constitutivo avanzado UBCSAND.

$R_u \leq 0.7$ (indica ausencia de
licuación)

Nota. Elaboración propia

3.5. Instrumentos

3.5.1. Técnicas de recolección de datos

En el marco de esta investigación, se implementaron variadas y meticulosas técnicas de recolección de datos, para asegurar una recopilación exhaustiva y sistemática de información. Entre ellas, destacan la observación experimental, que facilitó la evaluación directa de fenómenos en condiciones controladas; la observación directa, que permitió registrar comportamientos y situaciones en su contexto natural sin alteraciones; la recopilación documental, esencial para la acumulación de evidencia teórica y contextual a partir de fuentes secundarias; y el análisis minucioso de registros y archivos, que proporcionó acceso a datos históricos y contextuales relevantes para el estudio. La combinación estratégica de estas técnicas no solo enriqueció la base de datos del estudio, sino que también garantizó la organización, sistematización y fiabilidad de la información recabada. (Medina et al., 2023)

3.5.2. Instrumentos de recolección de datos

La implementación de instrumentos específicos facilitó el registro y la recolección exhaustiva de datos críticos sobre los indicadores clave, con el propósito de analizar las variables relevantes para el estudio. Este proceso requirió recopilación documental, observación directa y experimental para examinar las características de la presa. La información incluye el monitoreo instrumental continuo de la presa; la recopilación de información geológica, geotécnica, hidrológica e hidrogeológica a través de mapeos, sondeos, pruebas geotécnicas in situ y ensayos geofísicos; reportes de las propiedades de los materiales constituyentes de la presa; y la recolección de registros sísmicos históricos y recientes.

En la Tabla 16 se presenta las técnicas e instrumentos de recolección de datos. Los instrumentos específicos empleados para la recolección de datos se detallan en el Anexo D y Anexo E, lo que asegura una metodología rigurosa y sistematizada para la adquisición y análisis de datos fundamentales para el estudio. (Medina et al., 2023)

Tabla 16

Técnicas e Instrumentos de recolección de datos

Ítem	Técnica	Instrumento	Fuente de Datos
Propiedades geotécnicas de los materiales	Ensayos de laboratorio y medición in situ	- Ensayo de penetración estándar (SPT) - Ensayo de penetración de cono (CPTu) - Ensayo triaxial - Ensayo de densidad relativa - Ensayo de refracción sísmica	- Laboratorio de suelos y rocas - Base de datos de ensayos geotécnicos
Nivel freático	Monitoreo geotécnico	Medición del nivel freático en Piezómetros	- Instrumentación en campo - Registro de datos de monitoreo hidrogeológico
Sismos de subducción	- Análisis documental - procesamiento de datos sísmicos	- Registros sísmicos históricos del Perú - Procesamiento de Registros sísmicos mediante SeismoSignal y SeismoMatch - Ficha de recolección de datos	- Registro sísmicos del CISMID y el IGP - Informes técnicos del MINEM.
Geometría de la presa	Observación y levantamiento topográfico	- Levantamiento topográfico por etapas de recrecimiento de la presa	Informes técnicos de la presa de relaves
Factor de seguridad de la presa	Simulación computacional de estabilidad de taludes Modelamiento numérico de desplazamientos	Software Slide V6 (Rocscience) ((cálculo del factor de seguridad en condiciones estáticas, pseudoestáticas y post sísmicas)	Modelamiento computacional basado en datos geotécnicos
Desplazamiento de la presa	de desplazamientos de la presa considerando efectos de licuación	Software FLAC V8.1 (Itasca) (predicción de desplazamientos horizontales y verticales bajo cargas sísmicas)	Simulación numérica del modelo de presa de relaves
Exceso de presión de poros del agua	Modelamiento numérico de licuación dinámica	- Software FLAC V8.1 (Itasca), con modelo constitutivo avanzado UBCSAND ((predicción de generación de presión de poro R_u en función del tiempo bajo cargas sísmicas)	Simulación numérica basada en datos sísmicos, hidrogeológicos y geotécnicos

Nota. Elaboración propia

3.6. Procedimientos

En el desarrollo de esta investigación, se evaluaron modelos de presas de relaves en base a los sismos, utilizando los programas Slide, SeismoSignal, SeismoMatch y FLAC 2D, con el fin de predecir la licuación dinámica de relaves, las deformaciones de la presa y su estabilidad general. Para la comparación, confiabilidad y validación de los datos obtenidos se utilizó el software Excel. El uso de estos programas está respaldado por investigaciones en el campo de ingeniería geotécnica. (Macedo et al., 2022; Ibarra, 2022; Tareghian et al, 2024)

3.7. Análisis de datos

3.7.1. Técnicas de procesamiento de datos

Los datos recolectados son codificados y procesados usando el software como FLAC v8.1, con cuyos resultados se interpretaron datos, las frecuencias gráficas y correlaciones. Se utilizó el programa FLAC para la simulación dinámica, así como para la evaluación de deformaciones y el análisis de estabilidad de la presa.

Para la predicción de licuación de relaves por efectos sísmicos, se utilizó el programa computacional FLAC v8.1, el cual opera en entorno del método numérico de diferencias finitas. En este programa se implementó el modelo UBCSAND, que permite simular el comportamiento no lineal y elastoplástico del material de relaves. El procesamiento y filtrado de los registros sísmicos, así como el análisis de la respuesta dinámica del sitio, se realizaron empleando los programas SeismoSignal y SeismoMatch. (Armacanqui, 2021; Torres,2021)

Asimismo, el cálculo de estabilidad de la presa de relaves se utilizó el método de equilibrio límite (SLIDE-Rocscience). Los datos fueron analizados, comparados y luego fueron interpretados de acuerdo a los resultados, y se presentaron en gráficos y tablas.

3.7.2. *Técnicas de análisis e interpretación de la información*

Durante esta etapa del estudio, se aplicaron diversas técnicas para el análisis e interpretación de los datos obtenidos, combinando enfoques descriptivos y numéricos con el objetivo de evaluar en forma integral el comportamiento de la presa ante distintos escenarios sísmicos.

- a) **Análisis descriptivo:** Se utilizó la técnica de la descripción de datos mediante tablas de frecuencias y las figuras, curvas comparativas y diagrama de barras que permitieron sintetizar la información y facilitar su interpretación
- b) **Análisis de estabilidad** aplicando el método de equilibrio límite.
- c) **Análisis numérico** usando métodos de diferencias finitas y el método de equilibrio límite.

El análisis llevado a cabo fue cuantitativo y comparativo, permitiendo establecer relaciones entre los diferentes escenarios sísmicos y la respuesta de la presa.

3.8. Consideraciones éticas

Esta investigación se fundamenta en un compromiso inquebrantable con el respeto hacia los autores de las obras literarias y las fuentes bibliográficas consultadas. Dicha postura ética implica una rigurosa adhesión a principios de integridad académica, garantizando la transparencia y autenticidad en el manejo de la información y en la presentación de los resultados obtenidos. Se enfatiza la importancia de la honestidad y la confiabilidad como pilares fundamentales que guían el proceso investigativo, asegurando así que las contribuciones generadas reflejen un verdadero avance en el campo de estudio y respeten el esfuerzo intelectual de terceros.

IV. RESULTADOS

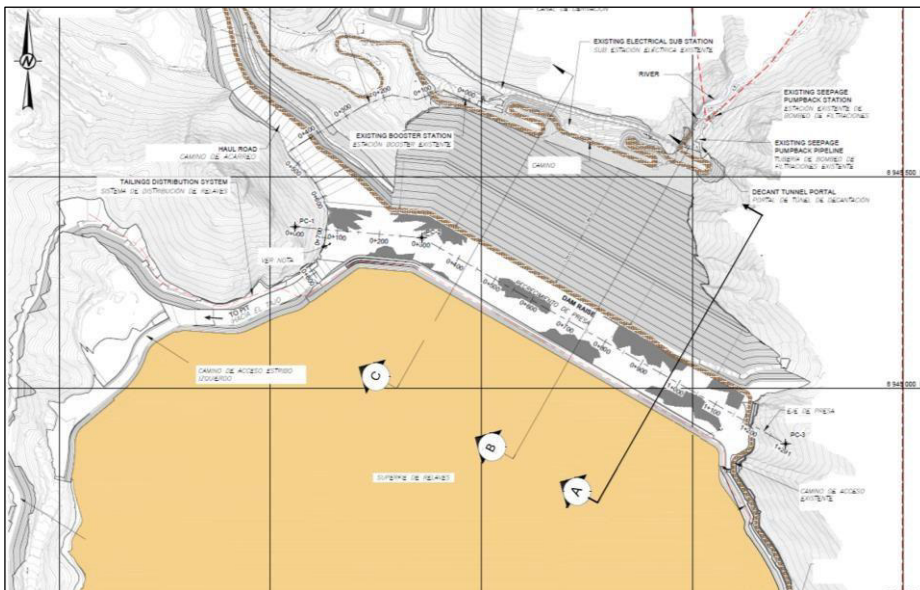
4.1. Descripción de la presa

La presa de relaves se encuentra localizado en la región sierra del Perú. La estructura de presa se compone principalmente de material de enrocado grueso, filtros, material de transición (bolonería, grava y arena), material de baja permeabilidad (morrena) y relaves con características que se ilustran en la Figura 75. La construcción en su inicio fue método aguas abajo, recreciendo en etapas hacia aguas abajo y luego a método línea central de acuerdo con la necesidad de expansión y explotación de la mina. (Eldridge et al, 2003; Canchis et al., 2024)

El proceso de recrecimiento de la presa mediante el método de línea central se desarrolló en cuatro etapas. En la primera etapa, la presa alcanzó una altura de 80 m en la coronación; en la segunda, se elevó hasta 100 m; en la tercera, alcanzó los 115 m; y en la etapa final (cuarta etapa), llegó a una altura de 130 m, con una longitud de coronación aproximada de 1,100 m. La configuración final de la presa considera un talud que varía entre 1.8H:1V y 2H:1V en la plataforma de enrocado hacia aguas abajo, y un talud promedio de 1H:1V en la plataforma de enrocado hacia aguas arriba de la presa. Las etapas de recrecimiento de la estructura de la presa de relaves se muestran en la Figura 76 y 77. En la Figura 78 se muestra una vista panorámica de la presa de relaves de la sierra del Perú. (Gilbert, 2013; Ridlen et al., 2018; Torres, 2021; Macedo et al., 2022)

Figura 76

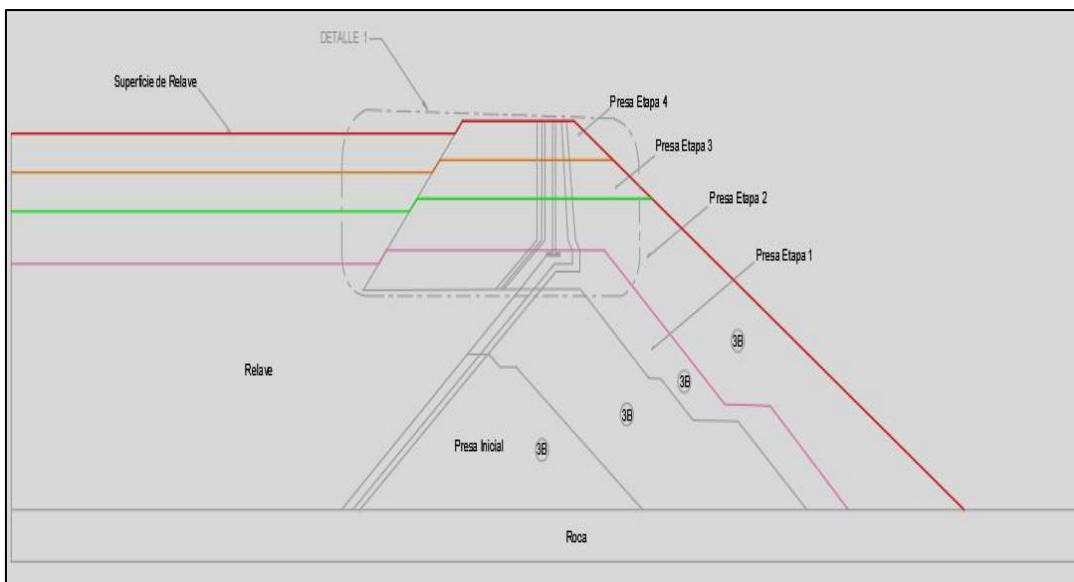
Vista en Planta y sección de análisis de la Presa de Relaves



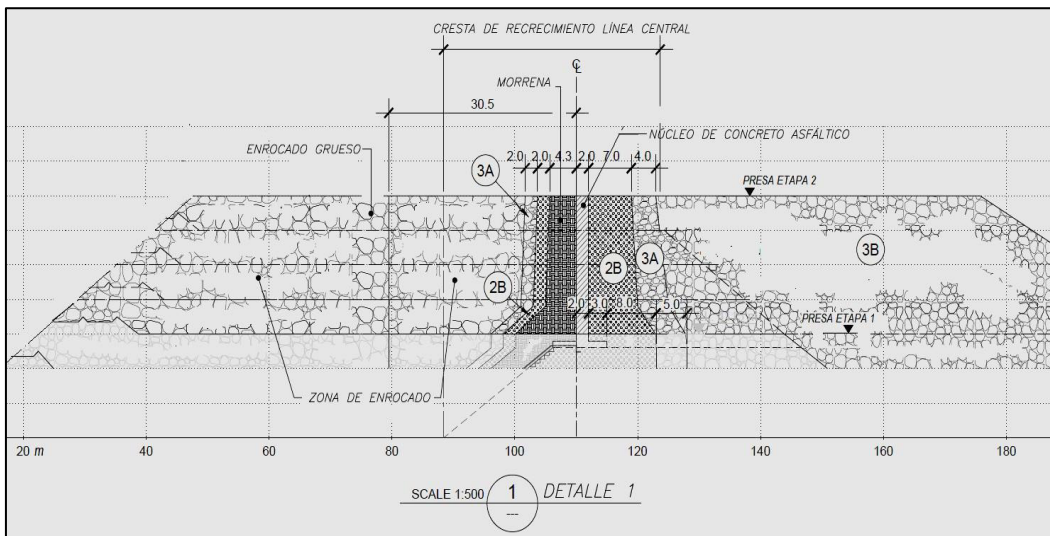
Nota. Elaboración propia

Figura 77

Etapas de recrecimiento de la Presa de Relaves – Idealización del Modelo



Nota. Elaboración propia

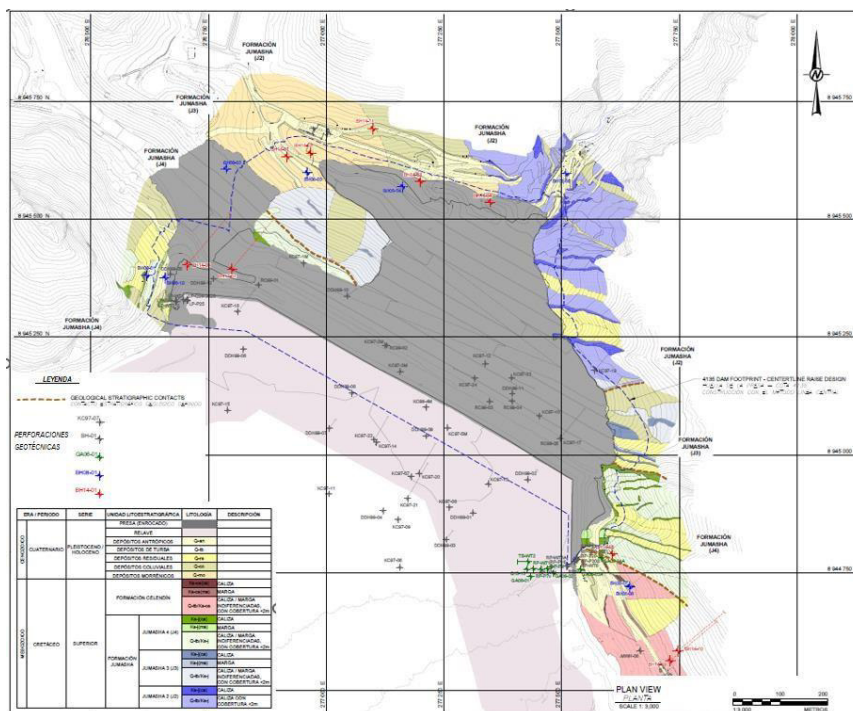
Figura 78*Sección típica - Detalle de zonificación de materiales de presa**Nota. Elaboración propia***Figura 79***Vista Panorámica de recrecimiento de la Presa de Relaves**Nota. Elaboración propia*

4.2. Propiedades de los materiales

Investigaciones de campo a través de calicatas y perforaciones geotécnicas fueron desarrollados para la caracterización geológica-geotécnica de los materiales de la presa de relaves, así como se ilustra en la Figura 79.

Figura 80

Geología e Investigaciones geotécnicas en el sitio



Nota. Elaboración propia

Respecto a la caracterización en las propiedades de materiales de la presa fue necesario revisar e interpretar la información colectada desde las investigaciones de campo. Los ensayos de campo fueron analizados juntos con los ensayos de laboratorio realizados para materiales de la presa, fundación y relaves; y completado con los datos de piezómetros instalados en la presa.

4.2.1. Fundación

La fundación comprende de basamento rocoso compuesto por rocas sedimentarias conformados por calizas y limolitas calcáreas. Esta roca Caliza se clasifica como moderadamente a buena Resistente (R3/R4) y RQD de 40 a 60 %.

Asimismo, los valores de permeabilidad en la fundación se encuentran el en rango de 5×10^{-7} cm/s a 6×10^{-7} cm/s. Tomando en cuenta que esta unidad es una roca razonablemente competente, se ha considerado que las superficies de falla no deberían atravesar estos estratos, por lo que se ha modelado como impenetrable.

4.2.2. Relleno granular

El proceso de recrecimiento de la Presa de Relaves hasta la Etapa 4, empleando el método de línea central, incluyó un núcleo impermeable de concreto asfáltico. Para garantizar la funcionalidad, control de filtración, control de erosión interna y estabilidad de la estructura, se utilizaron tres materiales clave: el Filtro 2B, la Transición 3A y el Enrocado 3B, los cuales cumplen funciones específicas tanto aguas abajo como aguas arriba del núcleo. Hacia aguas abajo, estos materiales forman parte del espaldón del recrecimiento, mientras que aguas arriba se emplean para generar una plataforma de confinamiento y crecimiento del núcleo. (Levenick, 2009)

El material Enrocado 3B es el componente principal del espaldón aguas abajo. Está compuesto por fragmentos de roca limpios y resistentes, con un tamaño máximo de 1000 mm. Este material incluye bolones, gravas y arenas con un contenido mínimo o nulo de finos. Las partículas son duras y durables, y están libres de materiales indeseables como orgánicos, arcillas, partículas blandas u otros elementos inadecuados.

Por otro lado, el material Transición 3A se encuentra entre el Enrocado 3B y el Filtro 2B, actuando como un material de transición que retiene al Filtro 2B en ambos lados del núcleo impermeable. Es un material bien gradado, con un tamaño máximo de partículas

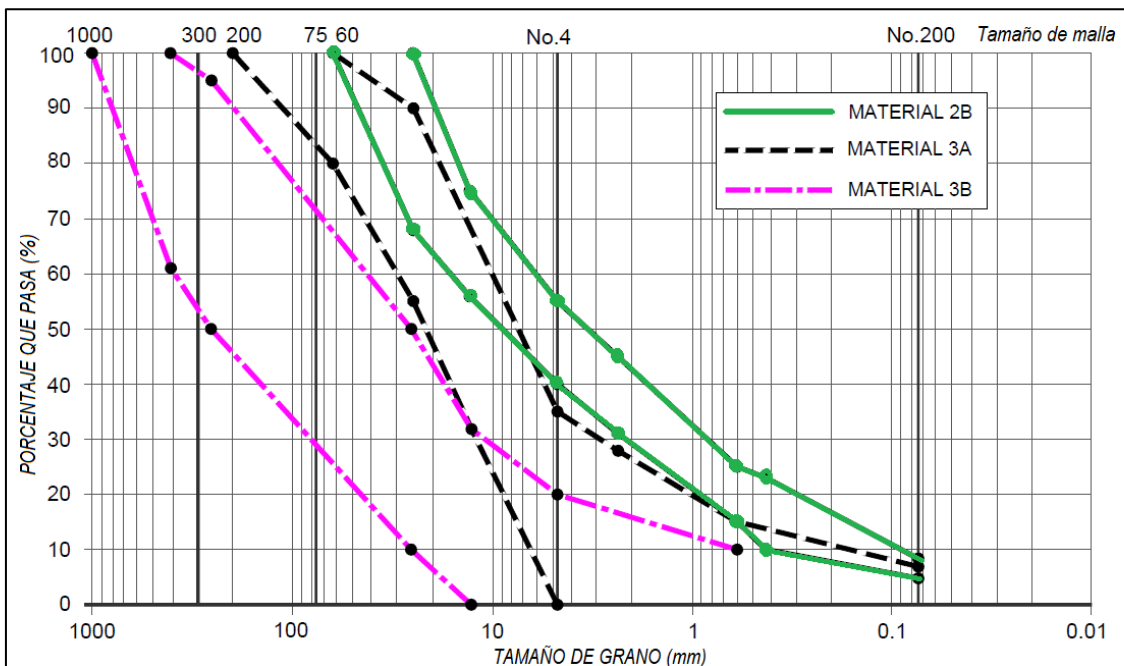
de 150 mm, diseñado específicamente para garantizar la compatibilidad entre los materiales adyacentes.

Finalmente, el Filtro 2B se coloca tanto aguas abajo como aguas arriba del núcleo impermeable. Este material consiste en gravas y arenas bien gradadas con un tamaño máximo de 60 mm. Su función principal es proteger el núcleo impermeable, asegurando un adecuado control del flujo de agua a través del sistema.

La Figura 80 presenta las curvas granulométricas de los materiales utilizados, y presenta la banda granulométrica de materiales 2B, 3A y 3B. Estas curvas confirman las características de gradación descritas y aseguran que cada material cumple los requisitos técnicos para su aplicación en la presa de relaves. (Levenick, 2009)

Figura 81

Límites de Gradación de Material 2B, 3A y 3B



Nota. Elaboración propia

4.2.3. Concreto asfáltico (núcleo)

El material de concreto asfáltico constituye un elemento de baja permeabilidad del recimiento línea central para el control de las filtraciones.

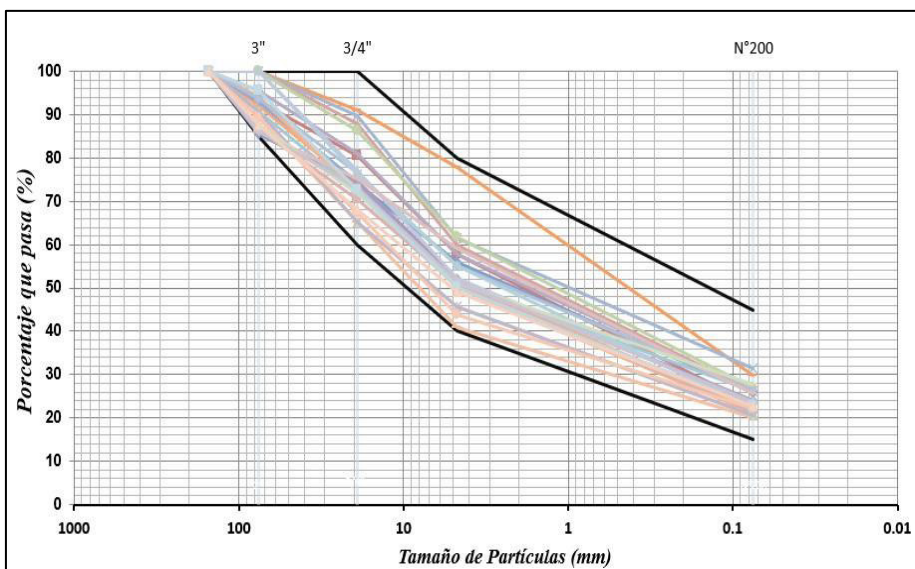
El concreto asfáltico consta de una mezcla de bitumen y tres tipos de agregados: agregado grueso altamente fracturado, agregado fino (arena) y relleno mineral (toda partícula pasando el tamiz 0.6 mm). El relleno mineral es caliza finamente molida o cal hidratada para mejorar la adherencia entre el agregado y cemento asfáltico. Los agregados que conforman la mezcla tienen un tamaño máximo de 19 mm.

4.2.4. Morrena

El material de baja permeabilidad de tamaño máximo de 150 mm colocado hacia aguas arriba entre el núcleo de concreto asfáltico y el material de relleno 2B, con una distribución granulométrica como se muestra en la Figura 81. El material tiene un índice de plasticidad (IP) mayor a 8 y menor que 30, asimismo, tiene una permeabilidad menor de 1×10^{-6} cm/s.

Figura 82

Curvas Granulométricas de material de baja permeabilidad(morrena)



Nota. Elaboración propia

4.2.5. Relave

En la playa de relaves de la presa se realizaron investigaciones geotécnicas con el objetivo de caracterizar las propiedades del material de relave. La Figura 82 muestra la

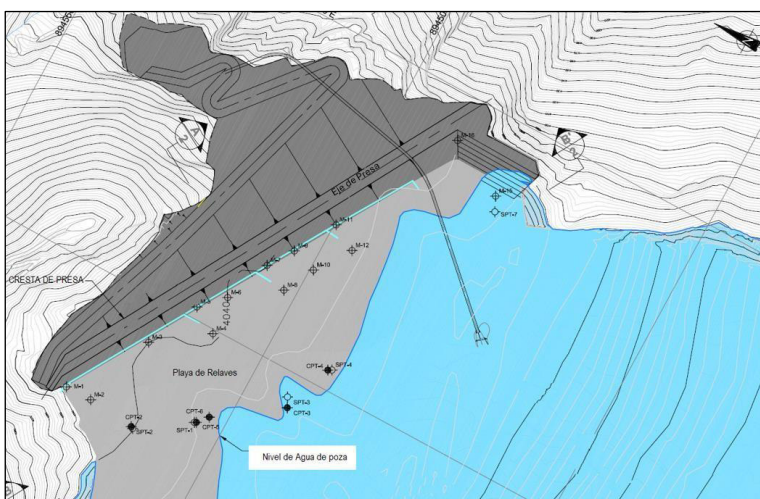
ubicación de los sondeos realizados, mientras que la Figura 83 ilustra la realización de las pruebas de penetración estándar (SPT) correspondientes a dicha área.

La Figura 84 presenta los resultados obtenidos durante los ensayos. La figura superior presenta el número de golpes no corregido (N), que muestra una tendencia decreciente con la profundidad, particularmente entre 0 y 70 m. El gráfico inferior muestra el número de golpes corregido $(N_1)_{60}$, el cual incluye ajustes para la eficiencia del martillo y la presión de sobrecarga. A diferencia del caso no corregido, los datos ajustados presentan una mayor dispersión y una tendencia menos marcada con la profundidad. Este comportamiento indica que los factores de corrección suavizan las variaciones, proporcionando una representación más precisa de la resistencia relativa del subsuelo.

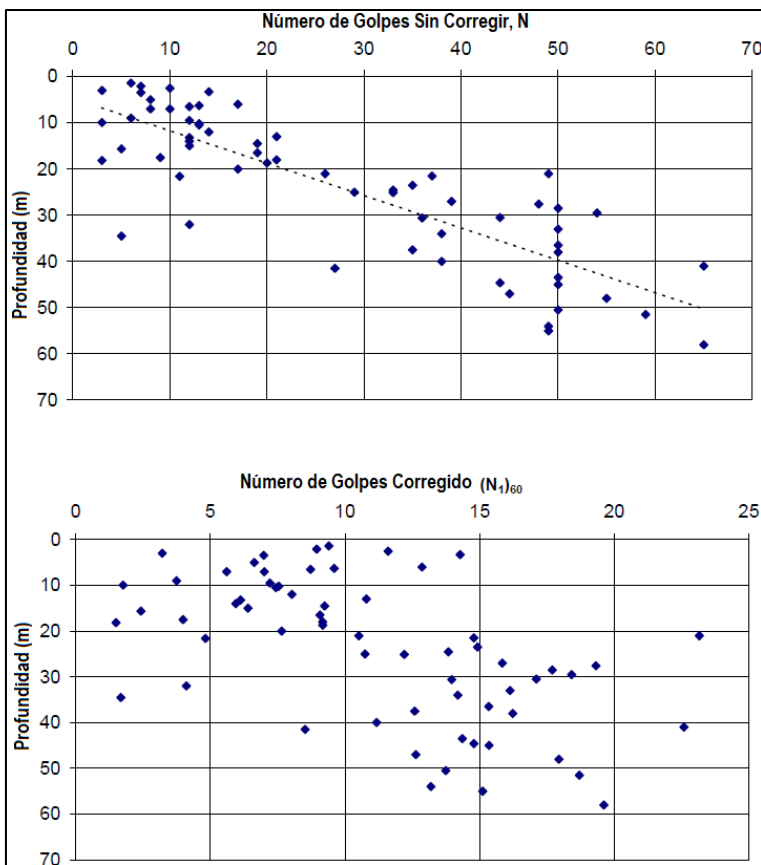
En conjunto, los resultados demuestran que, aunque ambos conjuntos de datos muestran un incremento general en resistencia con la profundidad, las correcciones son esenciales para reducir las posibles influencias de factores externos y obtener una interpretación más confiable. (Vargas et al., 2021)

Figura 83

Ubicación de sondajes geotécnicos en la playa de relaves



Nota. Elaboración propia

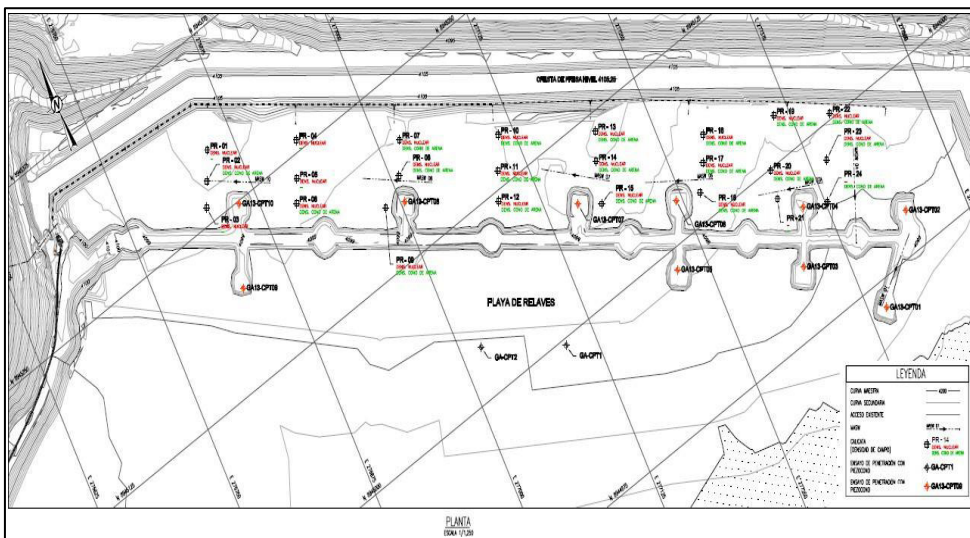
Figura 84*Ensayo SPT en playa de relaves**Nota. Elaboración propia***Figura 85***Resultados de Ensayos de Penetración Estándar (SPT) en Playa de Relaves*

Nota. Elaboración propia

Además, se llevaron a cabo investigaciones adicionales en la playa de relaves, las cuales incluyeron calicatas, sondeos y ensayos geofísicos, como se ilustra en las Figuras 85 y 86. Estas actividades incluyeron ensayos de laboratorio realizados con muestras recolectadas de las calicatas, así como ensayos de campo tales como ensayos de penetración dinámica (CPT) y pruebas de densidad in situ. Los sondeos CPT alcanzaron una profundidad de 40 m. Los sondeos revelaron la presencia de un estrato predominante de arena limosa con segregación en capas alternadas de arenas más gruesas y limosas, características que fueron corroboradas a través de los ensayos en el campo. Esta configuración estratigráfica de relaves es consistente con los reportados por Vergaray et al. (2023), quienes estudiaron el comportamiento estático y cíclico de relaves de mina de cobre. Los resultados obtenidos de las calicatas confirman que el estrato superficial de la playa de relaves, adyacente a la presa, corresponde generalmente a un suelo clasificado según el sistema SUCS como arena bien gradada con contenido limoso (SW-SM). Este material presenta tonalidad beige y plomo, posee una textura de consistencia compacta, no plástica, húmeda y de estructura homogénea, lo que lo hace representativo de las condiciones del material de la playa de relaves.

Figura 86

Investigaciones geotécnicas adicionales en la playa de relaves



Nota. Elaboración propia

Figura 87

Desarrollo de calicatas y ensayo de densidad en playa de relaves



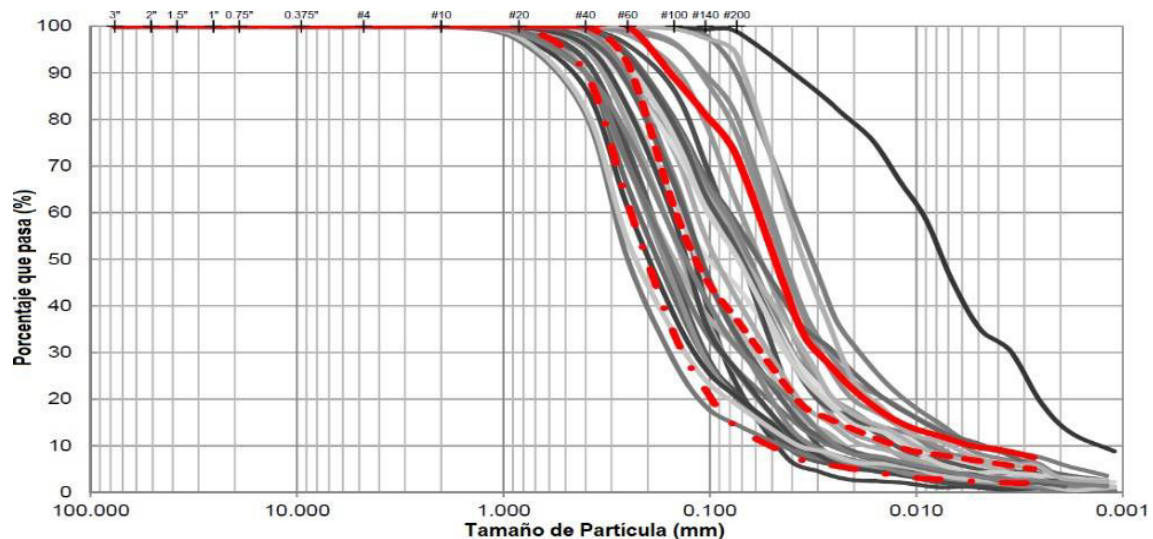
Nota. Elaboración propia

La Figura 87 presenta los resultados obtenidos de las pruebas granulométricas realizadas en muestras de la playa de relaves. Los resultados indican que el material no contiene grava (0%), mientras que los porcentajes de arena varían entre 1.2% y 85.5%. Los limos constituyen entre el 35.3% y el 87% del material, y los contenidos de arcilla oscilan entre 1.1% y 12%. Asimismo, el material presenta una densidad relativa media, con valores estimados entre 45 % y 65 %. Estos datos reflejan una distribución predominante de

partículas finas, con una alta proporción de limos y arenas, lo que es característico de materiales de relaves. (Fourie et al.,2022; Vergaray y Macedo, 2023)

Figura 88

Granulometría de relaves



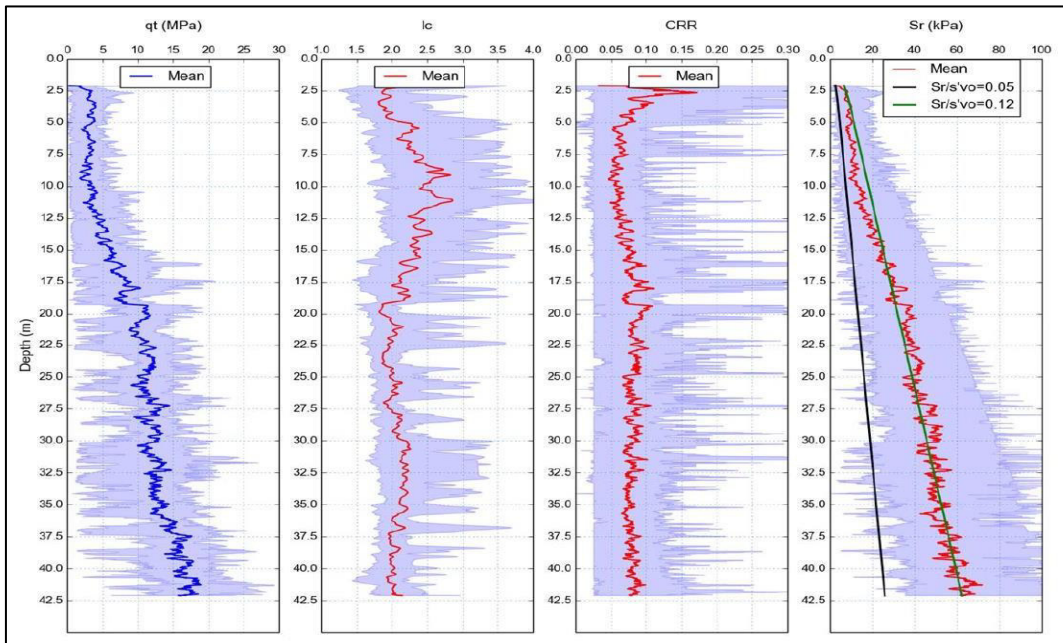
Nota. Elaboración propia

La figura 88 muestra rangos de distribución para los valores de resistencia corregida en la punta (q_t), índice de comportamiento de suelo (I_c), ratio de resistencia cíclica al corte (CRR) y resistencia residual no drenada (S_r) obtenidos de los diez (10) sondajes CPTu. La figura presenta la distribución de valores mínimos, máximos y promedio en función de la profundidad del depósito de relaves. A continuación, se resume los valores estimados:

- El valor de CRR varía entre 0.05 a 0.10, con un valor promedio de 0.07 uniforme a lo largo de la profundidad.
- El valor promedio de S_r se incrementa con la profundidad y varía entre 2 kPa a 2.5 m de profundidad y 60 kPa a 40 m de profundidad.
- La variación de la razón de resistencia residual no drenada con respecto al esfuerzo efectivo vertical (S_r/σ'_{vo}) mínima con la profundidad es de 0.05, mientras que la variación promedio de S_r/σ'_{vo} con la profundidad es de 0.12.

Figura 89

Variación de valores mínimos, máximos y promedio de q_t , I_c , CRR y S_r con la profundidad obtenidos de los ensayos CPTu



Nota. Elaboración propia

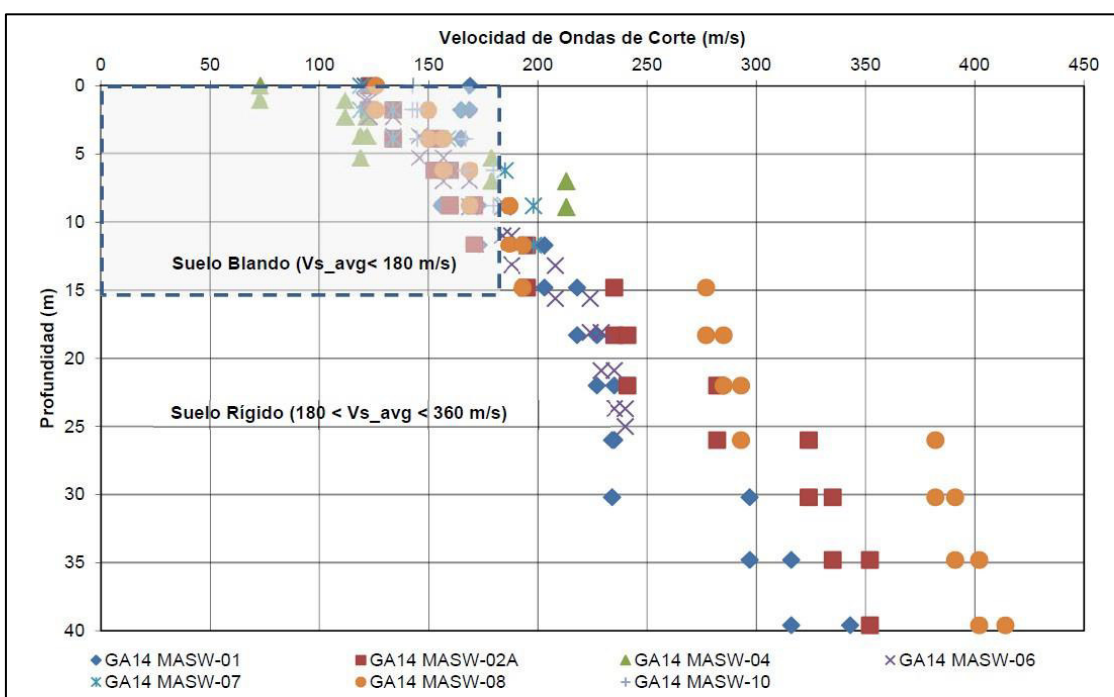
Las investigaciones de refracción sísmica realizados en la playa de relaves presentan los resultados mostrados en la Figura 89. Los perfiles de velocidad de ondas de corte (V_s) obtenidos a través de ensayos geofísicos MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), indican un incremento de la velocidad de onda de corte con la profundidad, asociado al aumento de la presión de confinamiento. Este comportamiento refleja una transición progresiva en las propiedades del material de relave, con capas más flexibles en las zonas superficiales y una mayor rigidez en profundidad.

En los primeros 15 metros, el material se comporta como un suelo blando, con velocidades promedio de $V_s \approx 180$ m/s. Por debajo de esta profundidad, el material se comporta como un suelo rígido ($V_s > 180$ m/s), alcanzando velocidades promedio de $V_s \approx 350$ m/s.

Estos resultados reflejan la transición de un comportamiento más blando en las capas superficiales a una mayor rigidez en profundidad, debido al aumento de la consolidación y las características geotécnicas del material de relave. Esta información es fundamental para evaluar la respuesta dinámica del depósito de relaves, especialmente bajo condiciones de carga sísmica.

Figura 90

Perfiles de velocidad de onda de corte en la playa de relaves



Nota. Elaboración propia

4.3. Consideraciones de carga sísmica

El análisis de peligro sísmico específico del sitio permitió definir los parámetros requeridos conforme a normativas internacionales y nacionales, tales como el International Building Code, la norma ASCE 7-2005 y la Norma Técnica Peruana E-030 (Diseño Sismorresistente, 2017). Según la E-030, la presa en estudio se ubica en la Zona Sísmica 3, con una aceleración pico de 0.35g.

Por otro lado, el concepto de Sismo Máximo Creíble (MCE) es ampliamente utilizado en ingeniería sísmica y geotecnia para definir el evento sísmico más severo que puede ocurrir razonablemente en una región, considerando las condiciones geológicas y tectónicas actuales. Este concepto no evalúa la probabilidad de ocurrencia en un período específico, sino que establece el máximo potencial sísmico asociado a una falla o sistema de fallas.

En cumplimiento de las directrices de seguridad para presas de la Canadian Dam Association (CDA), el riesgo sísmico de la presa fue clasificado como "Extremo". Para este nivel de riesgo, la CDA recomienda considerar el Sismo Máximo Creíble (Maximum Credible Earthquake, MCE), definido como un evento con un período de retorno de 10,000 años, el cual se adoptó como sismo de diseño para la presa. La aceleración máxima horizontal del terreno (PGA) asociada al MCE se estimó en 0.48g en afloramiento rocoso o en suelos tipo S1, de acuerdo con la Norma E-030 (2017). Esta estimación se basó en el percentil 84 del espectro de aceleración determinístico (valor medio más una desviación estándar) y corresponde a un sismo de magnitud 8.0, de tipo intraplaca, con una distancia de ruptura aproximada de 111 km respecto al sitio del proyecto.

Este enfoque en la caracterización del peligro sísmico y la selección del sismo de diseño es consistente con lo aplicado en estudios recientes en Sudamérica, con el desarrollado por Macedo et al., (2022), quienes realizaron un análisis dinámico de esfuerzos efectivos para una presa de relaves, considerando movimientos sísmicos de subducción. Dicho estudio adoptó un enfoque determinístico basado en el espectro de respuesta correspondiente al percentil 84, alineado con las prácticas regionales y los lineamientos de Martínez y Hull (2019).

4.4. Evaluación de estabilidad por equilibrio límite

4.4.1. *Parámetros geotécnicos*

Los parámetros geotécnicos utilizados en el análisis de estabilidad se obtienen a partir de ensayos campo, así como calicatas, sondajes diamantinos, SPT, CPT y ensayos geofísicos, así como de ensayos de laboratorio, realizados sobre distintos materiales involucrados antes y durante la construcción de la presa. Estos materiales incluyen enrocados, filtros, materiales de baja permeabilidad, concreto asfáltico y macizo rocoso. Por otro lado, los parámetros geotécnicos de los relaves de mina han sido caracterizados con mayor profundidad por Vergaray y Macedo (2023), quienes evaluaron su comportamiento mediante ensayos avanzados, considerando las particularidades del material frente a sollicitaciones estáticas y cíclicas.

En términos de resistencia, la propiedad más relevante para este análisis es el ángulo de fricción interna (φ') del material de enrocado, el cual varía con el esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_n) para definir la resistencia cortante (τ) del material como se muestra a continuación:

$$\tau = \sigma'_n \tan(\varphi') \quad (67)$$

La resistencia al corte del material de enrocado tipo 3B fue evaluada utilizando la correlación propuesta por Leps (1970). Este criterio describe la variación del ángulo de fricción en función de la presión normal aplicada. Según los datos experimentales, el ángulo de fricción disminuye a medida que se incrementa la presión de confinamiento, lo que resulta particularmente relevante en el diseño de presas de gran altura, donde las presiones confinantes alcanzan valores significativos.

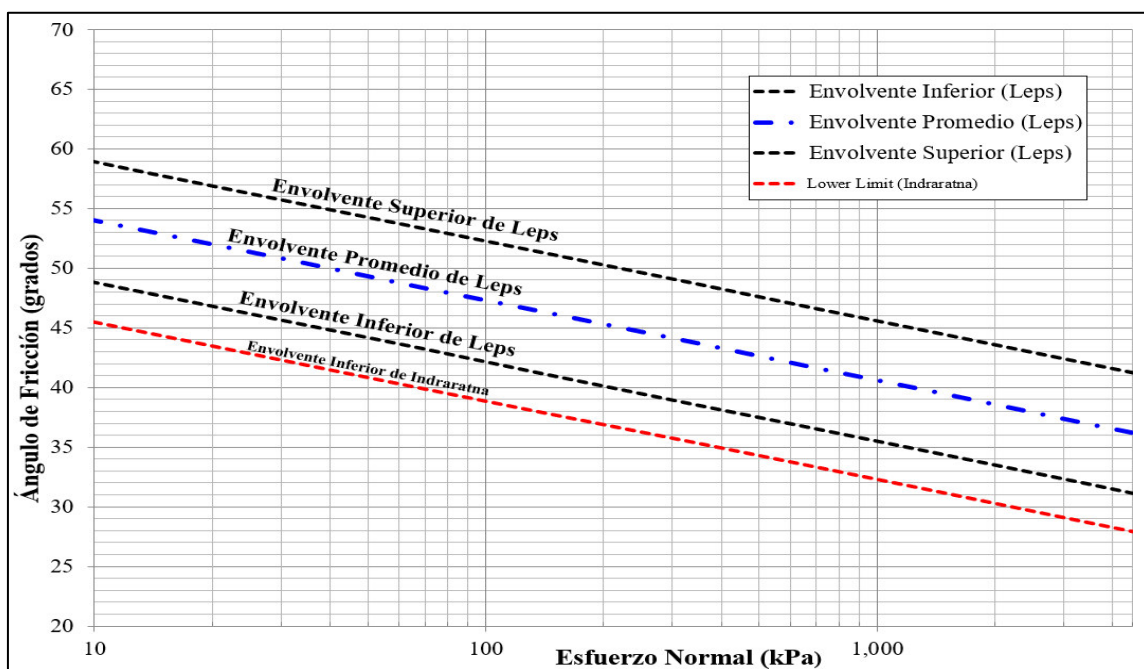
Para representar el comportamiento de los materiales de enrocado, se emplearon las envolventes propuestas por Leps (1970), que incluyen los límites superior e inferior, así como la envolvente promedio. Estas curvas, ilustradas en la Figura 90, se basan en un

extenso conjunto de pruebas triaxiales realizadas en diversos tipos de materiales de enrocado, como arenas, gravas y partículas angulares. Los resultados muestran que los materiales con mayor densidad, buena gradación y partículas fuertes tienden a presentar ángulos de fricción más altos, mientras que aquellos con baja densidad, mala gradación y partículas débiles exhiben menores resistencias al corte.

En particular, la envolvente promedio fue seleccionada como base para estimar el comportamiento típico del material de enrocado tipo 3B. Esta elección, de carácter conservador, se justifica por su representatividad y adecuación a las características del material analizado.

Figura 91

Resistencia de enrocado



Nota. Elaboración propia

Los parámetros geotécnicos utilizados en el análisis son presentados en la Tabla 17.

Tabla 17*Propiedades de los materiales de relleno de Presa y Relaves*

Material	Peso Unitario (kN/m³)	Angulo de Fricción (°)	Cohesión C (kPa)	Relación de resistencia no drenada residual Su/ q'
Filtro 2B	19	38	0	-
Transición 3A	19	39	0	
Núcleo de concreto asfáltico	20	26	20	-
Material de Baja permeabilidad	20	28	0.2	
Relaves	18.5	34	0	0.10
Enrocado 3B	20.5	Curva de Leps promedio(1970)		
Basamento Rocoso	25	34	250	

Nota. Elaboración propia

La resistencia de los relaves se determinó a partir de los resultados obtenidos en ensayos de campo y laboratorio realizados específicamente en muestras de relaves. La resistencia residual fue caracterizada utilizando la relación entre la resistencia no drenada (S_u) y el esfuerzo efectivo vertical (σ_v'), adoptándose un valor de $S_u/\sigma_v' = 0.10$ como representativo del comportamiento del material en condiciones críticas. Este valor se seleccionó con base en los resultados de pruebas CPTu presentados en la Figura 88. Este tipo de correlaciones, establecen relaciones entre la resistencia de punta media y los parámetros de resistencia para materiales sueltos. Dichas correlaciones se basan en análisis retrospectivos de fallas reales por licuefacción de flujo, utilizados para evaluar la resistencia al corte movilizada durante la activación de una falla. (Zabolotnii et al., 2022)

En el análisis pseudoestático, se asumió un pico de aceleración de 0.48g, aplicando un coeficiente sísmico horizontal $k_h = 0.24$. Para la condición post-sísmica, se utilizó una relación de la resistencia no drenada residual para el material de relave, de $\frac{S_u}{p'} = 0.10$.

4.4.2. Metodología de análisis de estabilidad

Se llevaron a cabo evaluaciones de estabilidad bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas con el fin de analizar el comportamiento del espaldón ubicado aguas abajo de la presa. Asimismo, se realizaron análisis estáticos y post-sísmicos para evaluar la estabilidad de la estructura de enrocado colocada sobre el material de relaves, ubicada aguas arriba de la presa.

En todos los casos, se consideraron superficies de falla no circulares y se aplicó la teoría de equilibrio límite utilizando el método de Spencer. El esfuerzo resistente desarrollado a lo largo de las superficies de falla se modeló conforme al criterio de Mohr-Coulomb.

Los cálculos fueron realizados utilizando el software Slide, mediante el cual se identificaron las superficies críticas con el menor factor de seguridad en cada una de las cuatro etapas de recrecimiento de la presa.

4.4.3. Condiciones analizadas

4.4.3.1. Condiciones estáticas. El análisis de estabilidad en condiciones estáticas considera únicamente las cargas debidas al peso propio de la estructura como fuerzas desestabilizadoras. De acuerdo con los criterios de diseño establecidos por el Ministerio de Energía y Minas (MINEM), la Canadian Dam Association (CDA) y la Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD), se adopta un factor de seguridad mínimo de 1.5.

Este análisis se llevó a cabo considerando parámetros drenados de resistencia al corte, lo que implica que los materiales han alcanzado el equilibrio de presiones intersticiales bajo condiciones de drenaje efectivas.

4.4.3.2. Condiciones pseudo-estáticas. El análisis pseudo-estático de la estructura consideró una fuerza horizontal equivalente al 50% de la aceleración máxima del sismo de diseño (PGA).

Según la Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina, se establece que:

En las guías internacionales de seguridad para presas de relaves generalmente se tiene una recomendación de un estándar de diseño basado en el Terremoto Máximo Creíble (TMC) para las principales presas de relaves, especialmente aquellas en las cuales una falla se podría ocasionar la pérdida de vidas y graves daños a la propiedad.

El criterio del Terremoto Máximo Creíble (MCE, por sus siglas en inglés) es ampliamente utilizado en el análisis sísmico de presas. Diversas normativas y guías internacionales recomiendan su aplicación para evaluar la estabilidad global de la presa y el potencial de fallas catastróficas. Entre las principales referencias que incorporan este criterio se encuentran:

- ICOLD (International Commission on Large Dams, 2016 – Boletín 148)
- ANCOLD (Australian National Committee on Large Dams)
- CDA (Canadian Dam Association, 2007 – revisada en 2013)

Estas normativas establecen criterios para el análisis sísmico de presas basados en su clasificación y las consecuencias potenciales de su falla. En particular, las presas clasificadas en la categoría de consecuencias extremas deben ser diseñadas para resistir el MCE o un sismo con un período de retorno de 10,000 años. Este enfoque garantiza que la presa mantenga su integridad estructural y funcionalidad esencial durante y después de eventos sísmicos extremos.

De acuerdo con estos criterios, la aceleración máxima horizontal para la zona de estudio se consideró 0.48g, correspondiente al MCE, según el análisis de peligro sísmico

del sitio realizado por M. Monroy y A. Hull (2016). En consecuencia, el coeficiente sísmico horizontal utilizado en los análisis fue $K_h = PGA/2=0.24g$.

Finalmente, conforme a la recomendación de la CDA (2013, 2019), se considera factor de seguridad superior a 1.0 aceptable para la condición pseudo-estática.

4.4.3.3. Condiciones de post-sismo. Según lo establecido por la Canadian Dam Association, para condiciones post-sismo o post-licuación, se considera adoptar como criterio un valor de factor de seguridad mínimo de 1.2 para los taludes aguas arriba y aguas abajo de la presa.

Dado que el relave del depósito de relaves es un material con potencial de licuación, en el análisis de estabilidad se considera su resistencia residual, mientras que para los demás materiales se adoptan parámetros de resistencia en condiciones drenadas.

Este enfoque garantiza una evaluación conservadora de la estabilidad, alineada con normativas internacionales como ICOLD y ANCOLD, que enfatizan la importancia de considerar la resistencia post-licuación en materiales susceptibles a este fenómeno.

4.4.4. Resultados de análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad de la presa de relaves se realizó utilizando el método de equilibrio límite, mediante el software SLIDE versión 6. El análisis consideró tres condiciones: estática, pseudoestática y post-sismo, considerando los factores de seguridad recomendados por la normativa peruana y las guías internacionales.

El recrecimiento de la presa comprende cuatro etapas, para cada una de las cuales se realizó un análisis de estabilidad de taludes. En la Tabla 17 se detallan las propiedades de los materiales de relleno y relave, obtenidas a partir de investigaciones de campo y ensayos de laboratorio.

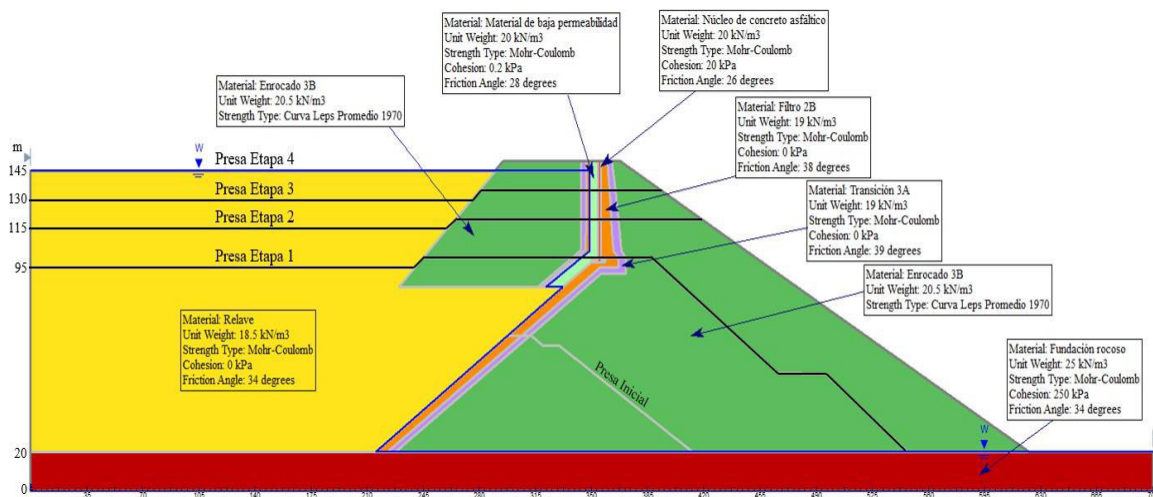
La Figura 91 muestra el modelo para el análisis de estabilidad de la presa de relaves - Etapa 4, en el cual se integran los parámetros de resistencia de los materiales y la

configuración del nivel freático. De manera similar, se ha desarrollado un modelo específico para cada etapa del recrecimiento de la presa, con el fin de evaluar su estabilidad de taludes de la presa mediante el método de equilibrio límite.

El análisis de estabilidad sísmica se realizó considerando un coeficiente sísmico horizontal de $kh=0.24$, en concordancia con el criterio de consecuencia de falla de la presa y los criterios de diseño establecidos.

Figura 92

Modelo de Presa de Relaves Etapa 4 para el análisis de estabilidad



Nota. Elaboración propia

Los resultados del análisis de estabilidad de la presa de relaves se resumen en la Tabla 18, mientras que en el Anexo F se presentan los detalles de los cálculos.

Los resultados del análisis de estabilidad de la presa de relaves de las cuatro etapas de recrecimiento se resumen en la Tabla 18. En condición estática, los factores de seguridad (FS) de los taludes, tanto aguas arriba como aguas abajo, superan holgadamente el valor mínimo requerido ($FS > 1.5$), indicando un comportamiento estable bajo condiciones sin carga sísmica. En condición pseudoestática, se evidencia una disminución significativa en los factores de seguridad, atribuible a la influencia de las solicitaciones sísmicas sobre la estabilidad de taludes, no obstante, los valores obtenidos se mantienen por encima del

mínimo aceptable ($FS > 1$). Para la condición post-sísmica, el factor de seguridad del talud aguas arriba, donde se presenta interacción directa con el material de relaves, muestra una ligera disminución respecto a la condición estática, sin embargo, los valores obtenidos se mantienen por encima del umbral mínimo recomendado ($FS > 1.2$), lo que sugiere una estabilidad de taludes aceptable tras la ocurrencia del evento sísmico.

Tabla 18

Resultados de Factor de Seguridad Estática, Pseudoestática y Post Sismo de la Presa de Relaves

Recrecimiento de la presa de Relaves	FS de Talud Aguas Abajo de Presa		FS de Talud Aguas Arriba de Presa		Post Sismo
	Estática	Pseudoestática	Estática	Pseudoestática	
Presa Etapa 1	1.87	1.19	1.71	1.19	1.63
Presa Etapa 2	2.10	1.29	1.68	1.16	1.61
Presa Etapa 3	2.08	1.29	1.67	1.15	1.61
Presa Etapa 4	2.04	1.25	1.63	1.12	1.59

Nota. Elaboración propia

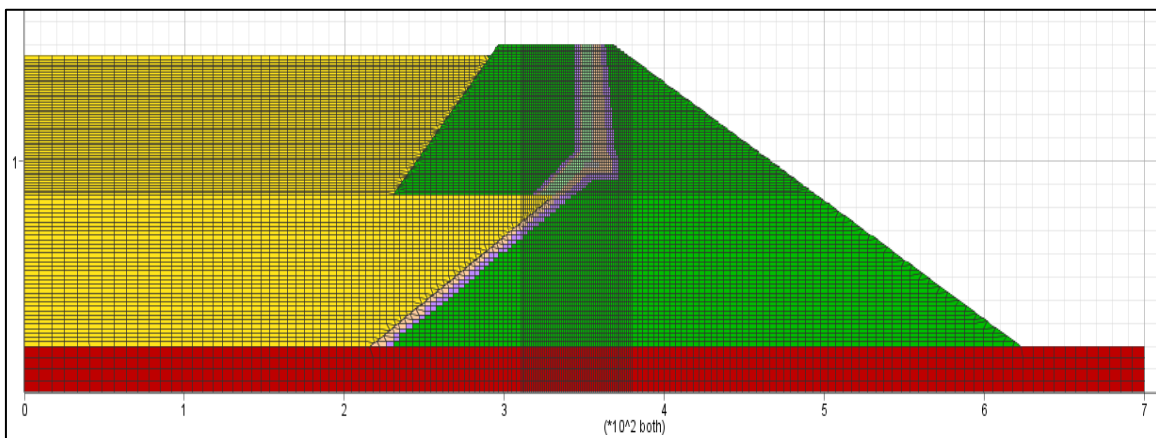
4.5. Modelamiento numérico

El análisis de la presa se llevó a cabo utilizando el software FLAC2D, el cual permite resolver problemas geotécnicos relacionados con tensión y deformación mediante una formulación numérica que emplea un método de tiempo explícito detallado. La Figura 92 presenta el modelo numérico correspondiente a la Etapa 4 desarrollado con FLAC2D, incluyendo los grupos de materiales considerados en el modelo. Este modelo está conformado por una malla de 186 x 98 elementos, con un dominio que se extiende hasta 700 m en la dirección horizontal y 150 m en la dirección vertical.

Los contornos laterales del modelo son móviles en la dirección vertical, mientras que el límite inferior está fijo en ambas direcciones, la dirección vertical y la horizontal. La Figura 92 y 93 detalla la malla de diferencias finitas y la discretización de los materiales, incluyendo los filtros y los materiales con diferentes permeabilidades. El tamaño de los elementos de la malla de diferencias finitas es de 1 m x 1 m en la parte principal del modelo (eje de la presa) y aumenta gradualmente hasta aproximadamente 5 m x 6 m hacia los límites del dominio del modelo de la presa. El tamaño de los elementos fue seleccionado considerando la propagación de ondas de corte, relacionadas con el tamaño de los elementos y la rigidez de los materiales.

Figura 93

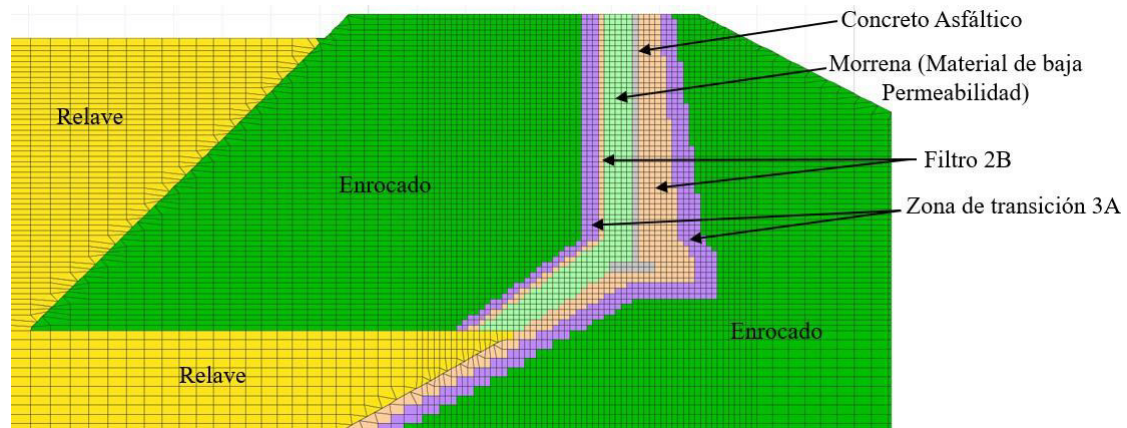
Modelo numérico FLAC 2D de recrecimiento de presa de relaves hasta la Etapa 4



Nota. Elaboración propia

Figura 94

Malla de diferencias finitas y discretización de materiales de presa



Nota. Elaboración propia

4.5.1. Análisis estático

4.5.1.1. Propiedades de los materiales. Las propiedades de los materiales empleados en los análisis estáticos se determinan mediante ensayos realizados en laboratorio y mediciones in situ. Estos parámetros son fundamentales para evaluar el comportamiento mecánico y garantizar la estabilidad en cada etapa del recrecimiento de la presa mediante el método de eje central. La Tabla 19 presenta un resumen detallado de los parámetros de los materiales de la presa, los relaves y la roca de fundación.

Tabla 19

Propiedades de los materiales de la presa de relaves para el análisis en condiciones estáticas al final de la etapa 4 y la estimación de desplazamientos utilizando FLAC

Material	Peso Unitario (kN/m ³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión C (kPa)	Módulo de Elasticidad E (MPa)	Poisson (ν)	Módulo de rigidez G(MPa)	Módulo de Bulk K(MPa)	Porosidad n	Conductividad hidráulica, K (m/s)
Filtro 2B	19	38	0	280	0.35	104	311	0.26	2x10 ⁻⁵
Transición 3A	19	39	0	340	0.28	133	258	0.3	1x10 ⁻⁴
Núcleo de concreto	20	26	20	130	0.3	50	108	0.03	1x10 ⁻¹⁰
Material de asfáltico									
Baja permeabilidad	20	28	0.2	80	0.35	30	89	0.2	1x10 ⁻⁸
Relaves	18.5	34	0	40	0.3	15	33	0.45	2x10 ⁻⁶
Enrocado 3B	20.5	42	0	380	0.28	148	288	0.28	1x10 ⁻²
Basamento Rocoso	25	34	250	4000	0.25	1600	2667	0.25	8x10 ⁻⁷

Nota. Elaboración propia

4.5.1.2. Análisis de estabilidad por método de reducción de resistencia. Antes de realizar los análisis dinámicos, el cuerpo de la presa y su fundación fueron analizados bajo cargas gravitacionales con condiciones drenadas, con el objetivo de establecer el estado de esfuerzos previo al sismo. Para ello, se utilizó el modelo Mohr-Coulomb para los materiales de relaves y de la presa, así como para la fundación del macizo rocoso.

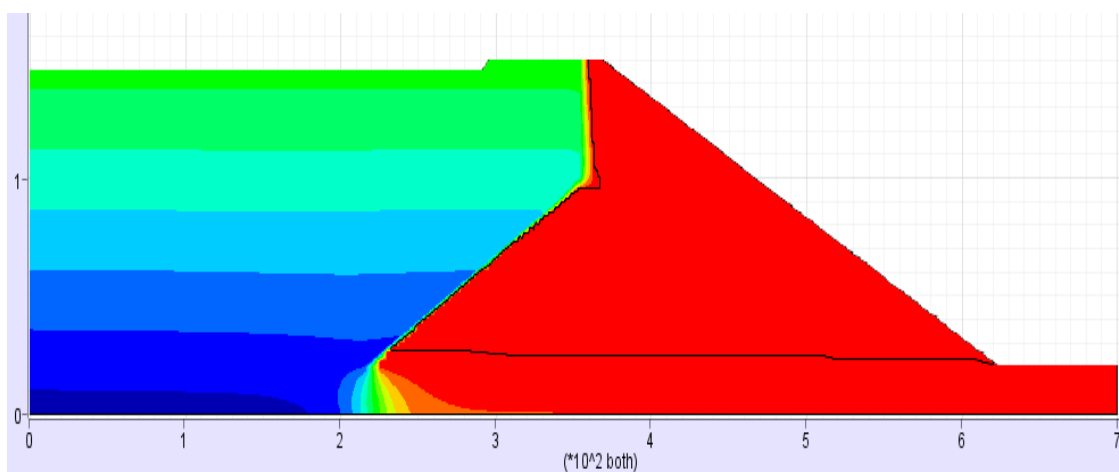
En paralelo al análisis estático, se realizaron análisis de flujo para determinar la distribución de presiones de poro previa al sismo, es decir, la condición de flujo en estado estable. En el modelo se aplicaron condiciones de contorno de agua subterránea, lo que

permitió obtener un nivel freático controlado por materiales de baja permeabilidad y una cara inferior de la presa compuesta por geomembrana. Este enfoque aseguró el flujo del agua y la saturación de los relaves, describiendo una condición de flujo desde la poza hacia la playa de relaves y su control a través de la fundación de la presa.

Las propiedades empleadas para el análisis, que incluyen las permeabilidades de cada material, se presentan en la Tabla 19. Estas propiedades fueron utilizadas tanto en el análisis estático como en los cálculos de flujo de agua. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 94, donde se detalla el estado inicial de las presiones de poro del agua y el nivel freático antes del sismo en la Etapa 4.

Figura 95

Presión de poro inicial antes del sismo Etapa 4 y el nivel freático



Nota. Elaboración propia

El análisis de estabilidad de la presa de relaves en condiciones estáticas se llevó a cabo mediante el software FLAC 2D, basado en el método de diferencias finitas. Para representar el comportamiento mecánico de los materiales, se utilizó el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, aplicado a los relaves, los materiales de la presa y la roca de fundación, asegurando una caracterización adecuada de sus propiedades geotécnicas.

La evaluación de la estabilidad de los taludes se realizó empleando el método de reducción de resistencia al corte. Este enfoque permitió calcular los factores de seguridad

de forma precisa, integrando las características geomecánicas y las condiciones estáticas del sistema en el análisis.

Los resultados obtenidos del análisis de estabilidad en condiciones estáticas tanto para el talud aguas arriba y aguas abajo se presentan en la Tabla 20 y en la Figura 95.

Tabla 20

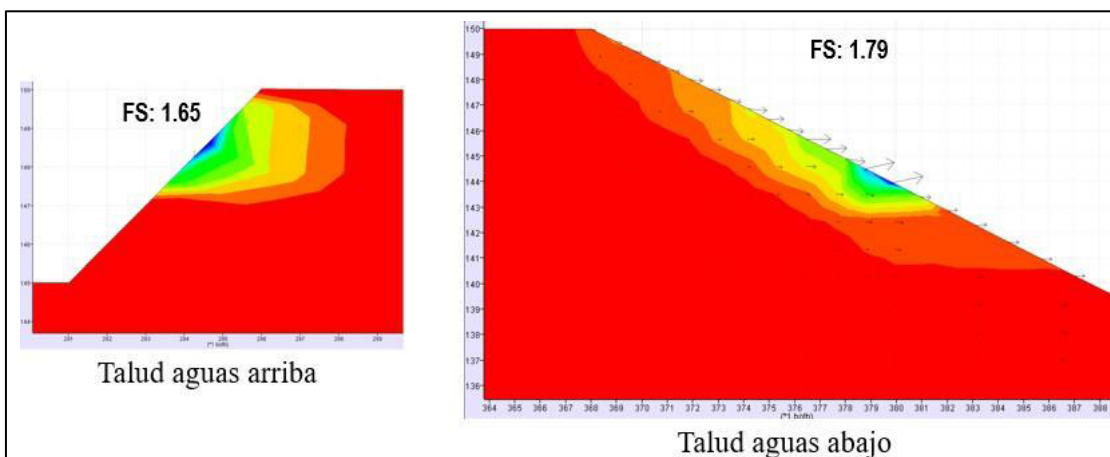
Resultados de Factor de Seguridad Estática de la Presa de relaves por método de reducción de resistencia en su condición Etapa 4

Recrecimiento de la Presa de Relaves	Factor de Seguridad Estática de Talud aguas arriba	Factor de Seguridad Estática de Talud aguas abajo
Presa Etapa 4	1.65	1.79

Nota. Elaboración propia

Figura 96

Resultados de análisis de estabilidad en condición estática de la etapa 4 de la presa



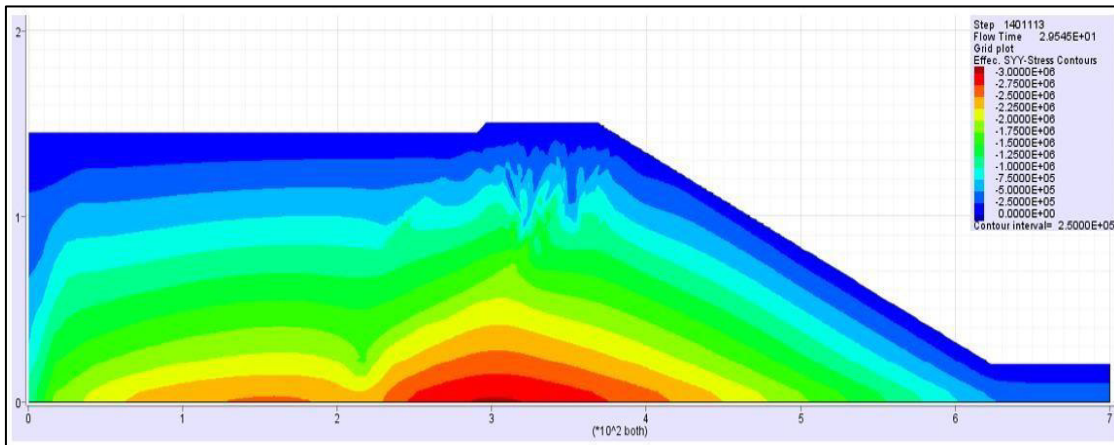
Nota. Elaboración propia

A continuación, se presenta el análisis del comportamiento mecánico de la presa en condiciones estáticas correspondientes a la etapa 4. La Figura 96 muestra la distribución de los esfuerzos efectivos verticales, la Figura 97 representa los esfuerzos efectivos

horizontales, y la Figura 98 ilustra los contornos de incremento de los esfuerzos por corte bajo condiciones estáticas de la presa, previo a la ocurrencia del sismo.

Figura 97

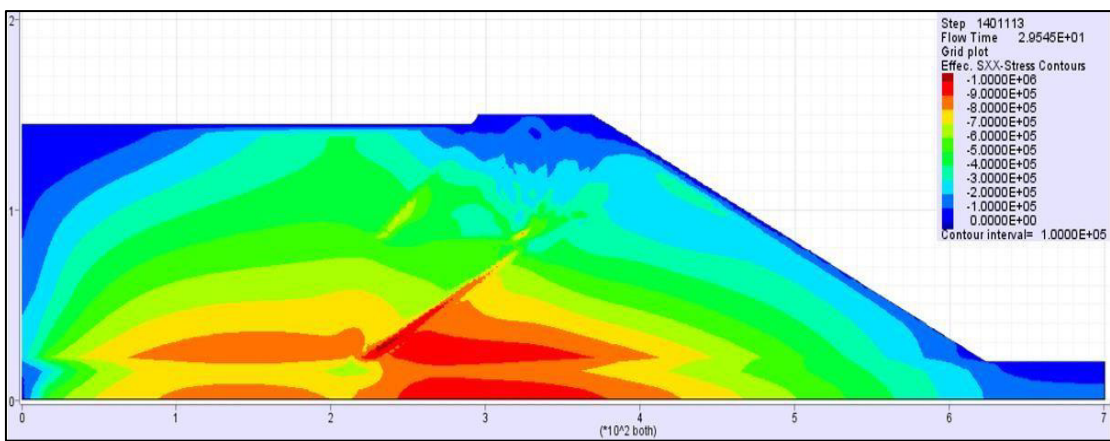
Distribución de Esfuerzos efectivos Verticales



Nota. Elaboración propia

Figura 98

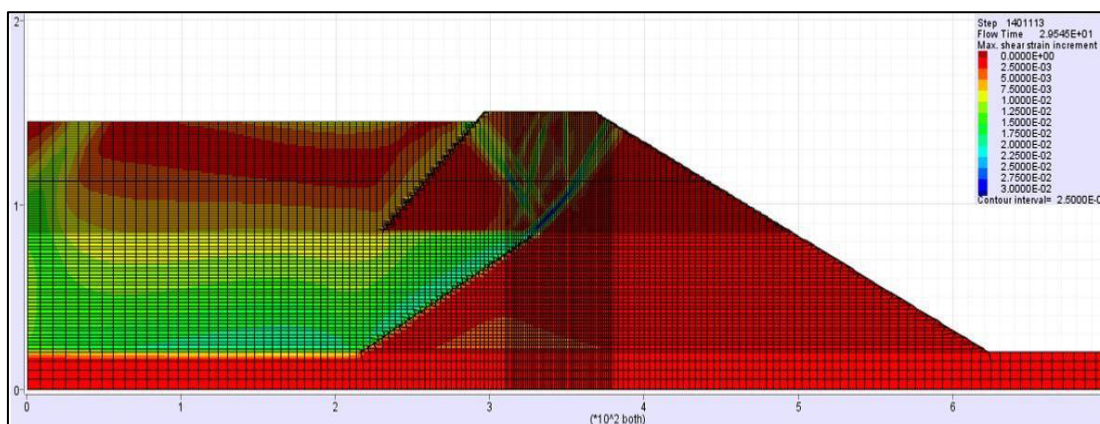
Distribución de esfuerzos efectivos horizontales



Nota. Elaboración propia

Figura 99

Contornos de incremento de deformación por corte



Nota. Elaboración propia

4.5.2. Análisis dinámico

4.5.2.1. Modelo constitutivo. El modelo constitutivo UBCHYST fue seleccionado para los materiales de Filtro 2B (grava y arena), zona de Transición 3A (bolonería, grava y arena), material de baja permeabilidad (morrena) y enrocado 3B. Estos materiales han sido considerados no licuables debido a su alta permeabilidad, tamaño de partículas o grado de compactación.

El modelo UBCHYST, un modelo histerético no lineal de esfuerzo total, es una herramienta robusta desarrollada en la Universidad de British Columbia para el análisis dinámico de suelos sometidos a cargas sísmicas.

Este modelo se aplica en suelos de baja permeabilidad o de grano fino (limos y arcillas) con parámetros de resistencia no drenados, así como en suelos granulares de alta permeabilidad, donde el exceso de presión de poros del agua se disiparía a medida que se genera, o en suelos granulares no saturados. (Macedo et al., 2022)

Sus características incluyen la reducción del módulo secante (rigidez de corte) con la deformación, la emulación de la marcha o el fenómeno de "ratcheting", entendido como el proceso de acumulación progresiva e irreversible de deformaciones en un material

sometido a cargas cíclicas o repetidas. Este fenómeno ocurre cuando hay un sesgo de esfuerzo cortante estático, y el modelo permite además la opción de una reducción permanente del módulo en función de la relación máxima pasada de esfuerzo cortante.

El modelo constitutivo UBCSAND (versión 904 aR) fue seleccionado para representar la respuesta de los materiales de relaves, ya que se espera que sean susceptibles a la licuación. UBCSAND, desarrollado en la Universidad de British Columbia, está diseñado principalmente para suelos de tipo arenoso con potencial de licuación bajo cargas sísmicas, como arenas y arenas limosas con una densidad relativa menor al 80%. Es un modelo de plasticidad basado en esfuerzos efectivos, utilizado para análisis avanzados de esfuerzo-deformación en estructuras geotécnicas.

Este modelo es capaz de reflejar la degradación de la resistencia y la rigidez, así como la generación de presión de poros debido a la acción sísmica, proporcionando una herramienta detallada para el análisis del comportamiento de los relaves bajo condiciones de carga dinámica.

El modelo UBCSAND, empleado para predecir la licuación de relaves en cada etapa de recrecimiento de la presa en el presente estudio de investigación, fue calibrado previamente con los valores de entrada específicos correspondientes a las condiciones del proyecto. El núcleo de concreto asfáltico fue modelado como un material elástico-plástico utilizando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, permitiendo una representación más precisa del comportamiento mecánico bajo diferentes condiciones de carga.

4.5.2.2. Parámetros de los materiales.

a. Parámetros de materiales no licuables. La rigidez al corte en pequeñas deformaciones (dinámica), G_{max} , para la roca de cimentación se estimó a partir de mediciones de la velocidad de onda de corte. La roca de cimentación fue modelada como un material elástico con una velocidad de onda de corte de aproximadamente 808 m/s. En

el caso del filtro 2B, Transición 3A, Enrocado 3B y Material de baja permeabilidad, G_{max} se estimó utilizando las mediciones de la velocidad de onda de corte realizados en la presa y mediciones en materiales similares provenientes de presas existentes. Los valores de G_{max} para diferentes materiales se aplicaron al modelo con una dependencia del esfuerzo de confinamiento efectivo, de acuerdo con la Ecuación 68.

$$G = 21.7K_{2,max} P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{0.5} \quad (68)$$

$$K = K_b P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^m \quad (69)$$

$$G = K_b * \frac{3(1-2v)}{2(1+v)} * P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^m \quad (70)$$

$$S_r = 0.1 \sigma'_v \quad (71)$$

$$\sigma'_m = \frac{(\sigma'_h + \sigma'_v)}{2} \quad (72)$$

Donde:

G_{max} : Módulo de corte ,

$K_{2,max}$: Coeficiente del módulo,

P_a : Presión atmosférica, referencia 100 kPa

σ'_m : Presión de confinamiento media

K_b : Constante del módulo de bulk

m: Exponente del módulo de bulk

v : Relación de poisson.

σ'_h : Esfuerzo horizontal

σ'_v : Esfuerzo vertical

La Ecuación 68 permite que los valores de G_{max} y del módulo volumétrico varíen con la profundidad a lo largo de la altura de la presa.

El resumen de las propiedades dinámicas de la presa y su cimentación se presenta en la Tabla 27, donde se muestran los valores de $K_{2,max}$ seleccionados para los materiales de construcción, los cuales están en el rango esperado para gravas.

El material de concreto asfáltico y el basamento rocoso fueron modelados utilizando el modelo Mohr-Coulomb en FLAC.

Tabla 21

Propiedades de la Presa y Fundación para el Análisis Dinámico

Material	Modelo Constitutivo en FLAC	Peso Unitario (kN/m³)	Coefficiente del Módulo, K_{2,max}	Relación de Poisson, ν	Módulo Cortante a Pequeñas Deformaciones, G_{max @ 1 atm} (MPa)	Módulo Bulk, K_{max @ 1 atm} (MPa)
Filtro 2B	UBCHYST	19	120	0.35	264	792
Transición 3A	UBCHYST	19	150	0.30	330	715
Material de Baja Permeabilidad (Morrena)	UBCHYST	20	90	0.35	198	594
Enrocado 3B	UBCHYST	20.5	180	0.30	396	858
Relave	UBCSAND	18.5	50	0.30	110	238
Núcleo Concreto Asfáltico	Mohr-Coulomb	20	-	0.30	510	1105
Basamento Rocosos	Mohr-Coulomb	25	-	0.25	1633	2721

Nota. Elaboración propia

Un modelo constitutivo definido por el usuario en C++, compilado como un archivo DLL, ha sido implementado en el software FLAC 8.1 para la simulación del modelo UBCHYST. La Tabla 22 presenta la lista de parámetros asociados con el modelo UBCHYST junto con sus respectivos símbolos en la versión DLL.

Tabla 22

Parámetros de entrada del modelo UBCHYST

Descripción del Parámetro	Símbolo utilizado en el Modelo Constitutivo
Cohesión	hcoh
Ángulo de fricción	hfri
Ángulo de dilatación	hdil
Resistencia a la tracción	hten
Módulo de corte máximo a pequeña deformación	hgmax
Módulo volumétrico	hk
Parámetro histerético	hn
Parámetro histerético	hrf
Parámetro histerético	hrm
Parámetro histerético	hdfac
Presión atmosférica	hpa

Nota. Elaboración propia

En la Tabla 23 se presentan los parámetros de resistencia y los parámetros de calibración del modelo constitutivo UBCHYST para los diferentes materiales empleados en la presa. Estos parámetros complementan la información proporcionada en la Tabla 21 y han sido obtenidos a partir de ensayos de laboratorio y calibraciones numéricas. Los parámetros de resistencia, como el ángulo de fricción y la cohesión, fueron determinados

mediante ensayos de caracterización geotécnica de los materiales de la presa, asegurando la representatividad de sus propiedades mecánicas bajo diferentes condiciones de carga.

Por otro lado, los parámetros de calibración del modelo UBCHYST fueron establecidos con base en la experiencia documentada en materiales similares de presas. La determinación de estos parámetros se llevó a cabo mediante la correlación de datos obtenidos de ensayos cíclicos y pruebas de columna resonante, complementados con simulaciones numéricas utilizando el software FLAC.

Tabla 23

Parámetros de Resistencia y Parámetros UBCHYST

Material	Ángulo de Fricción, ϕ (o)	Cohesión, c (kPa)		Parámetros UBCHYST			
		C	hn	hRf	hrm	hdfac	hmod1
Filtro 2B	38	0	2	0.98	2	0.6	0.8
Transición 3A	39	0	2.5	0.98	2	0.7	0.8
Material de Baja Permeabilidad (Morrena)	28	0.5	3.5	0.98	2	0.7	0.8
Enrocado 3B	42	0	2.5	0.80	2	0.8	0.8

Nota. Elaboración propia

La Tabla 23 presenta las propiedades de resistencia y los parámetros calibrados de UBCHYST para los distintos materiales de la presa. Estos parámetros complementan la información proporcionada en la Tabla 21 y han sido ajustados mediante calibraciones numéricas.

b. Parámetros de material licuable (Relaves). En el análisis dinámico para modelar la respuesta del material de relave, se utilizó el modelo constitutivo UBCSAND. Para caracterizar el comportamiento cíclico de los relaves y calibrar el modelo, se

realizaron ensayos de corte simple cíclico (CSS) y ensayos triaxiales consolidados no drenados y drenados. Asimismo, se emplearon valores de relaves de otras presas con características similares. En la Tabla 24 se presentan los parámetros de resistencia como referencia para relaves en condición saturada, los cuales fueron adaptados de Puebla (1999). Para el presente estudio se ha considerado una densidad relativa del 55 %, la cual representa el valor promedio correspondiente a la playa de relaves analizada.

Tabla 24

Valores aproximados del número de corte elástico k_G^e

Estado	Dr(%)	(N1) 60	k_G^e
Muy suelto	0-15	0-3	300
Suelto	15-35	3-8	300-900
Medio	35-65	8-25	900-2000
Denso	65-85	25-42	1500-2500
Muy denso	85-100	>42	>2000

Nota. Adaptado de Puebla (1999)

En la Tabla 25 se puede observar los parámetros del modelo constitutivo UBCSAND para relaves, los cuales han sido determinados a partir de ensayos de penetración estándar (SPT) realizados en campo, ensayos de laboratorio y referencias bibliográficas de materiales de presa similares.

La Tabla 25 proporciona un resumen detallado de los parámetros clave utilizados en el modelo UBCSAND, incluyendo valores de referencia como el ángulo de fricción a volumen constante ϕ_{cv} , el módulo de corte elástico k_G^e , el módulo volumétrico elástico k_B^e y el módulo de corte plástico k_G^p . Adicionalmente, se incluyen los índices de módulo para corte elástico n_e , volumétrico elástico m_e y corte plástico n_p , los cuales permiten

caracterizar la rigidez del material en función del esfuerzo aplicado, así como se expone en el ítem 2.1.6.4. (Beaty y Byrne, 2011; Armacanqui, 2021)

Tabla 25

Resumen de parámetros del modelo UBCSAND para relaves

Parámetro	Símbolo	Valor o Relación	Referencia UBCSAND
Valor Corregido de Ensayo SPT	$(N_1)_{60}$	15	14
Ángulo de Fricción a Volumen Constante(o)	ϕ_{cv}	34	33.0
Ángulo de Fricción Pico(o)	ϕ_{pico}	$\phi_{cv} + 0.1 (N_1)_{60cs} + \max(0, (\frac{(N_1)_{60cs} - 15}{5}))$	33.7
Módulo de Corte Elástico	k_G^e	$21.7 \times 20 \times 8 ((N_1)_{60cs})^{0.333}$	300
Módulo de Bulk Elástico o Módulo Volumétrico Elástico	k_B^e	$0.7 k_G^e$	300
Módulo de Corte Plástico	k_G^p	$k_G^e \times ((N_1)_{60cs})^2 \times 0.003 + 100$	310
Índice de Módulo de Corte Elástico	n_e	0.5	0.5
Índice de Módulo de Bulk Elástico	m_e	0.5	0.5
Índice de Módulo de Corte Plástico	n_p	0.4	0.67
Relación de Falla	R_f	$1.1 ((N_1)_{60cs})^{-0.15} < 0.99$	0.95
Presión Atmosférica	P_A	100 kPa	100
Factor primario	$fac1$	$a \times (\frac{\sigma'_v}{P_a})^b$	1
		$a = 1.05 - 0.03(N_1)_{60cs} + 0.004((N_1)_{60cs})^2 - 0.000185((N_1)_{60cs})^3 + 2.92 \times 10^{-6}((N_1)_{60cs})^4$ $b = 1/(-0.424 - 0.259(N_1)_{60cs} + 0.00763((N_1)_{60cs})^2)$	
Factor secundario \$Dr	$fac2$	1 $\text{Sqrt}(\frac{\sigma'_m}{160/46})$	1

Nota. Elaboración propia

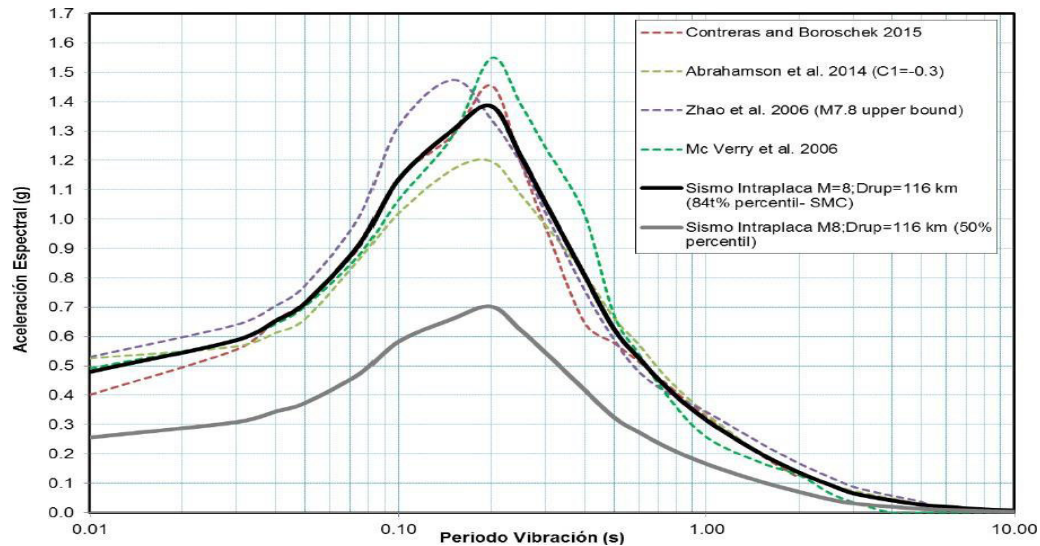
4.5.2.3. Movimiento sísmico de entrada. El desarrollo de los movimientos del terreno se fundamentó en un Análisis de Peligro Sísmico (SHA) específico del sitio de estudio. Considerando las consecuencias asociadas a una posible falla de la presa, y siguiendo las guías establecidas por la CDA (2019) y el ICOLD (2010), se determinó que el sismo máximo de diseño (MDE) recomendado es el Máximo Terremoto Creíble (MCE) para el sitio.

El estudio concluyó que el movimiento sísmico está dominado por aceleraciones provenientes de sismos generados en la región intraplaca inferior de la placa de Nazca. Para un sitio Clase B, similar al suelo Tipo S1 especificado en la Norma sísmica Peruana E-030(2017), se determinó una MCE determinista con una aceleración máxima de 0.48g para el percentil 84th, basado en un evento sísmico con una magnitud momento (M) de 8.0, a un espacio aproximado de 116 km del sitio de estudio de la presa de relaves.

La Figura 99 presenta el espectro promedio de peligro sísmico uniforme, calculado con un 5% de amortiguamiento, para un sitio clasificado como Clase B, el cual tiene velocidades promedio de ondas de corte (V_s) en el rango de 760 a 1500 m/s para los 30 metros superiores de la columna de terreno.

Figura 100

Aceleración Espectral con un 5% de amortiguamiento para un Sismo Máximo Creíble (SMC) intraplaca de M 8.0 para Presa de Relaves

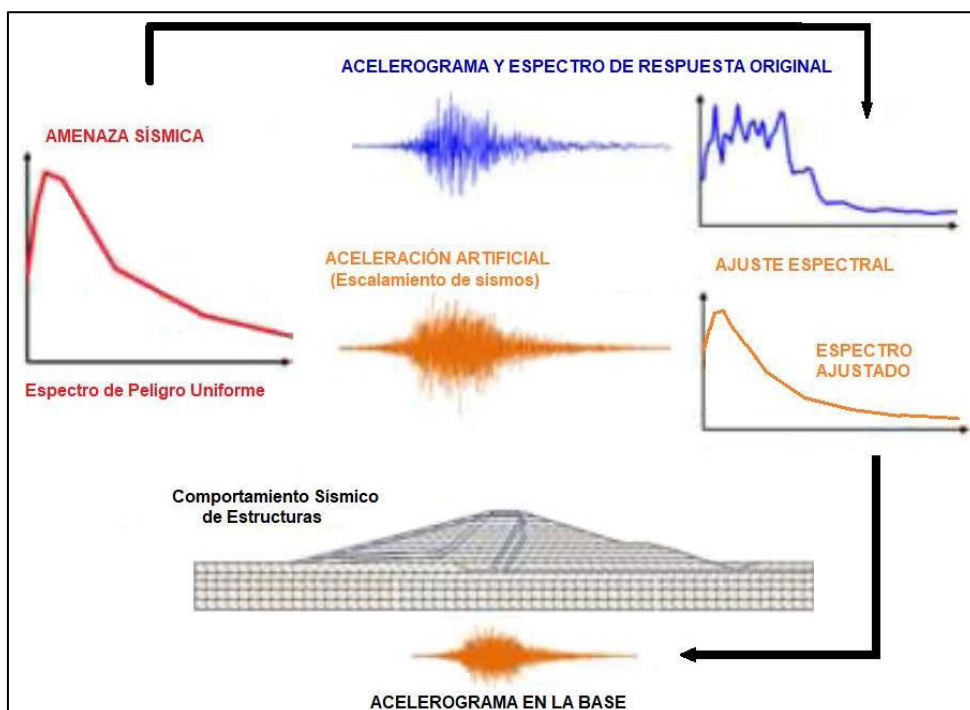


Nota. Elaboración propia

Los registros sísmicos utilizados en la modelación numérica deben ser compatibles con las características sísmicas del sitio. Por lo que se utilizó el método de ajuste espectral en el dominio del tiempo para la generación de acelerogramas artificiales de los sismos de diseño, ajustando los espectros de respuesta de sismos reales con el espectro uniformemente probable obtenido en un estudio de peligro sísmico del sitio, así como se ilustra en la Figura 100.

Figura 101

Procedimiento general para el análisis del comportamiento sísmico de una presa



Nota. Elaboración propia

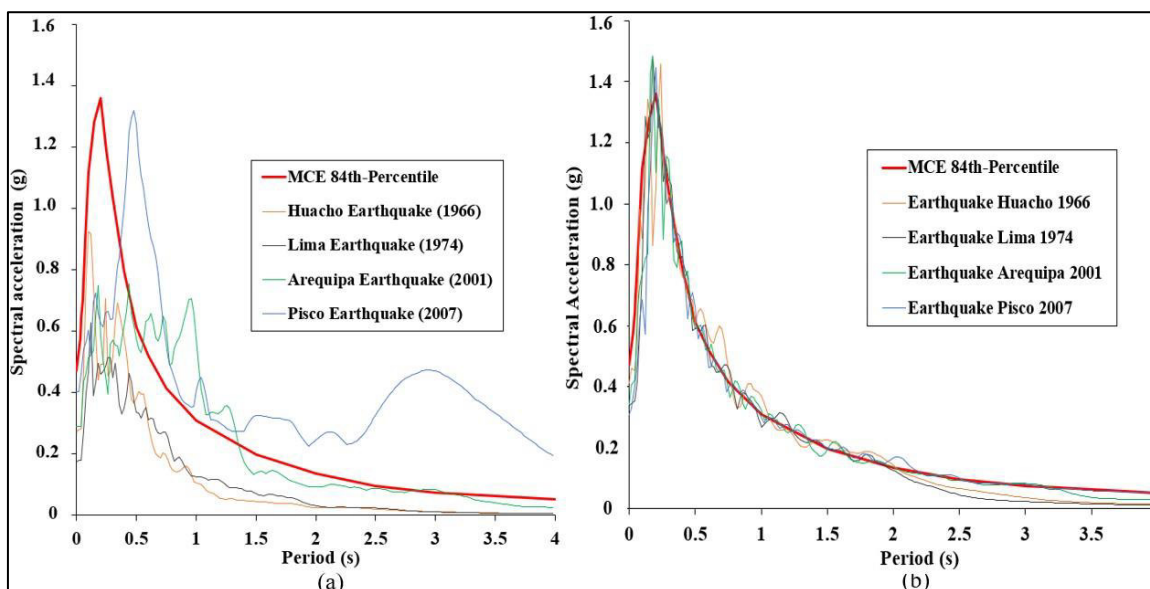
Se utilizaron cuatro registros históricos de aceleración de terremotos para el análisis: (1) Huacho, 1966; (2) Lima, 1974; (3) Arequipa, 2001; y (3) Pisco, 2007, los cuales fueron ajustados al espectro de diseño del MCE utilizando los programas SeismoSignal y SeismoMatch. (Abrahamson, 1992; Candia et al., 2019)

La Figura 101a presenta los espectros de respuesta de sismos originales en relación con el espectro base de peligro sísmico determinístico de SMC en el sitio de la presa de relaves, considerando los cuatro sismos. Los correspondientes acelerogramas generados mediante el método de ajuste espectral, se presentan en la Figura 101b. (Macedo et al., 2024)

Figura 102

Espectros de respuesta de los movimientos del terreno ajustados espectralmente al

espectro de diseño del MCE: (a) movimiento del terreno original; (b) movimientos del terreno ajustados espectralmente



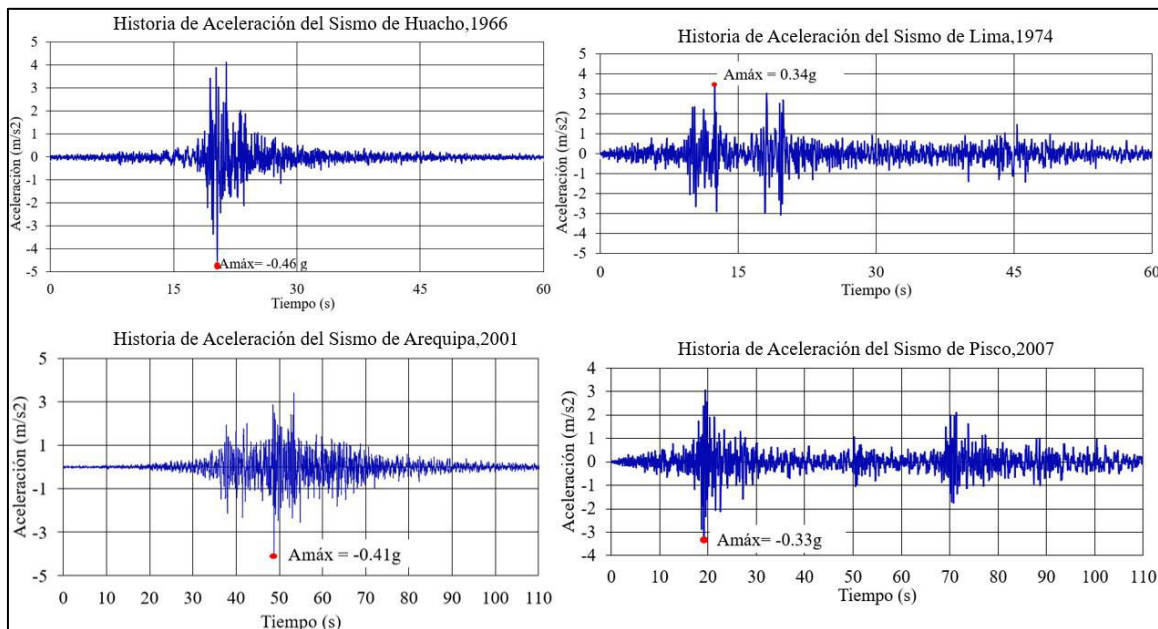
Nota. Elaboración propia

La Figura 102 presenta los registros tiempo-historia de aceleraciones de cuatro eventos sísmicos representativos: Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007). Estos registros han sido ajustados al espectro de aceleración de diseño del MCE (Maximum Credible Earthquake) con el propósito de evaluar la respuesta sísmica de la presa de relaves bajo diferentes escenarios de carga dinámica.

Cada gráfico muestra la variación de la aceleración en función del tiempo, destacando el valor de amplitud máxima ($A_{m\acute{a}x}$), el cual indica la mayor aceleración registrada en cada sismo.

Figura 103

Registros de tiempo-historia de aceleraciones ajustadas al espectro de aceleración de diseño del MCE



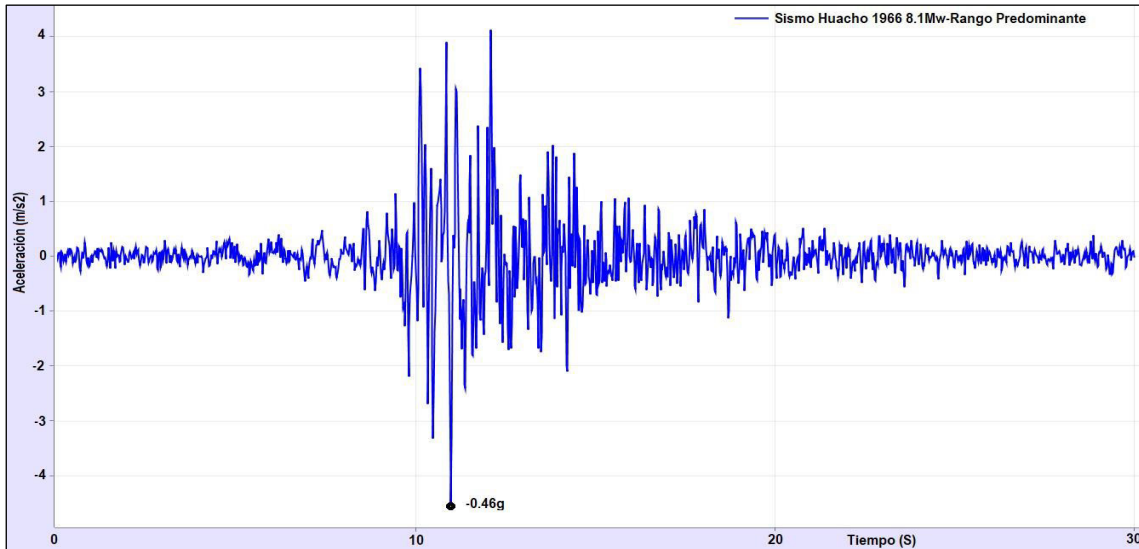
Nota. Elaboración propia

Estos acelerogramas han sido procesados con FLAC para considerar únicamente la fase más intensa del movimiento sísmico, con el objetivo de optimizar el cálculo numérico y reducir la carga computacional en el análisis dinámico.

La Figura 103 presenta el historial de aceleración normalizado correspondiente al sismo de Huacho del 17 de octubre de 1966. Para el análisis dinámico en el software FLAC, se ha seleccionado únicamente el intervalo de mayor intensidad, con una duración de 30 segundos, lo que permite capturar los efectos más significativos del evento sísmico en la respuesta estructural de la presa.

Figura 104

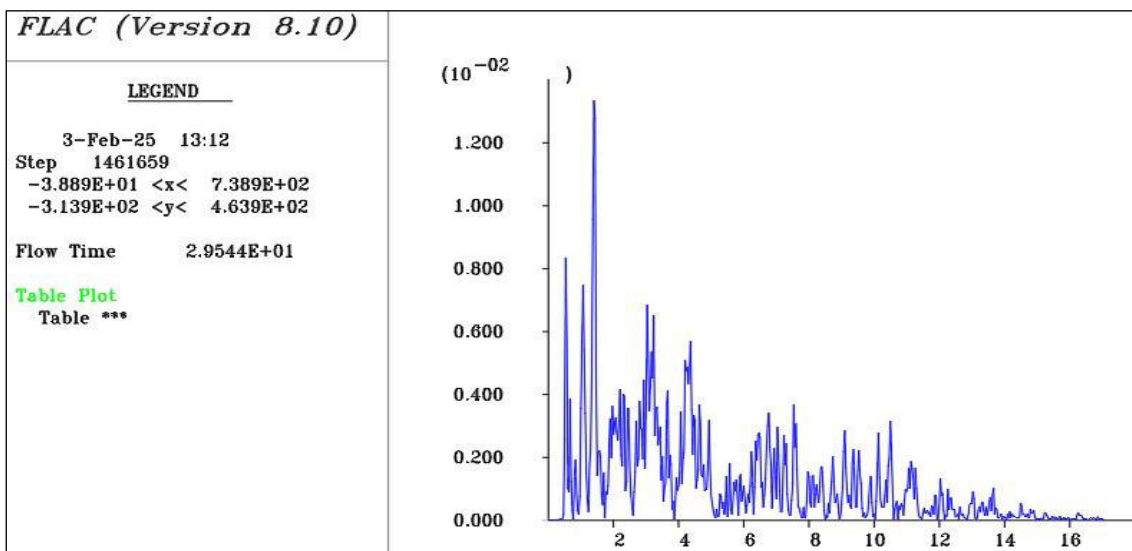
Historia de aceleración durante la fase intensa del sismo de Huacho de 1966, ajustado a una aceleración máxima de 0.48g



Nota. Elaboración propia

Figura 105

Espectro de Potencia del Registro de Aceleración de Sismo de Huacho 1966



Nota. Elaboración propia

En la Figura 104 se observa que el espectro de aceleraciones presenta frecuencias que exceden los 15Hz. Por lo tanto, antes de utilizar el registro sísmico como carga en el

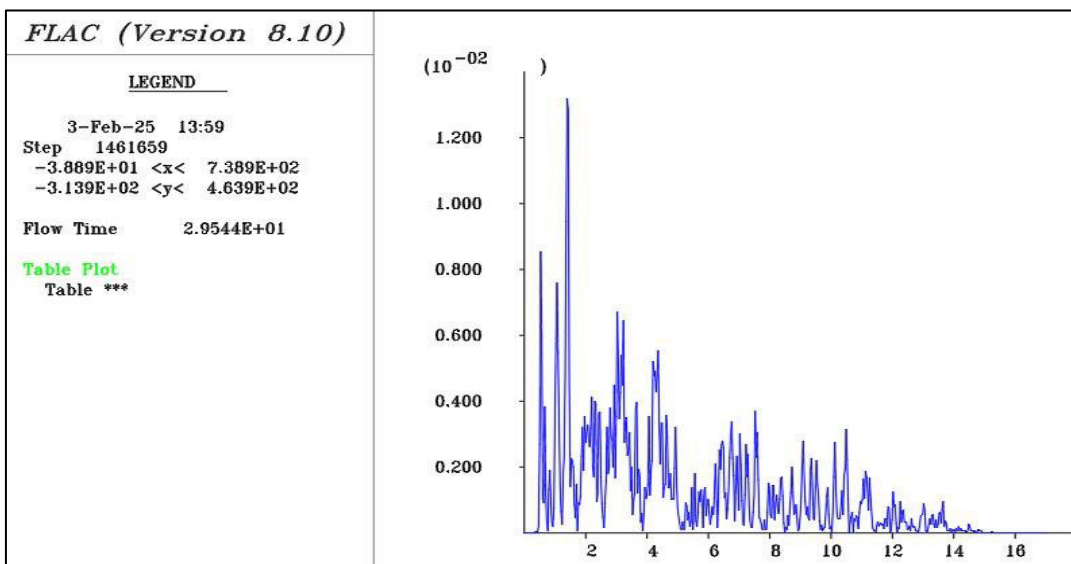
análisis del problema, se aplicó un proceso de filtrado para eliminar los componentes de alta frecuencia asociados al ruido ambiental e instrumental, los cuales suelen manifestarse en el rango de frecuencias elevadas. Para este propósito, se consideró una frecuencia de corte de 14.5 Hz.

Luego fueron estimados los tamaños de los elementos(zonas) del modelo de acuerdo a la relación de velocidad de onda de corte y la frecuencia de corte. El proceso de filtrado del registro de aceleraciones se realizó mediante un filtro pasa-bajo, o alternativamente, mediante la aplicación de la Transformada Rápida de Fourier (FFT) utilizando la rutina FILTER.FIS, disponible en la biblioteca FISH del software FLAC. (Armacanqui,2021)

La Figura 105 presenta el espectro de potencia después del filtrado, mostrando los efectos de la eliminación de las componentes de aceleración superiores a 14.5 Hz.

Figura 106

Espectro de Potencia Filtrado del Registro de Aceleración de Sismo de Huacho 1966



Nota. Elaboración propia

Corrección de la línea de base: Posteriormente se realizó la corrección de la línea de base con la función FISH INT.FIS que integra el registro de aceleraciones filtradas para

generar las correspondientes historias de velocidades y desplazamientos. Sin embargo, para este sismo de Huacho el desplazamiento residual al final de este proceso de integración resultó en un valor residual de desplazamiento de aproximadamente -8.082128 m. La corrección de la línea de base se lleva a cabo añadiendo una onda senoidal de baja frecuencia al registro de velocidades. Los parámetros que describen esta onda se ajustan de manera que el desplazamiento final se vuelva nulo.

Para aplicar una carga dinámica sobre el contorno silencioso (como la base inferior del modelo de análisis), se ha considerado su definición en términos de esfuerzo cortante sísmico, basada en el historial de velocidad en el límite de base silenciosa del modelo numérico, para representar adecuadamente la aplicación del movimiento sísmico, asimismo, el uso de aceleraciones o velocidades podría anular los efectos del contorno silencioso. Por esta razón, la ecuación de esfuerzo sísmico (73) y (74), propuesta por Itasca y utilizada para el contorno de fundación del modelo. Por ello, ha sido ajustada con el fin de convertir el registro de velocidades en un registro de esfuerzo cortante. Este ajuste se logró mediante la adopción de una constante $a = 1.15$, según la ecuación (75), y evaluada en análisis de presas de tierra y relaves.

$$\sigma_s = a (\rho C_s) v_s \quad (73)$$

$$\sigma_s = a (\rho C_s) v_s \quad (74)$$

$$\sigma_s = 1.15(\rho C_s) v_s \quad (75)$$

Donde:

σ_s : esfuerzo cortante sísmico aplicado,

ρ : densidad del material,

C_s : velocidad de propagación de ondas de corte,

v_s : velocidad de la onda de corte de partícula(registro de velocidades del sismo).

Para el presente análisis, se ha considerado una velocidad de propagación de ondas de corte C_s de 808 m/s en la fundación, valor representativo de las condiciones geotécnicas del sitio.

Con el objetivo de modelar con precisión el comportamiento dinámico del material de relave, se han asignado propiedades de amortiguamiento a la fundación, utilizando los modelos implementados en el software FLAC. Se ha empleado un amortiguamiento de Rayleigh del 0.5 % en el material de fundación de la presa, con una frecuencia central de 1 Hz.

Una vez corregido el registro sísmico, la carga sísmica fue aplicada al modelo numérico en el contorno de la fundación, a una profundidad de 20 m por debajo del pie del talud, para el análisis dinámico. Un procedimiento similar se ha aplicado a todos los sismos seleccionados para el análisis dinámico de la presa de relaves.

4.5.2.4. Verificación del modelo UBCSAND antes de carga sísmica. Antes de realizar el análisis dinámico de la presa bajo diferentes escenarios, se llevó a cabo una evaluación de la susceptibilidad a la licuación de los relaves en una zona representativa del modelo numérico en FLAC. Para ello, se incorporaron los parámetros característicos del material correspondiente al modelo UBCSAND bajo condiciones de carga dinámica. Se utilizaron pequeños incrementos de tiempo con el fin de capturar con mayor precisión la evolución de los esfuerzos, las deformaciones y la generación de exceso de presión de poros.

La Figura 106 presenta los resultados típicos obtenidos en una zona de la malla de FLAC, considerando un material de relaves con $(N_1)_{60}=15$, un ángulo de fricción de 34° , un esfuerzo vertical efectivo inicial de 100 kPa y condiciones de presión atmosférica. Los análisis numéricos permitieron evaluar la generación de presiones de poro y la evolución de los esfuerzos cortantes hasta alcanzar condiciones de licuación.

Figura 106a: Se observa la evolución de la razón de exceso de presión de poro (R_u) con el número de pasos de cálculo. A medida que avanza la simulación, R_u supera el umbral de 0.7, lo que indica una reducción significativa de la resistencia efectiva del material y su progresión hacia la licuación. Este comportamiento es característico de suelos granulares saturados bajo cargas cíclicas, donde la acumulación de presión de poro reduce la capacidad de soporte del material.

Figura 106b: Se presenta la relación esfuerzo cortante -deformación, donde se evidencia una pérdida progresiva de rigidez del relave conforme se desarrollan lazos histeréticos en la respuesta del material. A medida que la deformación cortante se incrementa, se generan presiones de poro en exceso, lo que induce una disminución sostenida de la resistencia efectiva. Este fenómeno ha sido ampliamente estudiado en análisis numéricos y experimentales recientes, confirmando su relevancia en la evaluación de la estabilidad de presas de relaves.

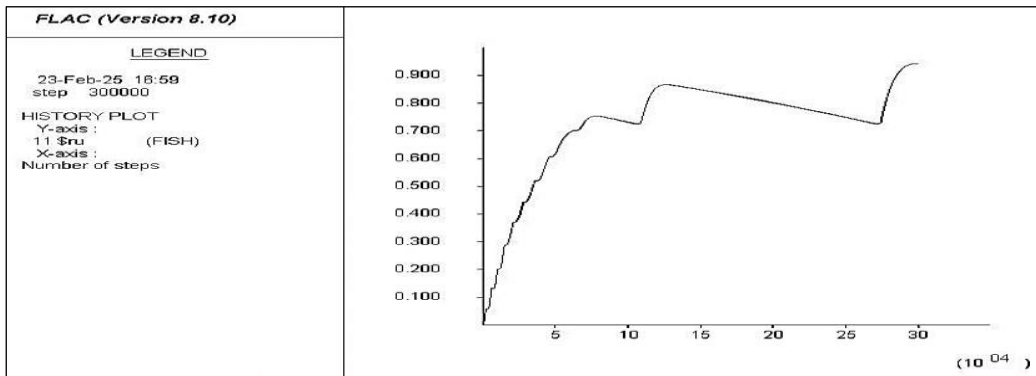
Figura 106c: Se analiza la trayectoria de esfuerzos en términos de esfuerzo cortante vs. esfuerzo vertical efectivo (σ_v'). La tendencia descendente de la curva confirma la reducción progresiva de σ_v' , lo que indica un colapso estructural del material debido a la generación acumulativa de presión de poro. Se observa la formación de una trayectoria en "mariposa secante", un fenómeno característico de la degradación de resistencia por licuación, donde la disminución del esfuerzo efectivo con cada ciclo de carga cíclica refuerza la inestabilidad del material.

Los resultados obtenidos en la simulación numérica con el modelo UBCSAND están alineados con estudios recientes sobre licuación en presas de relaves y suelos granulares saturados. Se han demostrado que los modelos constitutivos como UBCSAND, pueden reproducir fielmente el comportamiento de materiales susceptibles a licuación bajo condiciones cíclicas de carga. Asimismo, los resultados validan la aplicabilidad del modelo

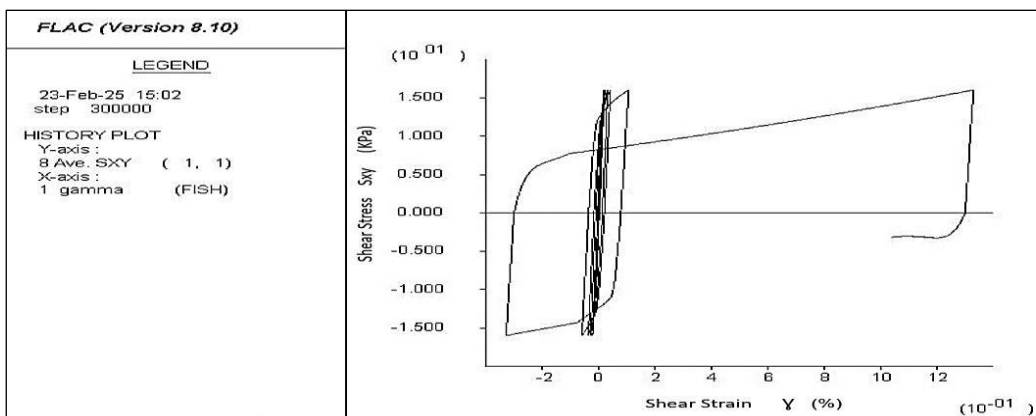
en la evaluación de estabilidad dinámica de presas de relaves, lo que permite continuar con el análisis global de la presa bajo diferentes escenarios sísmicos.

Figura 107

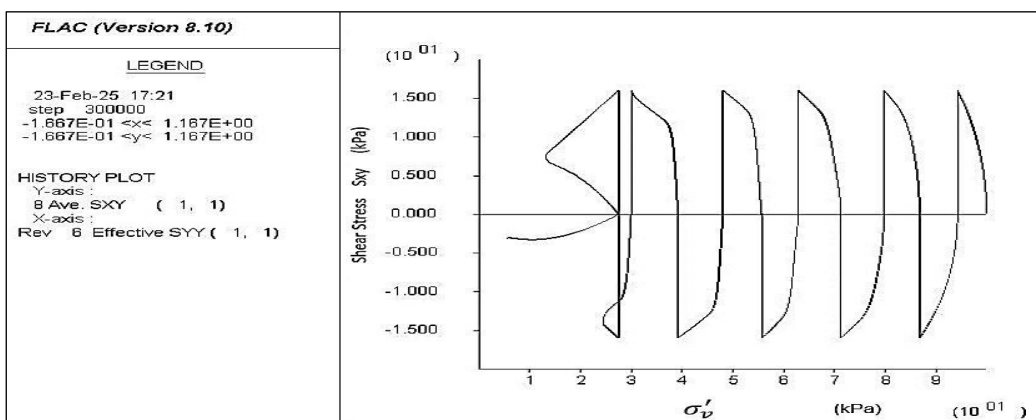
(a) Razón de Exceso de Presión de Poro del Agua (R_u)



(b) Comportamiento Esfuerzo-Deformación



(c) Trayectoria de Esfuerzos



Nota. Elaboración propia

4.5.3. Resultados de desplazamientos de la presa de relaves

4.5.3.1. Desplazamientos de la presa de relaves - etapa 1.

a. Puntos de control en el modelo numérico de la presa etapa 1. En el modelo numérico desarrollado en FLAC para la presa de relaves, se definieron puntos de control estratégicamente ubicados con el propósito de registrar la evolución de la razón de exceso de presión de poros en los relaves, así como los historiales de desplazamientos horizontales y verticales. Estos parámetros permiten evaluar el comportamiento de la presa bajo distintos escenarios sísmicos considerados en la simulación, contribuyendo a la identificación de zonas potencialmente susceptibles a licuación y su impacto en la estabilidad de la presa de relaves.

Las ubicaciones y coordenadas de los puntos de control se presentan en la Tabla 26, mientras que su distribución espacial dentro de la estructura de la presa se ilustra en la Figura 107. Estos puntos han sido seleccionados en zonas críticas para capturar con precisión las variaciones de exceso de presión de poros y desplazamientos, asegurando un monitoreo integral de la respuesta dinámica de la presa. En particular, los puntos de control están distribuidos en:

- Zona de relaves (aguas arriba): ubicados en proximidad al talud del terraplén de enrocados, con el objetivo de registrar la respuesta de los relaves ante cargas sísmicas y evaluar su posible susceptibilidad a licuación.
- Fundación del terraplén aguas arriba: donde se analiza la posible susceptibilidad a licuación, así como los asentamientos del terraplén, dado su rol como estructura de confinamiento del núcleo de la presa.
- Eje central de la presa: alineados con el núcleo de concreto asfáltico, permitiendo monitorear posibles desplazamientos del núcleo impermeable, que es clave para garantizar la estabilidad hidráulica de la presa.

- Taludes aguas abajo: donde se estudian los desplazamientos inducidos por la redistribución de esfuerzos en respuesta a la posible licuación de los relaves ocasionada por eventos sísmicos.

Tabla 26

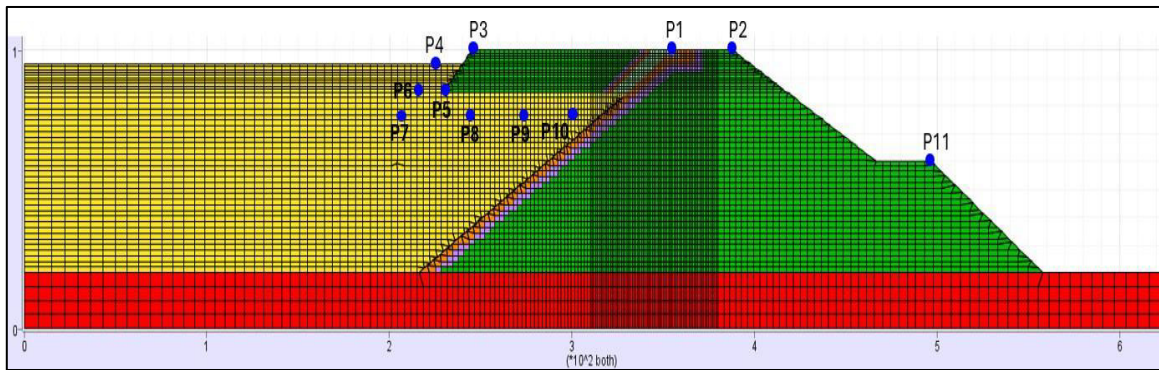
Coordenadas de los Puntos de Control en el Recrecimiento de Presa de Relaves - Etapa 1

Etapa	Punto de Control	X(m)	Y (m)	Nudos en FLAC	
				i	j
Etapa 1	P1	354	100	125	52
	P2	388	100	154	52
	P3	245	100	51	52
	P4	230	95	46	47
	P5	230	85	47	37
	P6	220	85	43	37
	P7	212	77	41	33
	P8	244	77	51	33
	P9	276	77	63	33
	P10	301	77	75	33
	P11	497	60	181	25

Nota. Elaboración propia

Figura 108

Distribución de los puntos de control para el monitoreo de desplazamientos en la sección analizada del Recrecimiento de la Presa de Relaves – Etapa 1



Nota. Elaboración propia

b. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 1 debido al sismo de Huacho de 1966. Las Figuras 108a y 108b presentan los resultados de los desplazamientos inducidos por el sismo de Huacho de 1966 en la Etapa 1 del recrecimiento de la Presa de Relaves. Estos desplazamientos son producto de la licuación que afecta el material del depósito, generando desplazamientos significativos. En todos los casos, se adoptó una convención de signos donde los desplazamientos horizontales se consideran positivos cuando se orientan en dirección aguas abajo, y los desplazamientos verticales, cuando se dirigen hacia arriba.

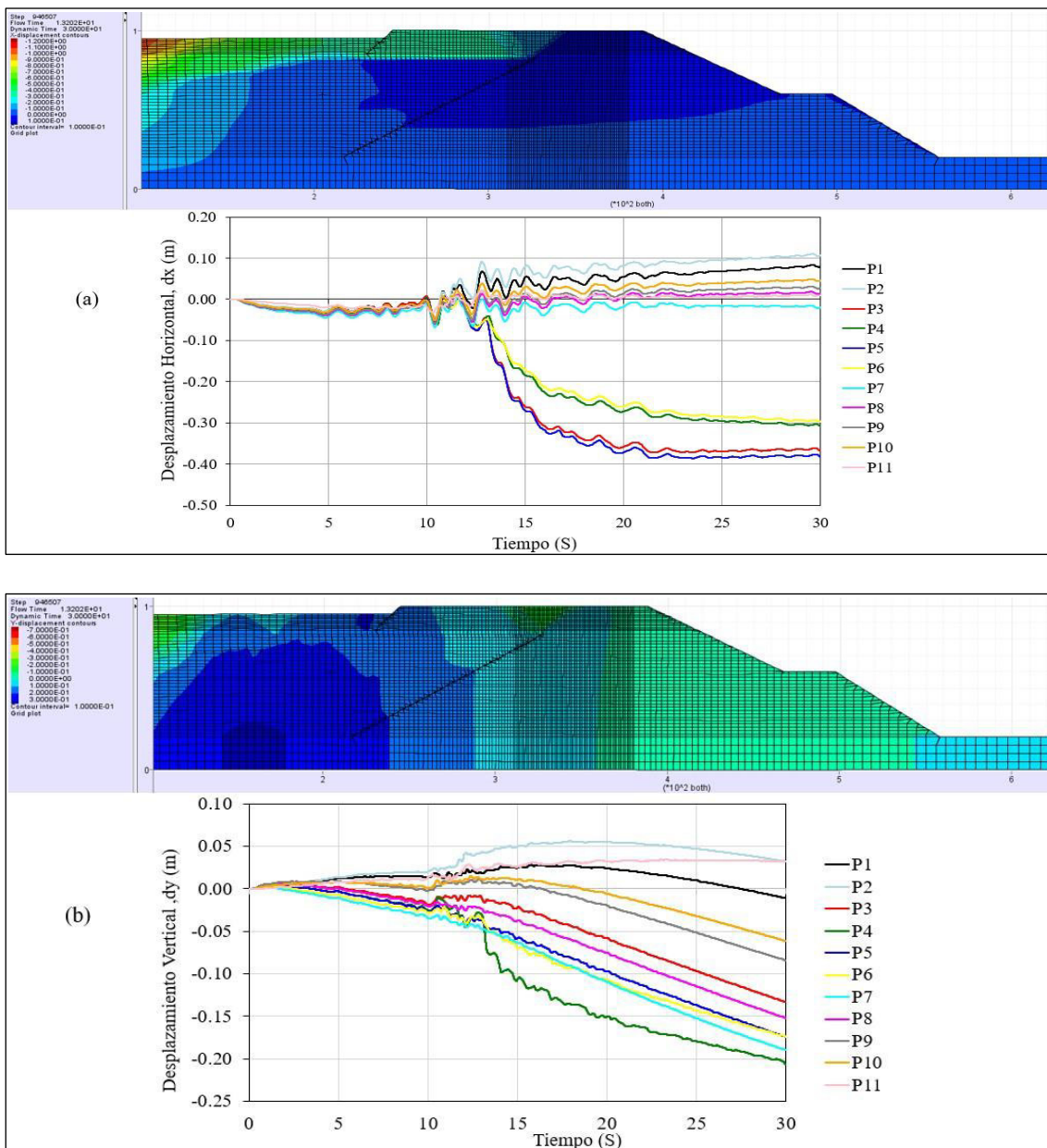
La Figura 109a muestra la evolución de los desplazamientos horizontales en los puntos de control P1 a P11 durante un periodo de 30 segundos. Se observa un incremento del desplazamiento a partir de los primeros segundos del evento sísmico, alcanzando valores máximos en los puntos más afectados. En particular, los puntos P3 y P5 ubicados en la cara del talud del terraplén de enrocado (aguas arriba) se observan valores de -0.37 m y -0.38 m, respectivamente, mientras el punto P4 registra un desplazamiento horizontal máximo de -0.31 m, indicando una fuerte inestabilidad en estas zonas.

Por otro lado, la Figura 109b representa los desplazamientos verticales en los mismos puntos de control. Se evidencia un ligero hundimiento del material debido a la pérdida de resistencia del relave bajo condiciones de licuación. Los puntos con mayor

subsistencia son P4, con un desplazamiento vertical de -0.21 m, seguido de P7 con valor de -0.19 m.

Figura 109

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Huacho 1966 en la Etapa 1 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

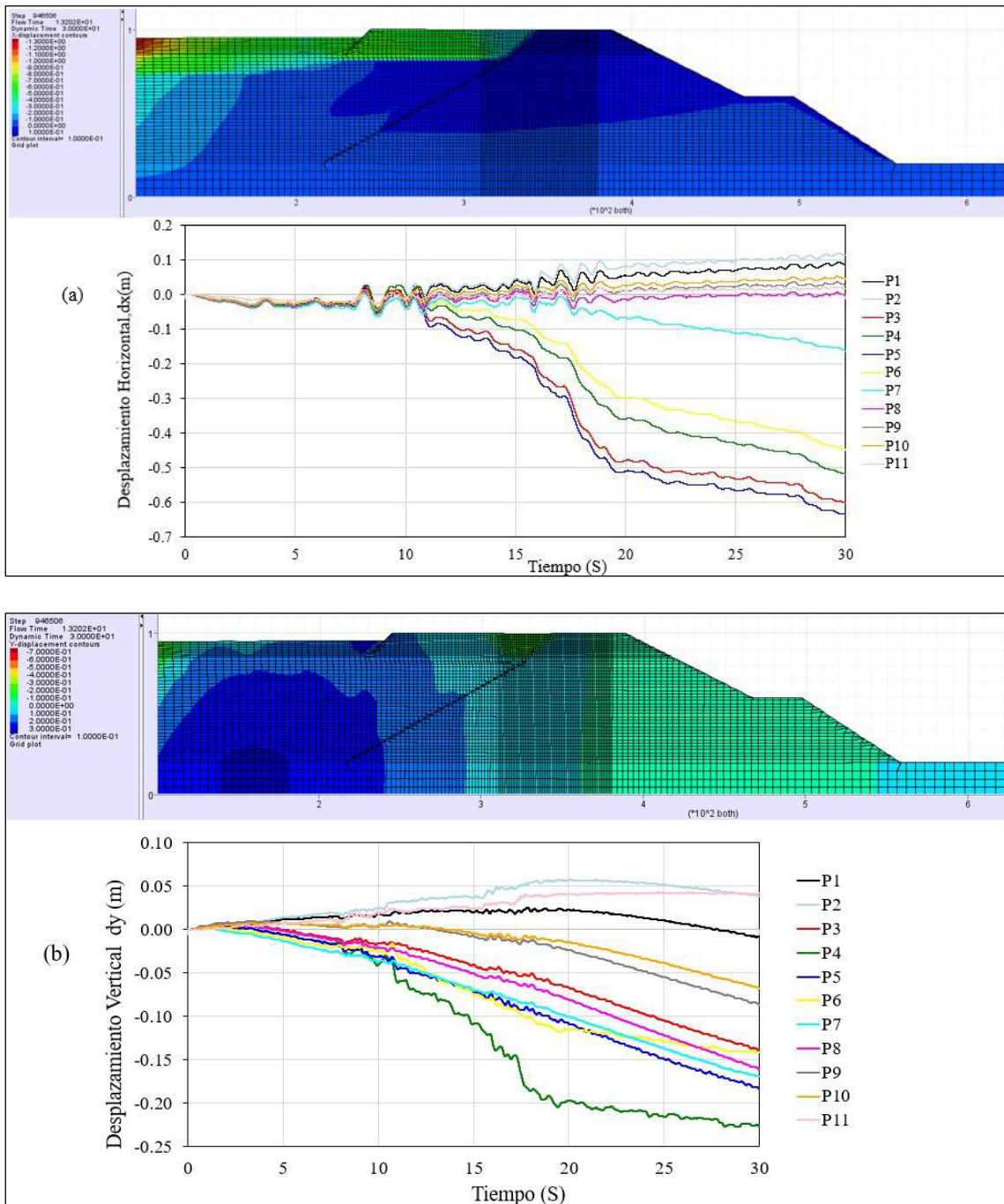
c. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 1 debido al sismo de Lima de 1974. Las Figuras 109a y 109b muestran la evolución de los desplazamientos en los puntos de control P1 a P11 durante 30 segundos tras el sismo de Lima de 1974. Se observa un incremento progresivo de los desplazamientos desde los primeros segundos del evento, alcanzando los valores más altos en las zonas más afectadas.

En la Figura 108a, correspondiente a los desplazamientos horizontales, los valores más críticos se registran en la cara del talud del terraplén de enrocado (aguas arriba). En particular, los puntos P3 y P5 presentan desplazamientos de -0.60 m y -0.64 m, respectivamente, seguidos por P4, con -0.52 m, lo que evidencia una inestabilidad significativa en esta zona.

Por su parte, la Figura 108b representa los desplazamientos verticales, reflejando la subsidencia del material debido a la pérdida de resistencia por licuación. Los mayores hundimientos se observan en P4, con -0.23 m, y en P5, con -0.18 m, indicando un asentamiento en estas áreas.

Figura 110

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Lima 1974 en la Etapa 1 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

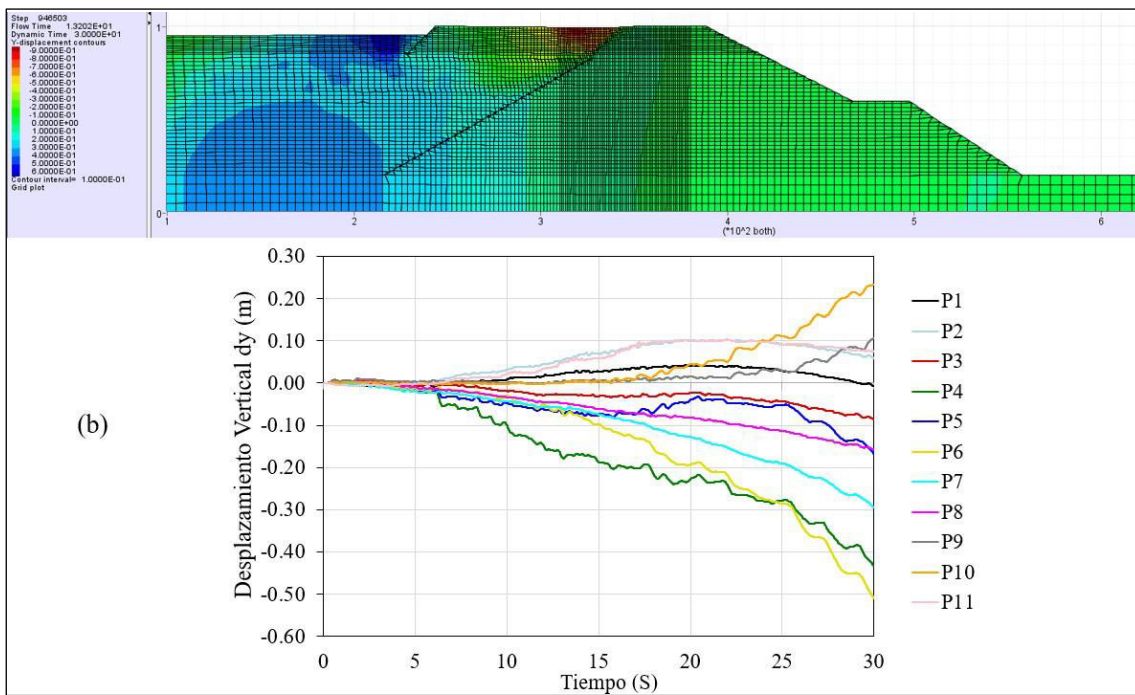
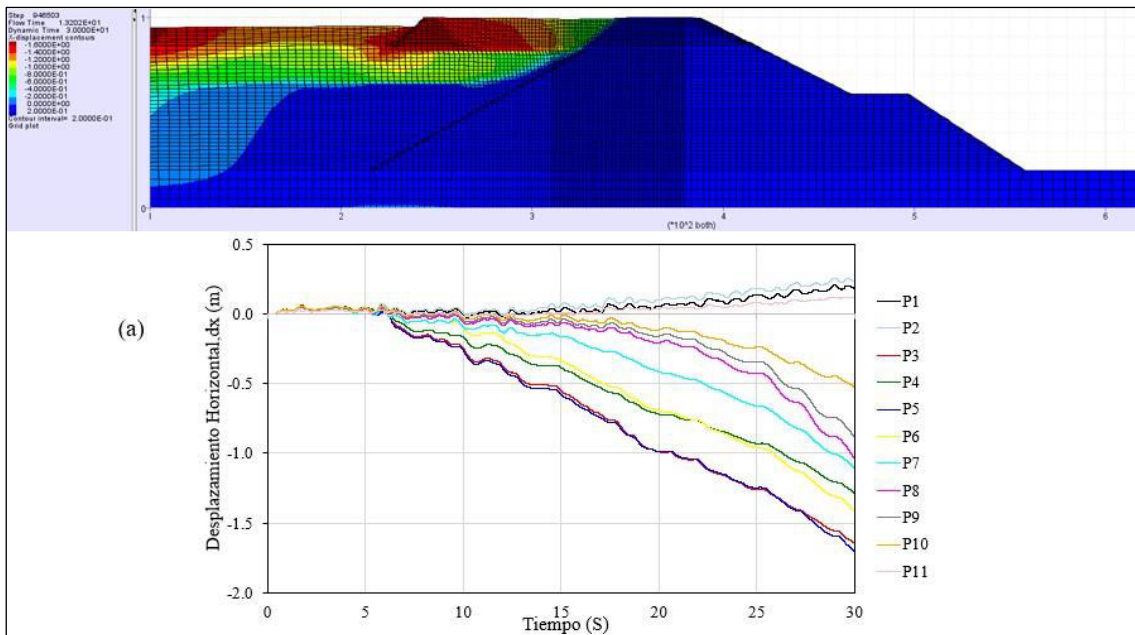
d. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 1 debido al sismo de Arequipa de 2001. Las Figuras 110a y 110b representan la respuesta de la Presa de Relaves durante el sismo de Arequipa de 2001, evaluando la evolución de los desplazamientos en los puntos de control P1 a P11 a lo largo de 30 segundos. Se evidencia un aumento progresivo de los desplazamientos desde el inicio del evento sísmico, alcanzando valores críticos en sectores específicos.

En la Figura 110a, correspondiente a los desplazamientos horizontales, las mayores deformaciones se concentran en la cara del talud del terraplén de enrocado (aguas arriba). Los puntos P3 y P5 muestran desplazamientos de -1.64 m y -1.70 m, respectivamente, mientras que P6 presenta el valor máximo de -1.41 m.

Por otro lado, la Figura 110b expone los desplazamientos verticales, donde se observa un hundimiento significativo del material debido a la licuación. Los valores más pronunciados corresponden a P6, con -0.51 m, y P4, con -0.43 m, evidenciando la mayor subsidencia en estos sectores.

Figura 111

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Arequipa 2001 en la Etapa 1 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

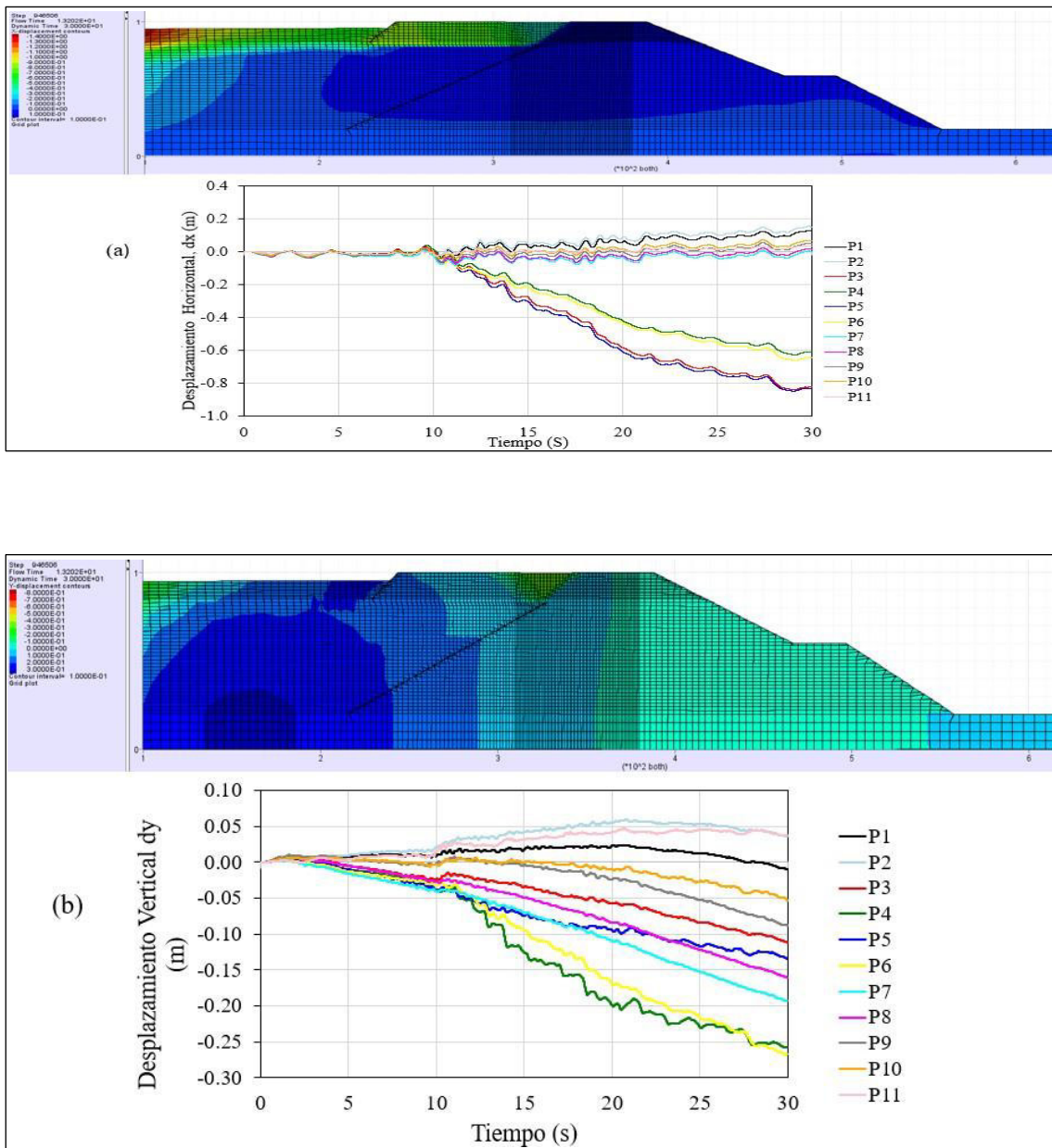
e. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 1 debido al sismo de Pisco de 2007. Las Figuras 111a y 111b muestran la respuesta estructural de la Presa de Relaves ante el sismo de Pisco de 2007, analizando los desplazamientos en los puntos de control P1 a P11 durante un período de 30 segundos. Se observa un incremento progresivo de las deformaciones debido a la acción sísmica, alcanzando valores significativos en las zonas más vulnerables.

En la Figura 111a, correspondiente a los desplazamientos horizontales, las mayores deformaciones se concentran en la cara del talud del terraplén de enrocado (aguas arriba). En particular, los puntos P3 y P5 presentan desplazamientos de -0.82 m y -0.83 m, respectivamente, mientras que P6 y P4 registran valores de -0.65 m y -0.61 m, lo que evidencia una afectación considerable en esta zona.

Por su parte, la Figura 111b representa los desplazamientos verticales, donde se observa la subsidencia del material como resultado de la licuación. Los mayores hundimientos se registran en P6, con -0.27 m, y en P4, con -0.26 m, indicando un asentamiento en estas áreas.

Figura 112

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Pisco 2007 en la Etapa 1 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

f. Resultados, Análisis e interpretación de los Desplazamientos en la Presa de Relaves durante la Etapa 1. La Tabla 27 resume los valores máximos de desplazamiento horizontal y vertical registrados en los once puntos de control (P1 a P11) de la Presa de Relaves durante los sismos de Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007), en la Etapa 1 del recrecimiento.

Los desplazamientos horizontales, representados en la Figura 112, indican que el sismo de Arequipa (2001) generó las mayores deformaciones, alcanzando un

desplazamiento máximo de -1.70 m en el punto P5. Le sigue el sismo de Pisco (2007), con valores de hasta -0.83 m. En contraste, los eventos sísmicos de Lima (1974) y Huacho (1966) generaron desplazamientos menores, con valores máximos de -0.64 m (P5) y -0.38 m (P5), respectivamente.

Se observa una relación entre la intensidad del sismo, el fenómeno de licuación y la magnitud del desplazamiento, lo que sugiere que la energía sísmica inducida desempeña un papel fundamental en la respuesta dinámica de la estructura.

Por otro lado, la Figura 113 representa los desplazamientos verticales, evidenciando una tendencia general de asentamiento en todos los eventos sísmicos analizados. El sismo de Arequipa (2001) generó los mayores hundimientos, alcanzando un valor máximo de -0.51 m en P6, seguido del sismo de Pisco (2007), con -0.27 m en P6. En contraste, los sismos de Lima (1974) y Huacho (1966) generaron desplazamientos verticales de menor magnitud, con valores máximos de -0.23 m en P4 y -0.21 m en P4, respectivamente.

La mayor subsidencia observada en los eventos más recientes podría estar relacionada con el desarrollo de excesos de presiones de poro y la evolución del estado tensional del material del depósito, lo que contribuye a una reducción de la resistencia efectiva durante los ciclos de carga sísmica.

Tabla 27

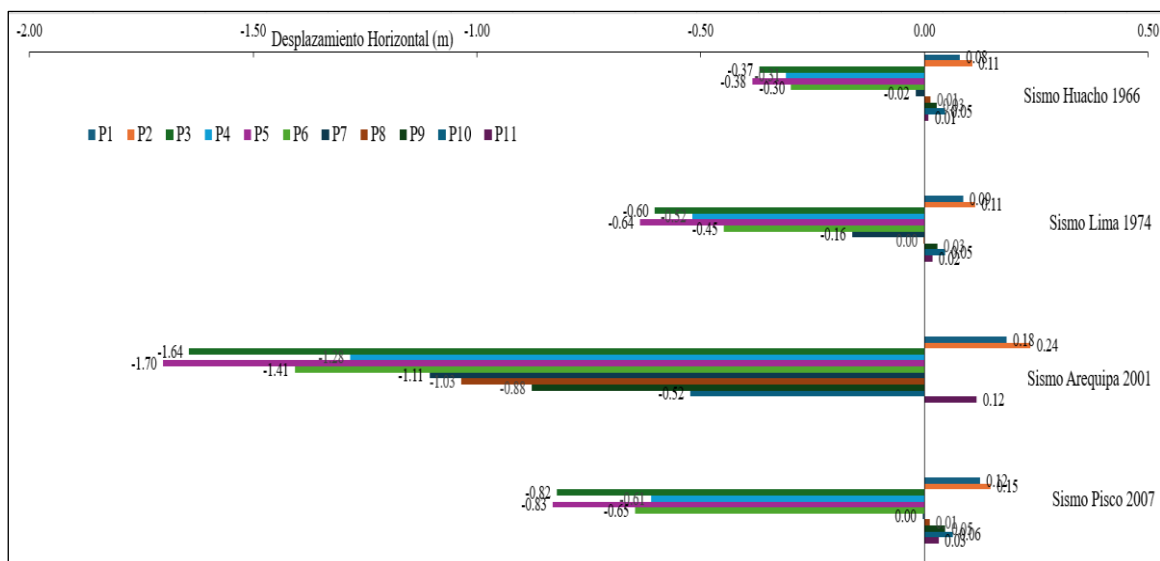
Máximos desplazamientos en los Puntos de Control de la Presa de Relaves en la Etapa 1

Recrecimiento de la Presa	Sismos	Desplazamientos (m)	Puntos de Control										
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
Etapa 1	Huacho (1966)	Desp. Horizontal dx	0.08	0.11	-0.37	-0.31	-0.38	-0.30	-0.02	0.01	0.03	0.05	0.01
		Desp. Vertical dy	-0.01	0.03	0.13	-0.21	-0.17	-0.17	0.19	-0.15	-0.08	-0.06	0.03
	Lima (1974)	Desp. Horizontal dx	0.09	0.11	-0.60	-0.52	-0.64	-0.45	0.16	0.00	0.03	0.05	0.02
		Desp. Vertical dy	-0.01	0.04	0.14	-0.23	-0.18	-0.14	0.17	-0.16	-0.09	-0.07	0.04
	Arequipa (2001)	Desp. Horizontal dx	0.18	0.24	1.64	-1.28	-1.70	-1.41	1.11	-1.03	-0.88	-0.52	0.12
		Desp. Vertical dy	-0.01	0.06	0.09	-0.43	-0.17	-0.51	0.29	-0.16	0.11	0.23	0.08
	Pisco (2007)	Desp. Horizontal dx	0.12	0.15	-0.82	-0.61	-0.83	-0.65	0.00	0.01	0.05	0.06	0.03
		Desp. Vertical dy	-0.01	0.04	0.11	-0.26	-0.13	-0.27	0.19	-0.16	-0.09	-0.05	0.04

Nota. Elaboración propia

Figura 113

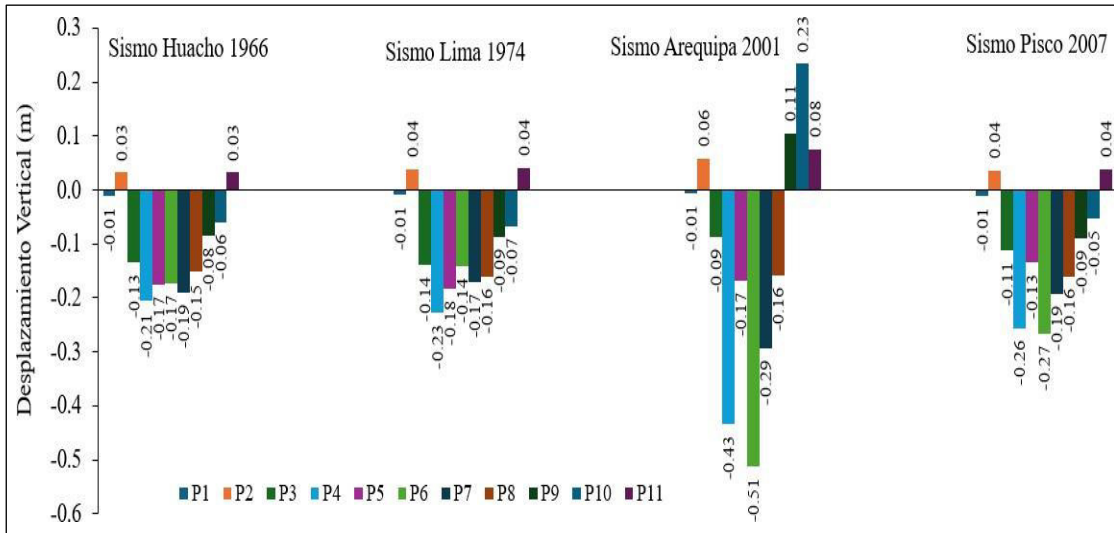
Máximos desplazamientos horizontales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 1



Nota. Elaboración propia

Figura 114

Máximos desplazamientos verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 1



Nota. Elaboración propia

4.5.3.2. Desplazamientos de la presa de relaves - etapa 2.

a. Puntos de control en el modelo numérico de la presa etapa 2. En el modelo numérico, se definieron puntos de control ubicados estratégicamente para registrar los historiales de desplazamientos en la sección analizada, correspondientes a la Etapa 2 de la presa. Estos puntos de control, mostrados en la Tabla 28 y Figura 114, fueron seleccionados en ubicaciones clave para capturar con precisión las variaciones de los desplazamientos horizontales y verticales a lo largo de la estructura de la presa.

La Figura 114 presenta los puntos de control (P1 a P16), distribuidos en diferentes zonas críticas de la presa, incluyendo el núcleo, los filtros, y las zonas hacia aguas arriba y aguas abajo de la presa. La ubicación de estos puntos permite evaluar con mayor detalle los desplazamientos en regiones clave, a fin de respaldar el análisis del comportamiento mecánico de la presa en condición dinámica.

Tabla 28

Coordenadas de los Puntos de Control en el Recrecimiento de la Presa de Relaves-Etapa

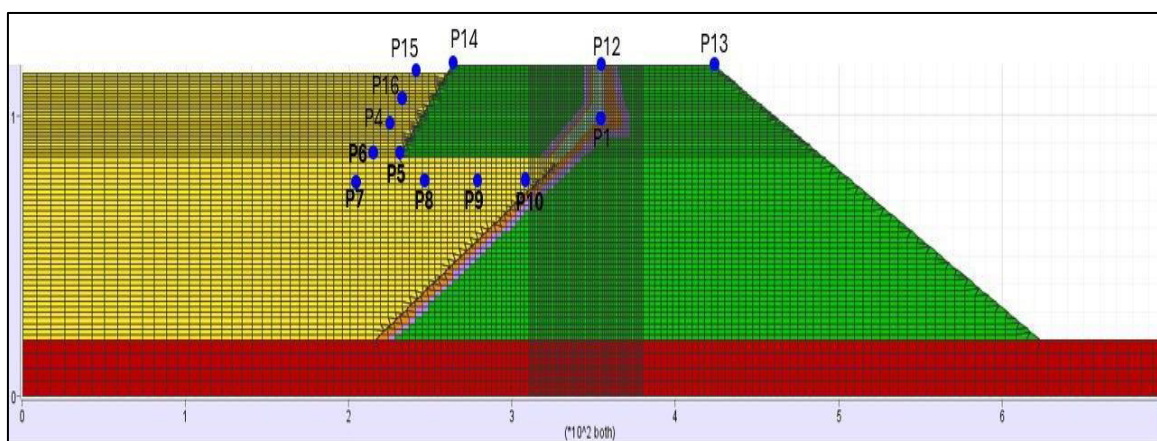
2

Etapa	Punto de Control	X(m)	Y (m)	Nú os en FLAC	
				i	j
Etapa 2	P1	354	100	105	54
	P4	230	95	37	49
	P5	230	85	38	39
	P6	220	85	35	39
	P7	212	77	33	35
	P8	244	77	41	35
	P9	276	77	50	35
	P10	301	77	58	35
	P12	354	120	105	74
	P13	419	120	141	73
	P14	265	120	47	73
	P15	250	115	42	69
	P16	240	105	40	59

Nota. Elaboración propia

Figura 115

Distribución de los puntos de control para el monitoreo de desplazamientos en la sección analizada del Recrecimiento de la Presa de Relaves – Etapa 2



Nota. Elaboración propia

b. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 2 debido al sismo de Huacho de 1966. La Figura 115 presenta la evolución de los

desplazamientos en los puntos de control P1 a P16 durante 30 segundos, reflejando la respuesta dinámica de la Etapa 2 del recrecimiento de la presa de relaves bajo el sismo de Huacho de 1966. Se observa que los desplazamientos varían en función de la ubicación del punto de control y la propagación de las ondas sísmicas a través del material del depósito.

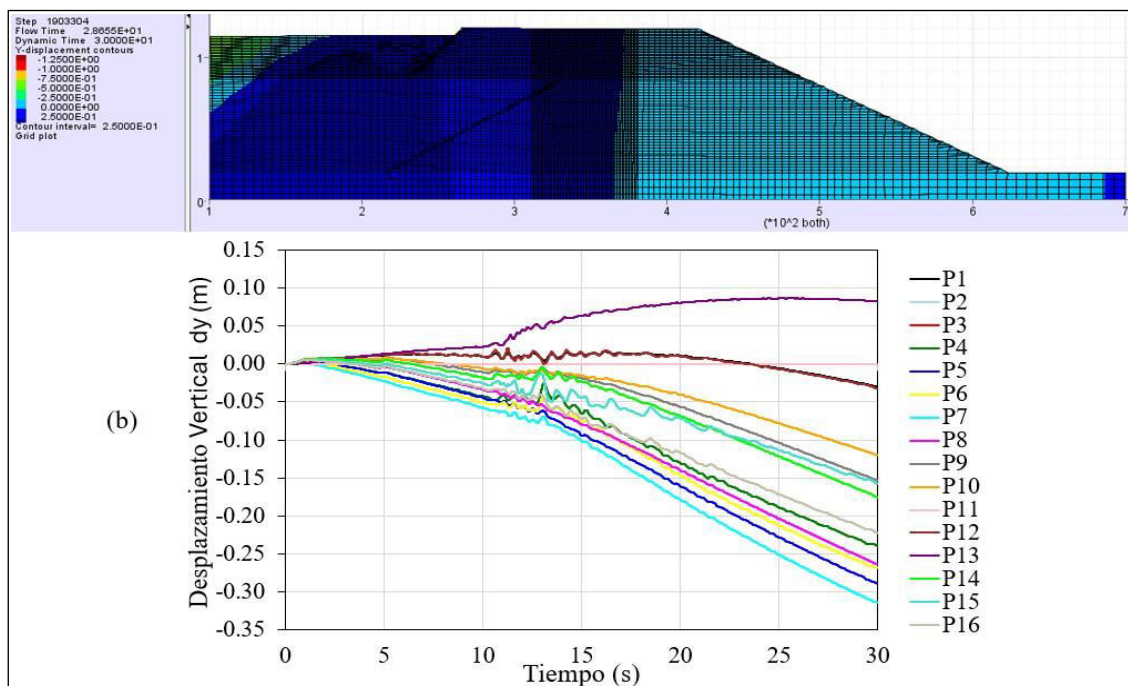
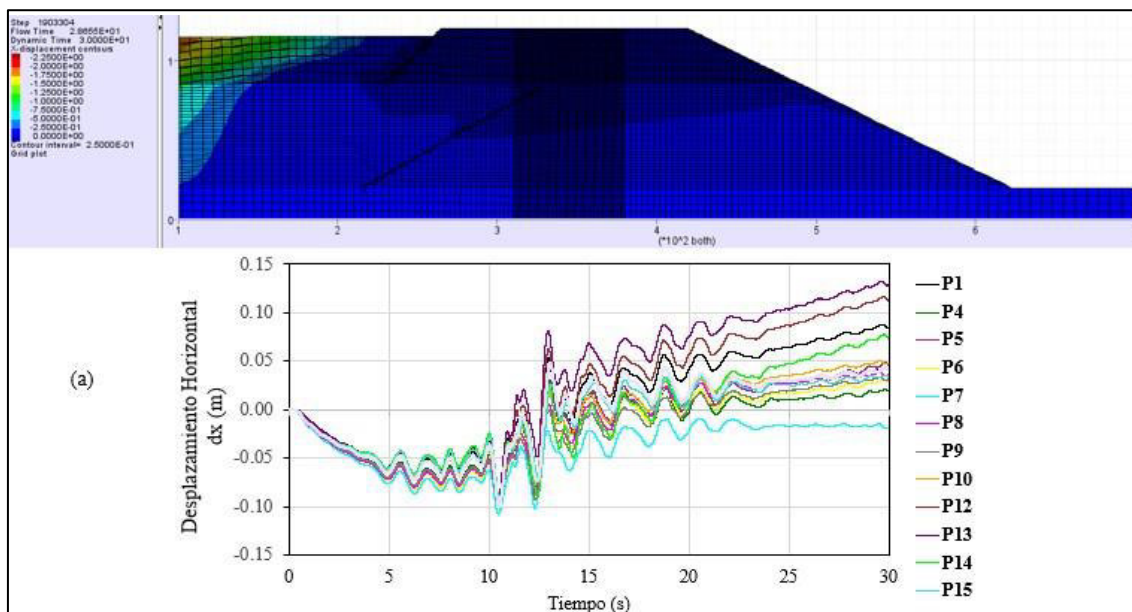
En la Figura 115a, correspondiente a los desplazamientos horizontales, se identifican los mayores valores en los puntos P12 y P13, alcanzando aproximadamente 0.11 m y 0.13 m, respectivamente. Se evidencia una oscilación inicial en los primeros segundos, seguida de un aumento progresivo de las deformaciones a medida que avanza el tiempo.

Por otro lado, la Figura 115b, que representa los desplazamientos verticales, muestra una tendencia general de asentamiento. Los puntos con mayores hundimientos corresponden a P7 y P5, con desplazamientos cercanos a -0.31 m y -0.29 m, respectivamente. Estos valores sugieren una reducción de resistencia en el material del depósito, posiblemente debido a la generación de presiones de poro inducidas por la carga sísmica.

Figura 116

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Huacho

(1966) en la Etapa 2 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

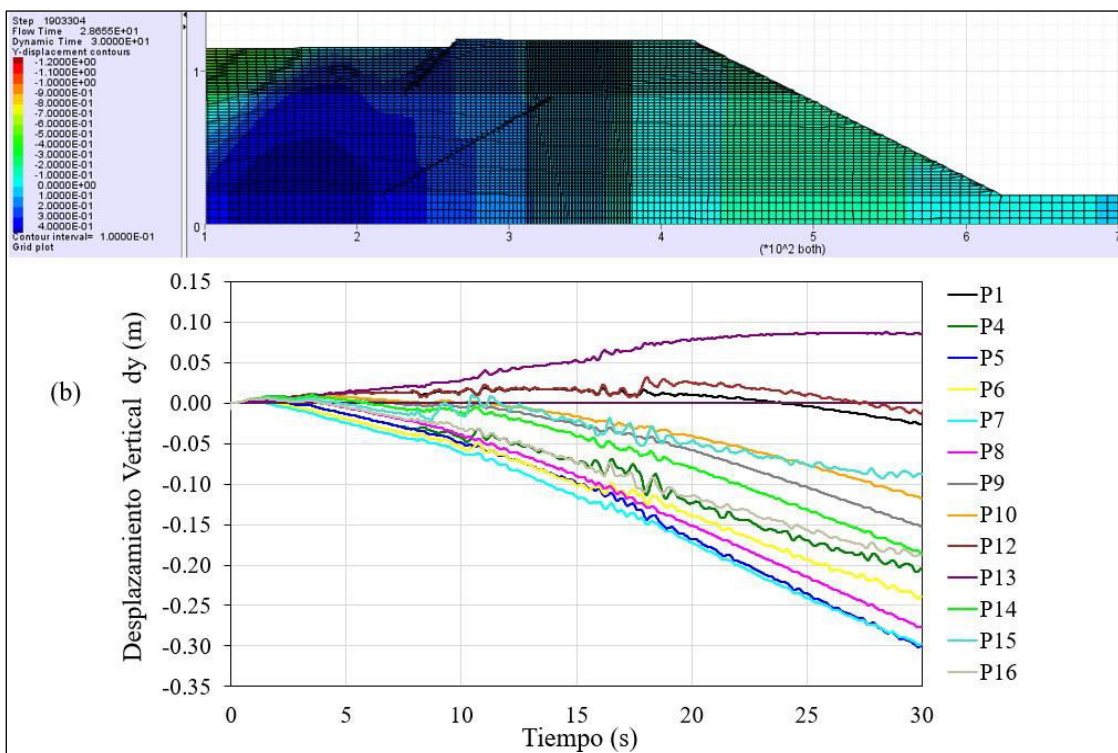
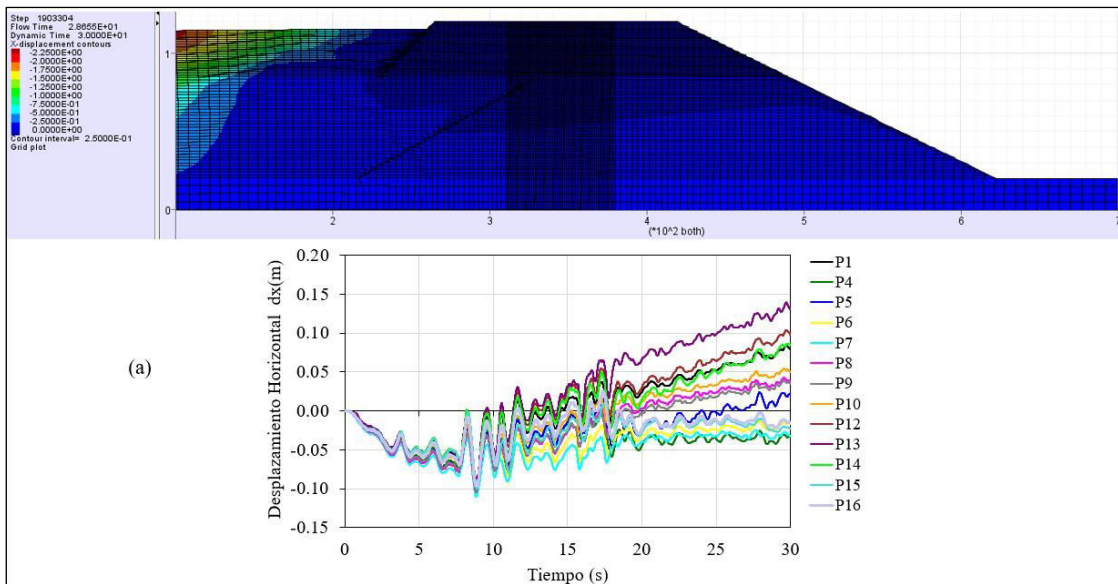
c. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 2 debido al sismo de Lima de 1974. La Figura 116 presenta la evolución de los desplazamientos en los puntos de control P1 a P16 durante 30 segundos, reflejando la respuesta dinámica de la Etapa 2 del recrecimiento de la presa de relaves bajo la acción del sismo de Lima de 1974. Se observa una respuesta progresiva en los desplazamientos, influenciada por la interacción entre la estructura y las ondas sísmicas.

En la Figura 116a, correspondiente a los desplazamientos horizontales, se evidencia un aumento gradual en la deformación, con valores más significativos en los puntos cercanos a la cara del terraplén aguas arriba. Los mayores desplazamientos se registran en P12 y P13, alcanzando aproximadamente 0.10 m y 0.13 m, respectivamente. Se observa un comportamiento oscilatorio en los primeros segundos del evento, seguido de un incremento progresivo en la deformación.

Por otro lado, la Figura 116b, que representa los desplazamientos verticales, muestra una tendencia general de asentamiento en la mayoría de los puntos de control. Los valores más significativos de subsidencia se presentan en P5 y P7, con similar desplazamiento de aproximadamente -0.30m, seguidos por otros puntos como P8 y P6 registran valores en torno a -0.28 m y -0.24 m, respectivamente. Esto sugiere una reducción de resistencia del material en estas zonas, posiblemente asociada a la generación de presiones de poro y la licuación parcial del depósito.

Figura 117

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Lima (1974) en la Etapa 2 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

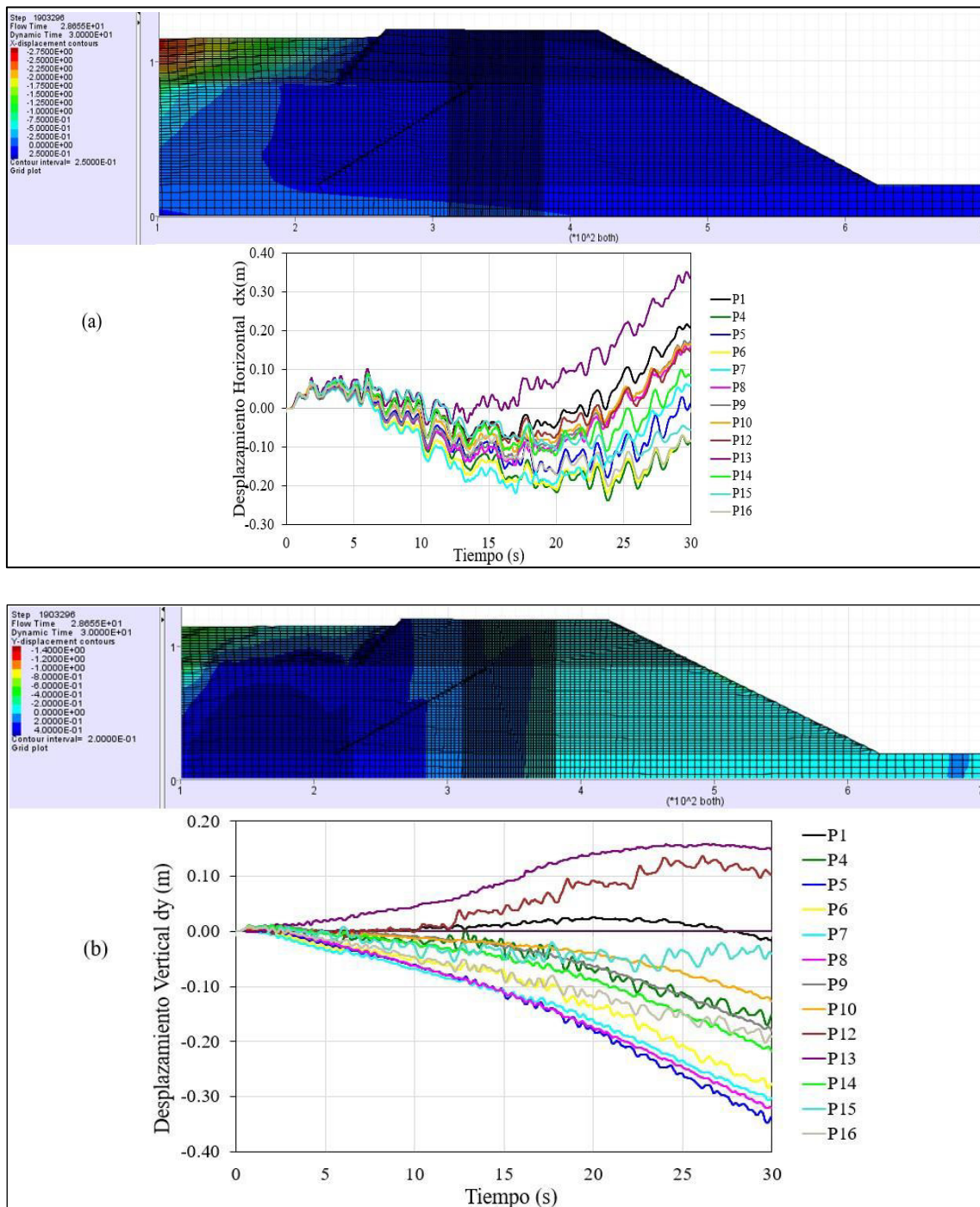
d. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 2 debido al sismo de Arequipa de 2001. La Figura 117 muestra la evolución de los desplazamientos en los puntos de control P1 a P16 durante 30 segundos, reflejando la respuesta dinámica de la Etapa 2 del recrecimiento de la presa de relaves ante la acción del sismo de Arequipa de 2001. Se observa una amplificación progresiva de las deformaciones, con valores significativamente mayores que en eventos sísmicos previos.

En la Figura 117a, que representa los desplazamientos horizontales, el valor máximo se registra en P13, con un desplazamiento de aproximadamente 0.34 m, seguido por P1, que alcanza 0.21 m. A partir del segundo 20, las deformaciones muestran un crecimiento acelerado, lo que sugiere un comportamiento no lineal en la respuesta del material del depósito.

Por otro lado, la Figura 117b, correspondiente a los desplazamientos verticales, evidencia una clara tendencia de asentamiento diferencial en la mayoría de los puntos de control. Los valores más significativos de subsidencia se presentan en P5, P8 y P7, con desplazamientos de -0.34 m, -0.32 m y -0.30 m, respectivamente, mientras que P6 y P14 registran valores en torno a -0.28 m y -0.22 m.

Figura 118

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Arequipa (2001) en la Etapa 2 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

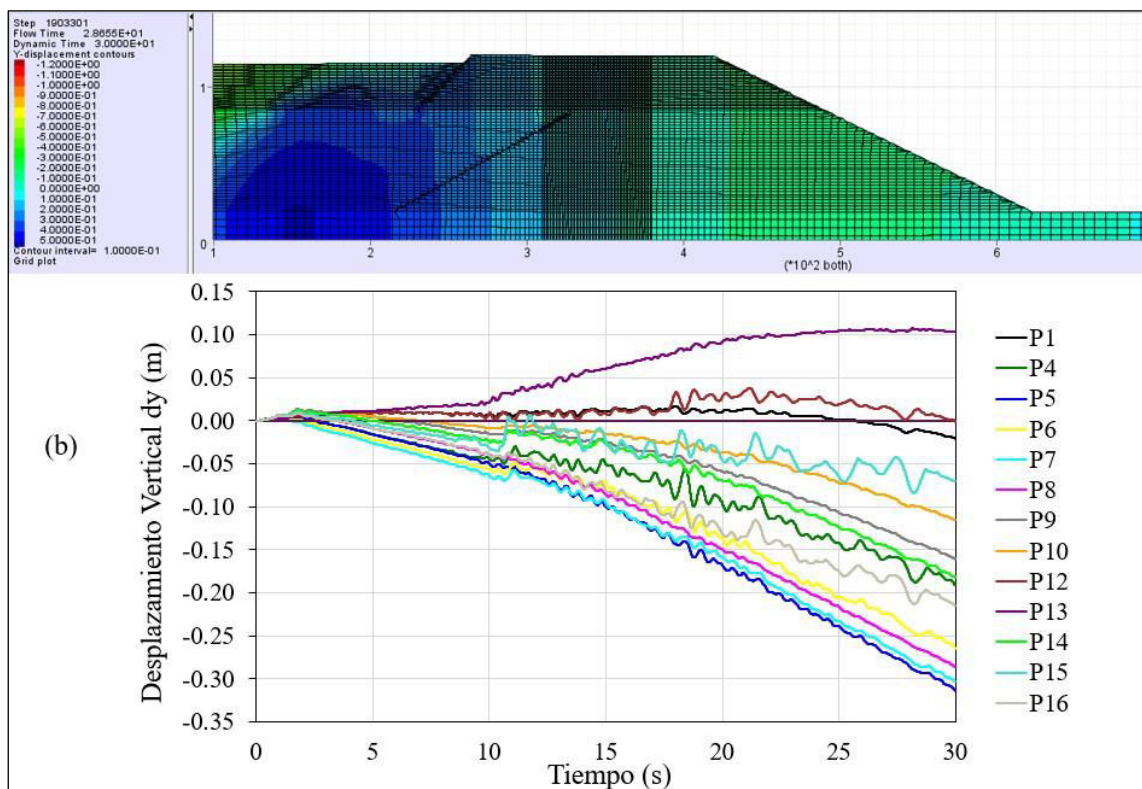
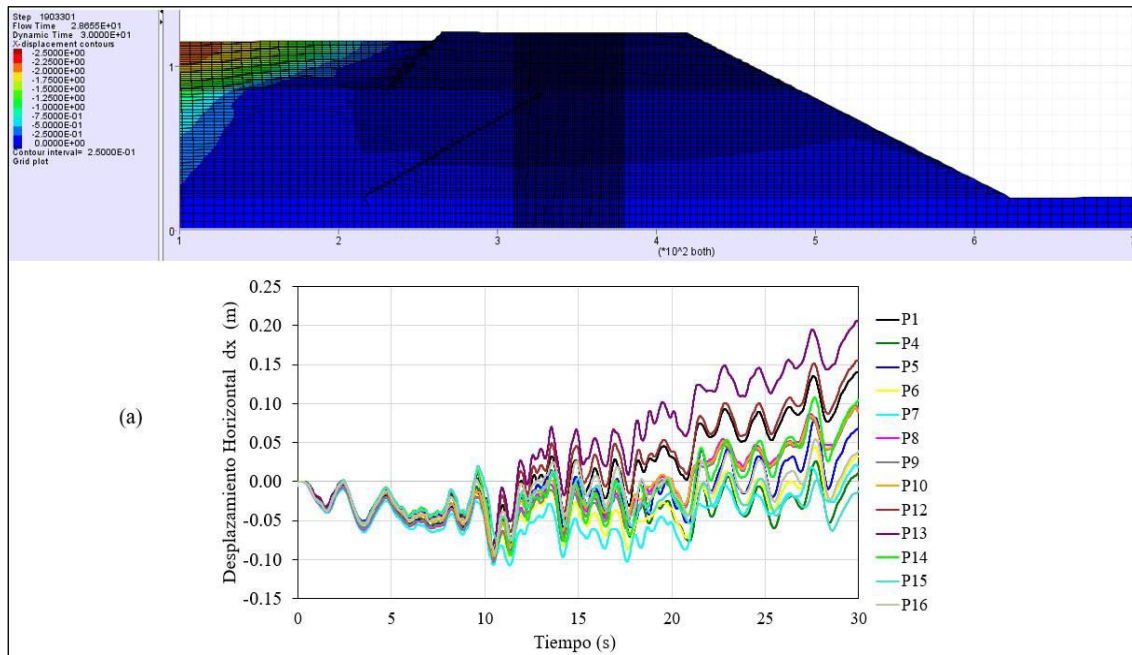
e. Resultados de los Desplazamientos en la Presa de Relaves durante la Etapa 2 debido al Sismo de Pisco de 2007. La Figura 118 presenta la evolución de los desplazamientos en los puntos de control P1 a P16 durante 30 segundos, reflejando la respuesta dinámica de la Etapa 2 del recrecimiento de la presa de relaves ante la acción del sismo de Pisco de 2007. Se observa un incremento progresivo de las deformaciones, con variaciones significativas en función de la ubicación del punto de control.

En la Figura 118a, que representa los desplazamientos horizontales, los valores máximos se registran en P13 y P12, con desplazamientos de aproximadamente 0.20 m y 0.16 m, respectivamente. A partir del segundo 20, las deformaciones experimentan un crecimiento progresivo, lo que sugiere un aumento en la inestabilidad del depósito debido a la prolongada excitación sísmica.

Por otro lado, la Figura 118b, correspondiente a los desplazamientos verticales, muestra una clara tendencia de asentamiento en la mayoría de los puntos de control. Los valores más significativos de subsidencia se presentan en P5 y P7, con desplazamientos de -0.33 m y -0.30 m, respectivamente, mientras que otros puntos como P8 y P6 registran valores en torno a -0.29 m y -0.27m.

Figura 119

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Pisco 2007 en la Etapa 2 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

f. Resultados, análisis e interpretación de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 2. La Tabla 29 y las Figuras 119 y 120 presentan un resumen de los desplazamientos horizontales y verticales registrados en los puntos de control P1 a P16 durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2 del recrecimiento de la presa de relaves. Se observan variaciones significativas en los valores de desplazamiento en función de la intensidad del sismo y la ubicación de los puntos de control.

Los desplazamientos horizontales máximos evidencian una mayor deformación en la presa durante el sismo de Arequipa (2001), registrando un valor máximo de 0.34 m en P13, ubicado en la cresta del talud aguas abajo. Le sigue el sismo de Pisco 2007, con un desplazamiento de 0.21 m en P7, localizado en el depósito de relaves. En contraste, los sismos de Lima (1974) y Huacho (1966) presentan desplazamientos horizontales de menor magnitud, con valores máximos de 0.13 m en P7, siendo similares en ambos eventos.

La respuesta dinámica del material del depósito se ve amplificada en las zonas más expuestas a la excitación sísmica, posiblemente debido a una menor densificación y mayor susceptibilidad a deformaciones inducidas por la licuación.

Los desplazamientos verticales muestran una tendencia general de asentamiento en todos los eventos sísmicos analizados. El sismo de Arequipa (2001) presentó la mayor subsidencia, con un hundimiento de -0.34 m en P5, seguido por los sismos de Huacho (1966) y Pisco (2007), ambos con un asentamiento de -0.31 m en P5. Por otro lado, el sismo de Lima (1974) generó el menor nivel de asentamiento, con un valor máximo de -0.30 m en P5 y P7.

En todos los eventos sísmicos analizados, el mayor asentamiento se ha registrado en el pie del terraplén de enrocado aguas arriba. Este comportamiento indica que las deformaciones verticales están influenciadas por la intensidad del sismo, evidenciando una mayor susceptibilidad al asentamiento en las zonas de contacto con los relaves. La

licuación en este sector juega un papel determinante en la reducción de la resistencia del material, favoreciendo la consolidación y el hundimiento diferencial del depósito.

Tanto los desplazamientos y asentamientos podrían afectar la estabilidad global de la presa y aumentar el riesgo de falla.

Tabla 29

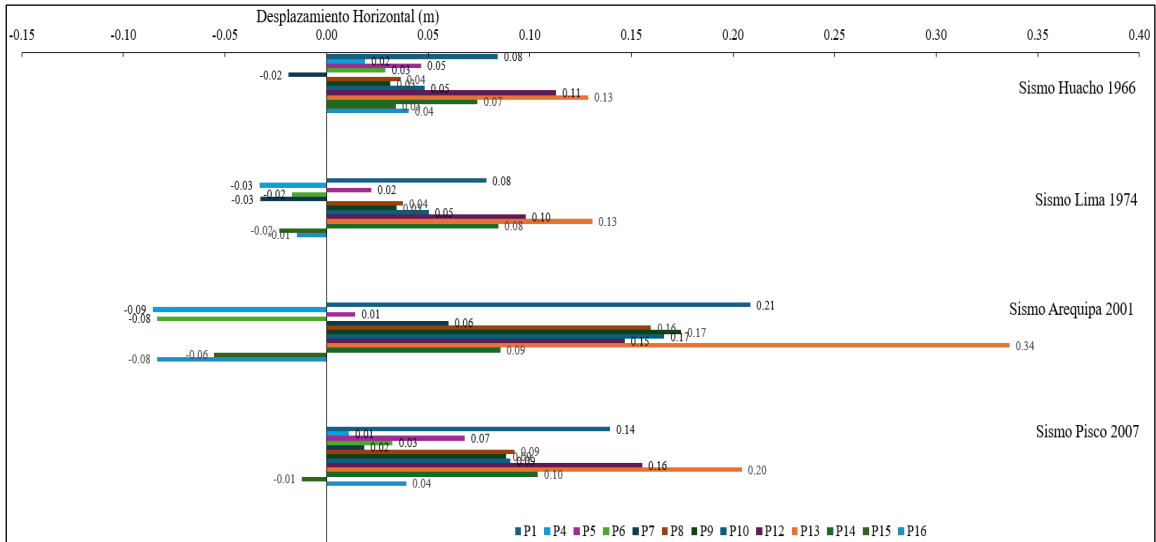
Máximos desplazamientos horizontales y verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2

Recre- miento de la Presa	Sismos	Desplaza- mientos (m)	Puntos de Control												
			P1	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P12	P13	P14	P15	P16
Etapa 2	Huacho 1966	D. Horizontal					-								
		dx	0.08	0.02	0.05	0.03	0.02	0.04	0.03	0.05	0.11	0.13	0.07	0.03	0.04
		D. Vertical dy	-0.03	0.24	0.29	0.27	0.31	0.26	0.15	0.12	0.03	0.08	0.18	0.16	0.22
		D. Horizontal		-		-	-							-	-
	Lima 1974	dx	0.08	0.03	0.02	0.02	0.03	0.04	0.03	0.05	0.10	0.13	0.08	0.02	0.01
		D. Vertical dy	-0.03	0.20	0.30	0.24	0.30	0.28	0.15	0.12	0.01	0.09	0.19	0.09	0.19
	Arequip a 2001	D. Horizontal		-		-								-	-
		dx	0.21	0.09	0.01	0.08	0.06	0.16	0.17	0.17	0.15	0.34	0.09	0.06	0.08
		D. Vertical dy	-0.02	0.15	0.34	0.28	0.30	0.32	0.18	0.13	0.10	0.15	0.22	0.04	0.19
		D. Horizontal													-
	Pisco 2007	dx	0.14	0.01	0.07	0.03	0.02	0.09	0.09	0.09	0.16	0.20	0.10	0.01	0.04
		D. Vertical dy	-0.02	0.19	0.31	0.27	0.30	0.29	0.16	0.12	0.00	0.10	0.18	0.07	0.22

Nota. Elaboración propia

Figura 120

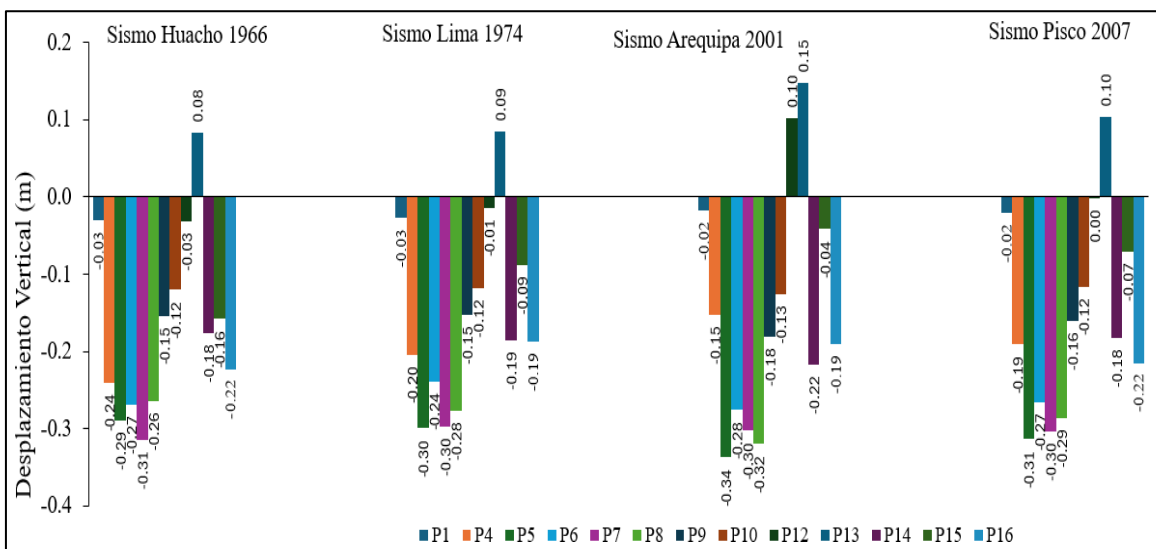
Máximos desplazamientos horizontales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2



Nota. Elaboración propia

Figura 121

Máximos desplazamientos verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2



Nota. Elaboración propia

4.5.3.3. Desplazamientos de la presa de relaves - etapa 3.

a. **Puntos de control en el modelo numérico de la presa etapa 3.** En el modelo numérico, se definieron puntos de control ubicados estratégicamente para registrar los historiales de desplazamientos en la sección analizada, correspondientes a la Etapa 3 de la presa. Estos puntos de control, mostrados en la Tabla 30 y Figura 121, fueron seleccionados en ubicaciones clave para capturar con precisión las variaciones de los desplazamientos horizontales y verticales a lo largo de la estructura de la presa.

La Figura 121 presenta los puntos de control (P1 a P21), distribuidos en diferentes zonas críticas de la presa, incluyendo el núcleo, los filtros, y las zonas hacia aguas arriba y aguas abajo de la presa. La ubicación de estos puntos permite evaluar con mayor detalle los desplazamientos en regiones clave, a fin de respaldar el análisis del comportamiento mecánico de la presa en condición dinámica.

Tabla 30

*Coordenadas de los Puntos de Control en el Recrecimiento de la Presa de Relaves-
Etapa3*

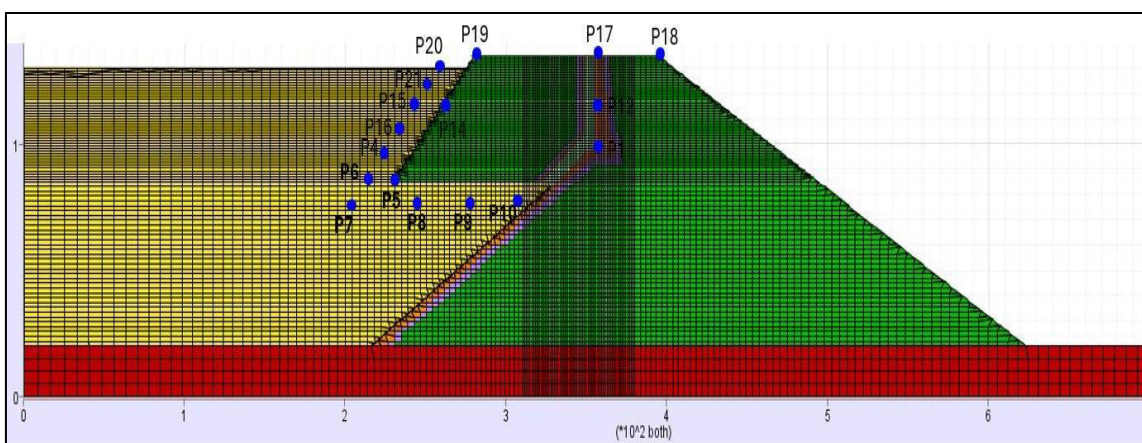
Etapa	Punto de Control	X(m)	Y (m)	Nudos en FLAC	
				i	j
Etapa 3	P1	354	100	101	54
	P4	230	95	39	48
	P5	230	85	39	39
	P6	220	85	36	39
	P7	212	77	35	35
	P8	244	77	42	35
	P9	276	77	51	35
	P10	301	77	60	35
	P12	354	120	101	71
	P15	250	115	44	67
	P16	240	105	41	57
	P17	354	135	101	85
	P18	394	135	128	85
	P19	280	135	53	85
	P20	265	130	48	81

P21	258	122	46	73
-----	-----	-----	----	----

Nota. Elaboración propia

Figura 122

Distribución de los puntos de control para el monitoreo de desplazamientos en la sección analizada del Recrecimiento de la Presa de Relaves – Etapa 3



Nota. Elaboración propia

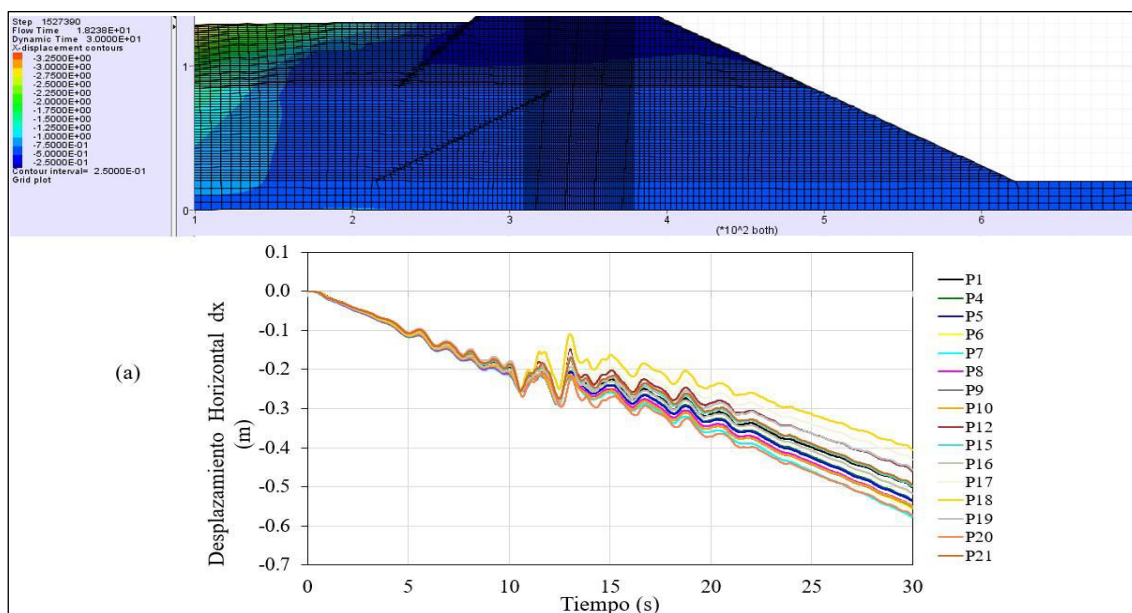
b. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 3 debido al sismo de Huacho de 1966. La Figura 122 muestra la evolución de los desplazamientos en los puntos de control P1 a P21 durante 30 segundos, reflejando la respuesta dinámica de la Etapa 3 del recrecimiento de la presa de relaves bajo la acción del sismo de Huacho de 1966. Se observa una tendencia progresiva en los desplazamientos, con mayores deformaciones en las zonas superiores del depósito.

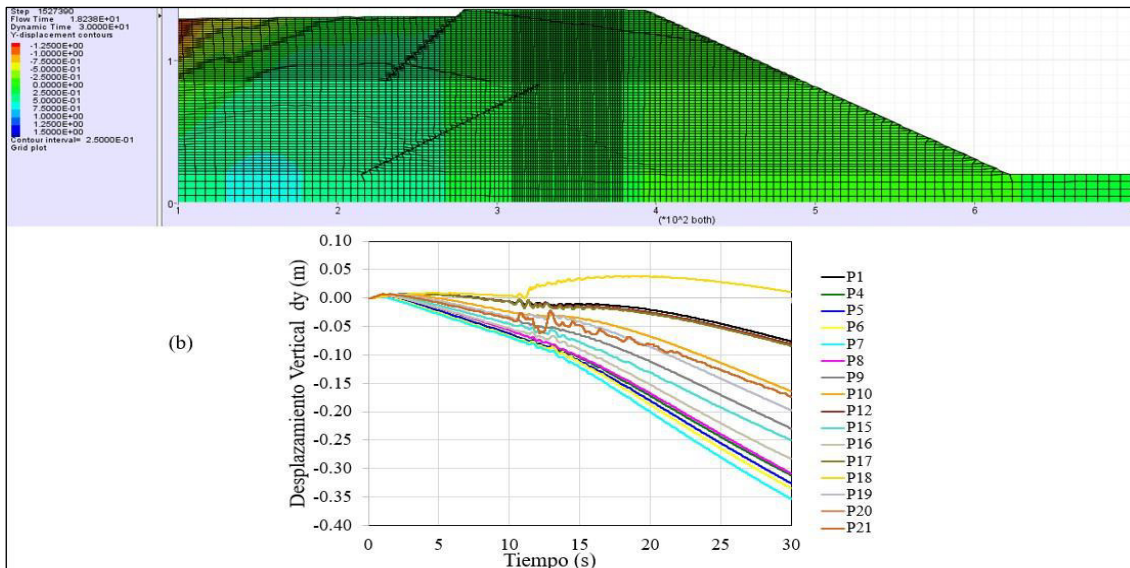
En la Figura 122a, que representa los desplazamientos horizontales, se identifican valores significativos de deformación en los puntos ubicados en la presa. Los mayores desplazamientos se registran en P7, P20 y P6, con valores aproximados de -0.58 m, -0.57m y -0.56 m, respectivamente. A partir de los primeros 10 segundos, las deformaciones experimentan un incremento progresivo, reflejando la influencia de la carga sísmica en la estabilidad del depósito.

Por otro lado, la Figura 122b, que representa los desplazamientos verticales, evidencia una tendencia general de asentamiento en toda la estructura, con valores más pronunciados en los puntos de control ubicados en la base del terraplén. Los mayores hundimientos se registran en P7, con un desplazamiento de -0.35 m, seguido de P5 y P6, ambos con -0.33 m. Este comportamiento evidencia una pérdida de resistencia del material debido a la generación de presiones de poro y la presencia de licuación localizada en ciertas zonas del depósito.

Figura 123

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Huacho 1966 en la Etapa 3 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales





Nota. Elaboración propia

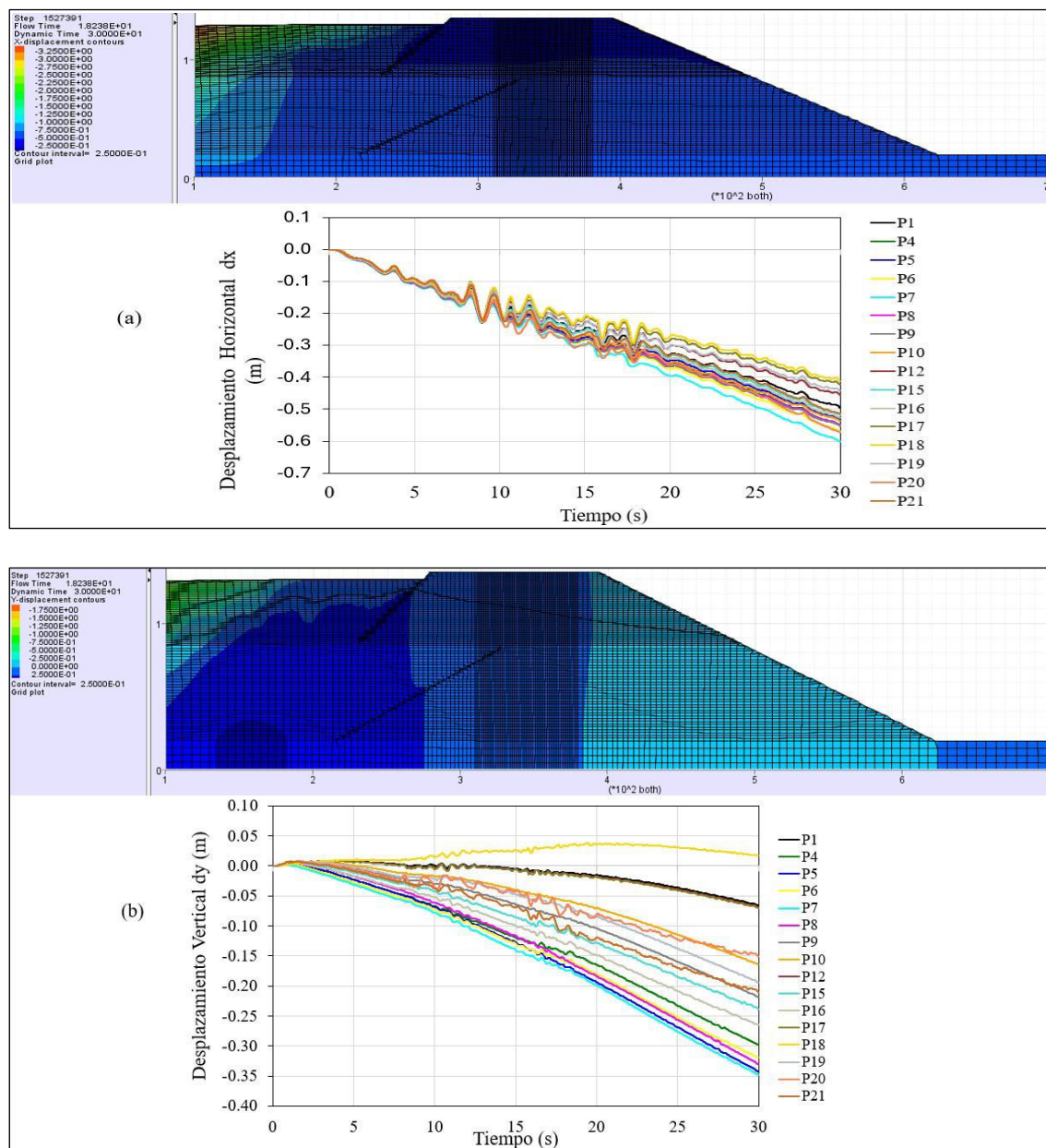
c. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 3 debido al sismo de Lima de 1974. En la Figura 123a, que representa los desplazamientos horizontales, se observan valores significativos de deformación en diversos puntos de la presa. Los mayores desplazamientos se registran en P7, con -0.60 m, seguido de P6 y P20, ambos con -0.57 m. Estos valores reflejan una deformación progresiva en las zonas críticas, especialmente en los sectores más expuestos a la acción sísmica.

Por otro lado, la Figura 123b, correspondiente a los desplazamientos verticales, evidencia una clara tendencia de asentamiento en toda la estructura, con valores más pronunciados en los puntos de control situados en la base del terraplén. El mayor hundimiento se presenta en P7, con -0.35 m, seguido de P5, con -0.34 m. Este comportamiento sugiere una pérdida de resistencia del material, probablemente asociada a la generación de presiones de poro y a la licuación localizada en ciertos sectores del depósito.

Figura 124

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Lima 1974

en la Etapa 3 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

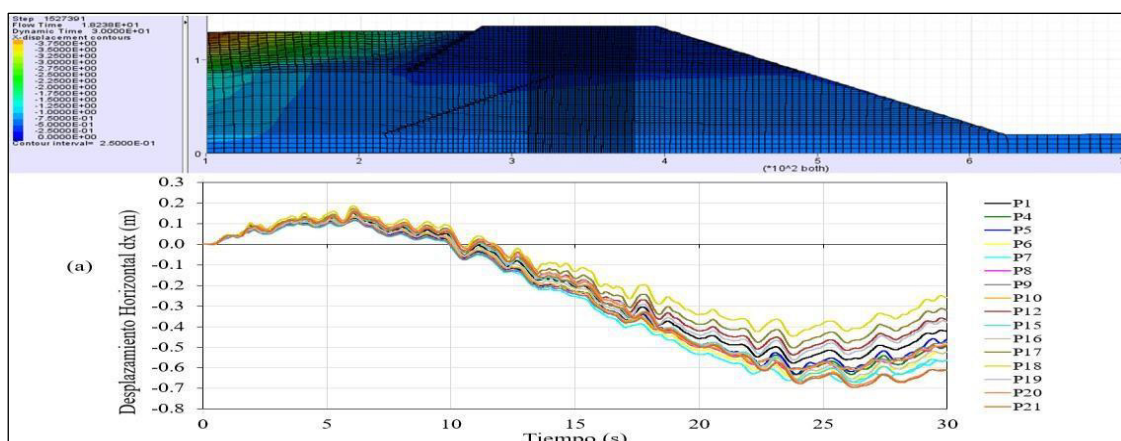
d. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 3 debido al sismo de Arequipa de 2001. La Figura 124 muestra la evolución de los desplazamientos en los puntos de control P1 a P21 durante 30 segundos, reflejando la respuesta dinámica de la Etapa 3 del recrecimiento de la presa de relaves ante la acción del sismo de Arequipa de 2001. Se observa un incremento significativo de las deformaciones,

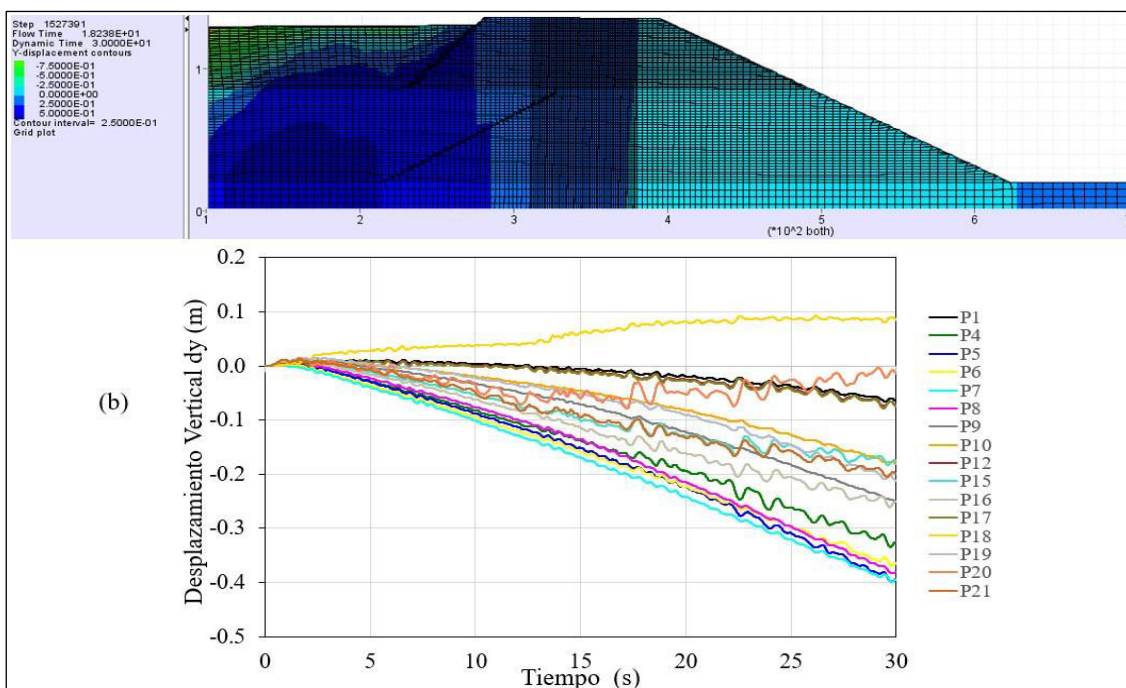
con variaciones notorias en función de la ubicación de cada punto de control. En la Figura 124a, que representa los desplazamientos horizontales, se identifican valores máximos de deformación en varios puntos de la presa. Los mayores desplazamientos se registran en P20 y P21, ambos con -0.61 m, seguidos por P7 y P15, con -0.56 m. Estos valores reflejan una deformación significativa en los sectores más expuestos, lo que sugiere una alta susceptibilidad del material a la acción sísmica.

Por otro lado, la Figura 124b, correspondiente a los desplazamientos verticales, evidencia una clara tendencia de asentamiento en la mayoría de los puntos de control, con valores más pronunciados en la base del terraplén. Los mayores hundimientos se presentan en P5 y P7, ambos con -0.39 m, mientras que P8 y P6 registran valores de -0.38 m y -0.36 m, respectivamente. Este comportamiento sugiere una pérdida de resistencia del material, probablemente asociada a la generación de presiones de poro y la licuación parcial en ciertas zonas del depósito, lo que podría comprometer la estabilidad global de la presa.

Figura 125

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Arequipa 2001 en la Etapa 3 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales





Nota. Elaboración propia

e. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 3 debido al sismo de Pisco de 2007. La Figura 125 presenta la evolución de los desplazamientos en los puntos de control P1 a P21 durante 30 segundos, reflejando la respuesta estructural de la Etapa 3 del recrecimiento de la presa de relaves ante el sismo de Pisco de 2007. Se observa una progresión en las deformaciones con una variabilidad en los valores dependiendo de la ubicación del punto de control.

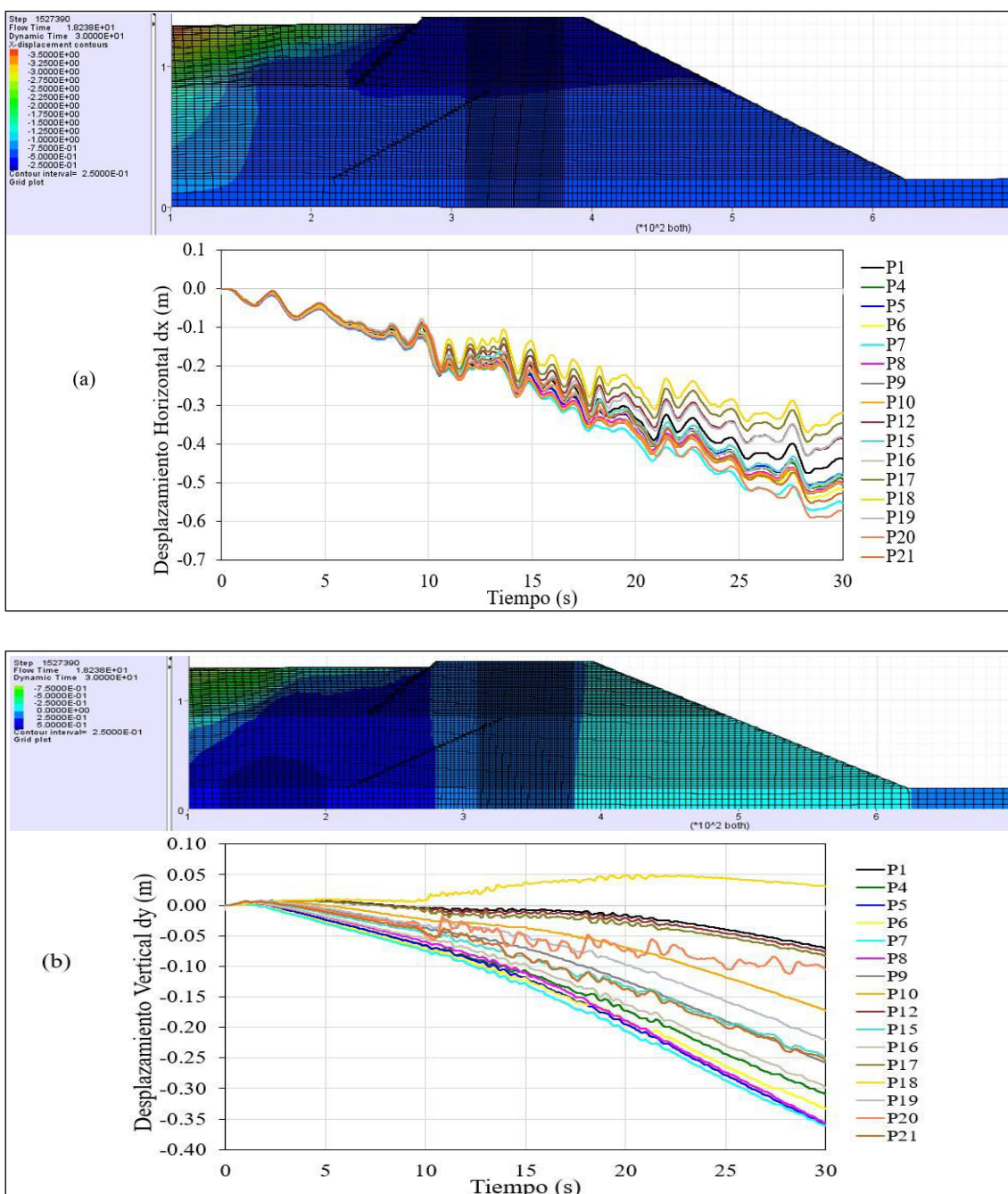
En la Figura 125a, que muestra los desplazamientos horizontales, los valores máximos se registran en P20 y P7, con -0.57 m y -0.55 m, respectivamente. Otras zonas con deformaciones significativas corresponden a P21 y P6, con -0.53 m y -0.52 m, respectivamente. La tendencia general indica una mayor deformación en la zona superior del terraplén y en los sectores intermedios, lo que sugiere una mayor susceptibilidad estructural en estas áreas ante la acción sísmica.

Por otro lado, la Figura 125b, correspondiente a los desplazamientos verticales, evidencia una distribución diferencial del asentamiento. Los valores más pronunciados se presentan en P5, P7 y P8, con -0.36 m, seguidos de P6 y P4, con -0.33 m y -0.31 m,

respectivamente. Estos valores reflejan un proceso de consolidación diferencial, posiblemente asociado a la generación de presiones de poro y la reducción de la rigidez del material en zonas críticas.

Figura 126

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Pisco 2007 en la Etapa 3 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

f. Resultados, análisis e interpretación de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 3. La Tabla 40 y las Figuras 126 y 127 resumen los máximos desplazamientos horizontales y verticales en los puntos de control P1 a P21, bajo la influencia de distintos eventos sísmicos: Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007).

Los resultados indican que el sismo de Arequipa (2001) generó los mayores desplazamientos horizontales, alcanzando un valor máximo de -0.61 m en P20 y P21. En el caso del sismo de Pisco (2007), se registraron valores cercanos, con -0.60 m en P7.

Por otro lado, los sismos de Lima (1974) y Huacho (1966) generaron desplazamientos horizontales levemente menores, con valores máximos de -0.57 m en P20 y -0.58 m en P7, respectivamente. Se observa que los mayores desplazamientos se concentraron en la cresta y el talud aguas abajo de la presa, lo que sugiere que estas zonas son más vulnerables a deformaciones inducidas por sismos debido a la menor consolidación del material, la licuación de los relaves y la amplificación de esfuerzos en la parte superior del depósito.

Los desplazamientos verticales reflejan una tendencia general de asentamiento diferencial, lo que indica una consolidación del material ante la acción sísmica. Los mayores hundimientos se registraron en el sismo de Arequipa (2001), con valores de -0.39 m en los puntos P5 y P7. En el caso del sismo de Pisco (2007), los desplazamientos máximos fueron de -0.36 m en P5 y P7, lo que sugiere una disminución progresiva de la resistencia del material en estos puntos críticos.

Los sismos de Lima (1974) y Huacho (1966) presentaron valores ligeramente menores de asentamiento, con -0.35 m en P7. Se observa que las zonas con mayor hundimiento corresponden a la base del terraplén, lo que indica una pérdida de resistencia

efectiva del material debido a la licuación parcial y la generación de presiones de poro en sectores críticos del depósito.

Los mayores desplazamientos horizontales y verticales se presentan en los eventos sísmicos de mayor intensidad (Arequipa de 2001 y Pisco de 2007), lo que confirma la relación directa entre la carga sísmica inducida, la licuación de los relaves y la respuesta de la presa. Las zonas más afectadas corresponden a la cresta y la base del terraplén, donde los asentamientos diferenciales evidencian un proceso de consolidación del material, posiblemente relacionado con la licuación parcial en ciertos sectores del depósito.

Tabla 31

Máximos desplazamientos horizontales y Verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 3

Recrecimiento de la Presa	Sismos	Desplaz. (m)	Puntos de Control															
			P1	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P12	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21
Etapa 3	Huacho 1966	dx	-0.50	-0.53	-0.54	-0.56	-0.58	-0.55	-0.55	-0.55	-0.46	-0.50	-0.52	-0.43	-0.41	-0.46	-0.57	-0.49
		dy	-0.08	-0.31	-0.33	-0.33	-0.35	-0.31	-0.23	-0.16	-0.08	-0.25	-0.28	-0.08	0.01	-0.20	-0.17	-0.17
	Lima 1974	dx	-0.50	-0.55	-0.53	-0.57	-0.60	-0.55	-0.55	-0.54	-0.46	-0.52	-0.53	-0.42	-0.41	-0.44	-0.57	-0.51
		dy	-0.07	-0.30	-0.34	-0.32	-0.35	-0.33	-0.22	-0.16	-0.07	-0.24	-0.26	-0.07	0.02	-0.19	-0.15	-0.21
	Arequipa 2001	dx	-0.42	-0.49	-0.46	-0.52	-0.56	-0.49	-0.47	-0.48	-0.37	-0.56	-0.52	-0.32	-0.26	-0.38	-0.61	-0.61
		dy	-0.07	-0.32	-0.39	-0.36	-0.39	-0.38	-0.25	-0.18	-0.07	-0.18	-0.25	-0.07	0.09	-0.21	-0.01	-0.20
	Pisco 2007	dx	-0.44	-0.49	-0.48	-0.52	-0.55	-0.50	-0.51	-0.50	-0.39	-0.48	-0.49	-0.35	-0.32	-0.38	-0.57	-0.53
		dy	-0.07	-0.31	-0.36	-0.33	-0.36	-0.36	-0.26	-0.17	-0.08	-0.25	-0.30	-0.08	0.03	-0.22	-0.10	-0.25

Nota. Elaboración propia

Nota. Elaboración propia

4.5.3.4. Desplazamientos de la presa de relaves - etapa 4.

a. Puntos de control en el modelo numérico de la presa etapa 4. En el modelo numérico, se definieron puntos de control ubicados estratégicamente para registrar los historiales de desplazamientos en la sección analizada, correspondientes a la Etapa 4 de la presa. Estos puntos de control, mostrados en la Tabla 32 y Figura 128, fueron seleccionados en ubicaciones clave para capturar con precisión las variaciones de los desplazamientos horizontales y verticales a lo largo de la estructura de la presa.

La Figura 128 presenta los puntos de control (P1 a P26), distribuidos en diferentes zonas críticas de la presa, incluyendo el núcleo, los filtros, y las zonas hacia aguas arriba y aguas abajo de la presa. La ubicación de estos puntos permite evaluar con mayor detalle los desplazamientos en regiones clave, a fin de respaldar el análisis del comportamiento mecánico de la presa en condición dinámica.

Tabla 32

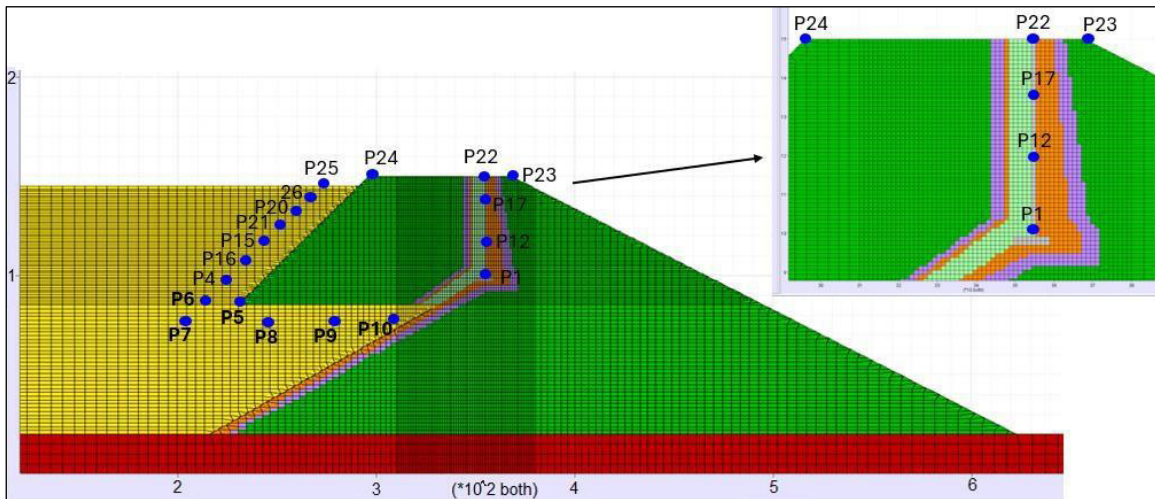
Puntos de Control en el Recrecimiento de la Presa de Relaves - Etapa 4

	Punto de Control	X(m)	Y (m)	Nudos en FLAC	
				i	j
Etapa	P4	230	95	39	48
	P5	230	85	39	39
	P6	220	85	36	39
	P7	212	77	35	35
	P8	244	77	42	35
	P9	276	77	51	35
	P10	301	77	60	35
	P12	354	120	101	71
	P15	250	115	44	67
	P16	240	105	41	57
	P17	354	135	101	85
	P20	265	130	48	81
	P21	258	122	46	73
	P22	354	150	101	99
	P23	368	150	113	99
	P24	296	150	58	99
P25	281	145	53	94	
P26	274	137	51	87	

Nota. Elaboración propia

Figura 129

Distribución de los puntos de control para el monitoreo de desplazamientos en la sección analizada del Recrecimiento de la Presa de Relaves – Etapa 4



Nota. Elaboración propia

b. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 4 debido al sismo de Huacho de 1966. La Figura 129 muestra la evolución de los desplazamientos en los puntos de control P1 a P26 durante un período de 30 segundos, reflejando la respuesta estructural de la Etapa 4 del recrecimiento de la presa de relaves ante el sismo de Huacho de 1966. Se observa una progresión en las deformaciones con variabilidad en los valores, dependiendo de la ubicación del punto de control.

En la Figura 129a, que presenta los desplazamientos horizontales, el valor máximo se registra en P7, con -0.74 m, seguido por P6, P8, P9 y P10, cuyos valores oscilan en torno a -0.72 m. Esta tendencia indica que la mayor deformación ocurre en la base del terraplén en la dirección aguas arriba de la presa, lo que sugiere una mayor susceptibilidad estructural en estas zonas ante cargas sísmicas.

Por otro lado, la Figura 129b, que representa los desplazamientos verticales, muestra una distribución diferenciada del asentamiento. Los valores más pronunciados se

Nota. Elaboración propia

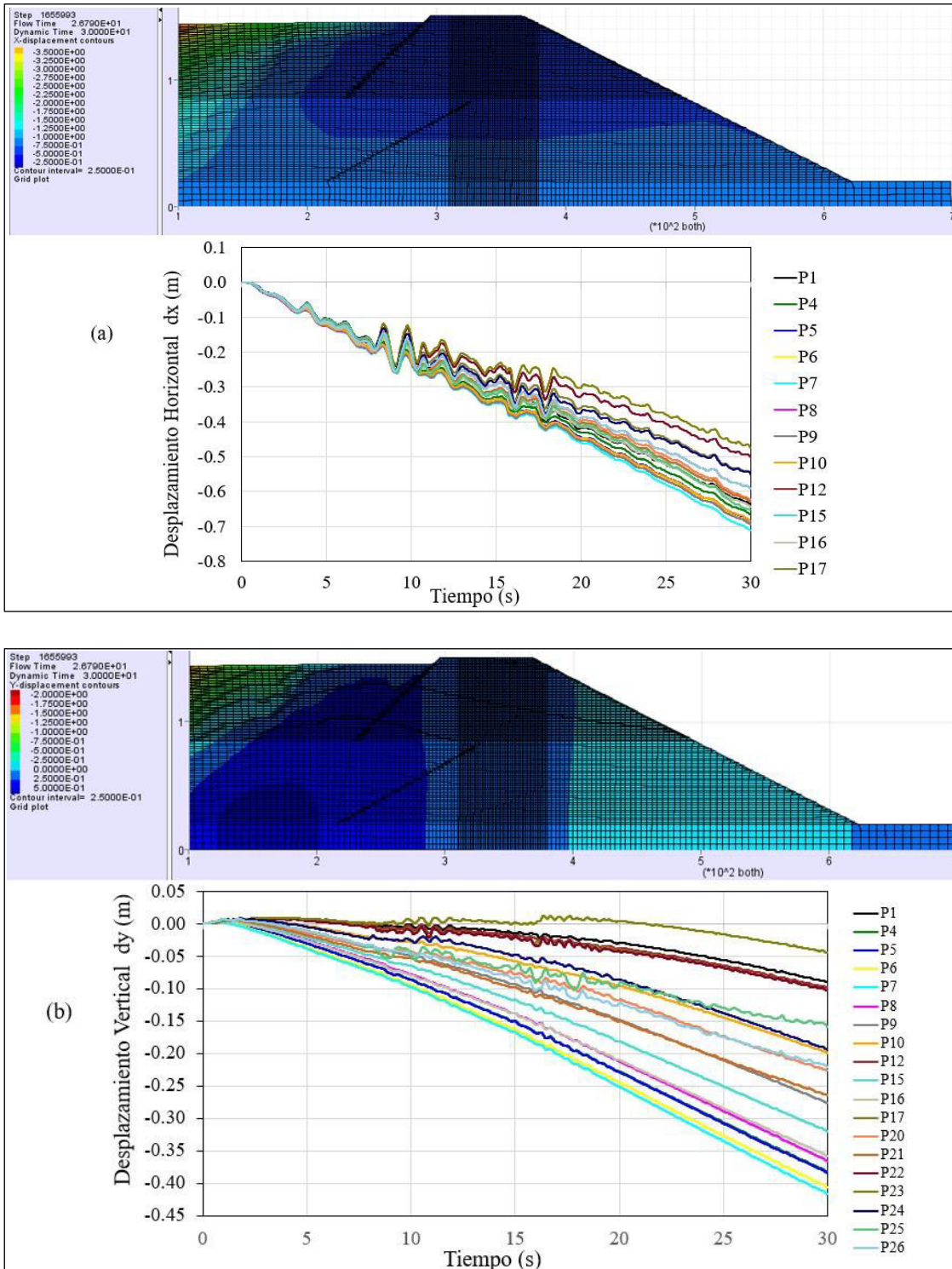
c. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 4 debido al sismo de Lima de 1974. La Figura 130 presenta la evolución de los desplazamientos en los puntos de control de la presa de relaves durante la Etapa 4 del recrecimiento, considerando la excitación sísmica del sismo de Lima de 1974. Se analizan las componentes horizontal y vertical de los desplazamientos en distintos puntos característicos de la estructura.

En la Figura 130a, los desplazamientos horizontales alcanzan un valor máximo de -0.71 m en el punto P7, con una tendencia decreciente a lo largo del tiempo. Otros puntos presentan valores cercanos a -0.69 m en P5, P6, P8 y P9, mientras que en P4 se registra -0.67 m, lo que indica una deformación significativa en la base del terraplén. La mayor amplitud de desplazamientos en esta dirección sugiere una mayor susceptibilidad estructural en zonas de menor confinamiento.

Por otro lado, la Figura 130b muestra la evolución de los desplazamientos verticales, donde el valor máximo registrado es de -0.42 m en el punto P7 y -0.41 m en P6, seguidos de -0.38 m en P4 y P5, -0.37 m en P8 y -0.36 m en P16. Se evidencia una distribución diferenciada de asentamientos, lo que sugiere un proceso de consolidación diferencial, probablemente asociado al aumento de presión de poro y la reducción de la rigidez del material en sectores específicos de la presa.

Figura 131

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Lima (1974) en la Etapa 4 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

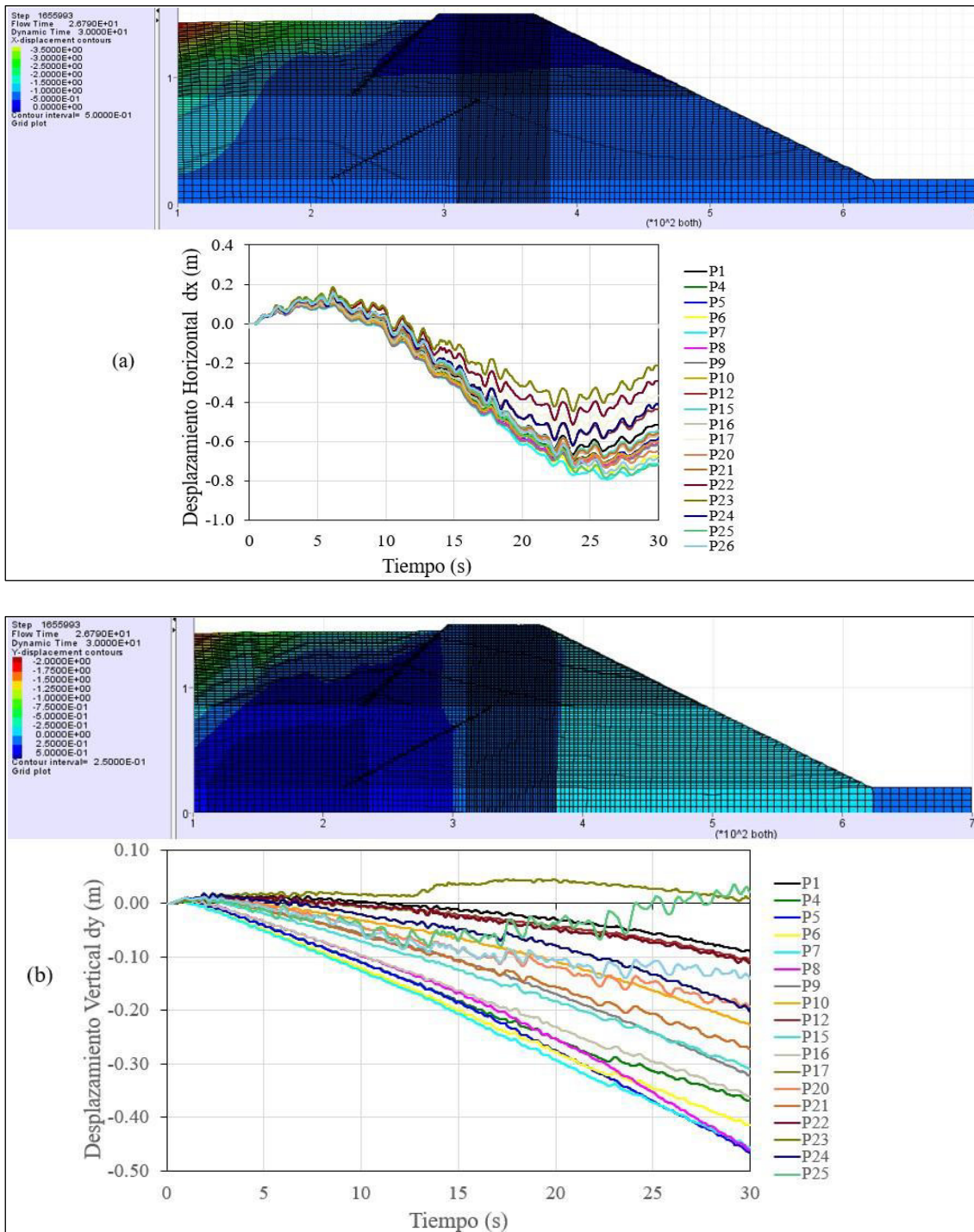
d. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 4 debido al sismo de Arequipa de 2001. La Figura 131 presenta la evolución de los desplazamientos en los puntos de control de la presa de relaves durante la Etapa 4 del recrecimiento, considerando la excitación sísmica del sismo de Arequipa de 2001. Se analizan las componentes horizontal y vertical de los desplazamientos en diversos puntos representativos de la estructura.

En la Figura 131a, los desplazamientos horizontales alcanzan su valor máximo de -0.72 m en el punto P25, seguido por -0.71 m en P7 y -0.69 m en P26. También se registran valores de -0.67 m en P6 y -0.65 m en P20. Estos resultados indican que la mayor deformación ocurre en el cuerpo de los relaves, lo que sugiere una mayor susceptibilidad estructural en estas zonas bajo carga sísmica, con una posible influencia de procesos de licuación en el material de relave en este sector.

En la Figura 131b, los desplazamientos verticales muestran su valor máximo de -0.47 m en P5, seguido por -0.46 m en P7 y P8, y -0.42 m en P6. Otros valores relevantes incluyen -0.37 m en P4 y -0.36 m en P16. Se observa una distribución diferenciada del asentamiento, lo que sugiere un proceso de consolidación diferencial, posiblemente asociado a un aumento de presión de poro y una reducción de la rigidez del material en sectores críticos de la presa.

Figura 132

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Arequipa (2001) en la Etapa 4 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

e. Resultados de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 4 debido al sismo de Pisco de 2007. La Figura 132 presenta la evolución de los desplazamientos en los puntos de control de la presa de relaves durante la Etapa 4 del recrecimiento, considerando la excitación sísmica del sismo de Pisco de 2007. Se analizan las componentes horizontal y vertical de los desplazamientos en distintos puntos representativos de la estructura.

En la Figura 132a, los desplazamientos horizontales alcanzan su valor máximo de -0.72 m en el punto P7, seguido por -0.69 m en P6, -0.67 m en P8 y P9, y -0.66 m en P5. También registraron valores de -0.64 m en P23 y -0.61 m en P26. Estos resultados indican que la mayor deformación se concentra en el material relave, lo que sugiere una mayor susceptibilidad licuación en estas zonas bajo carga sísmica.

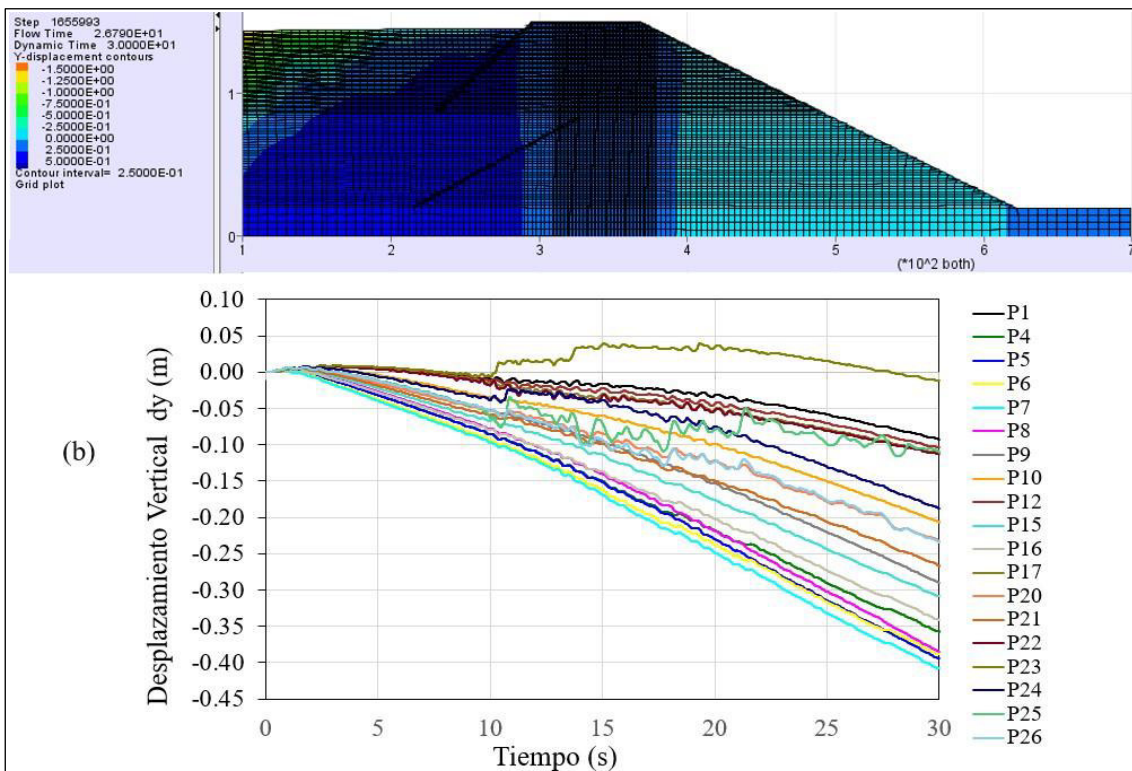
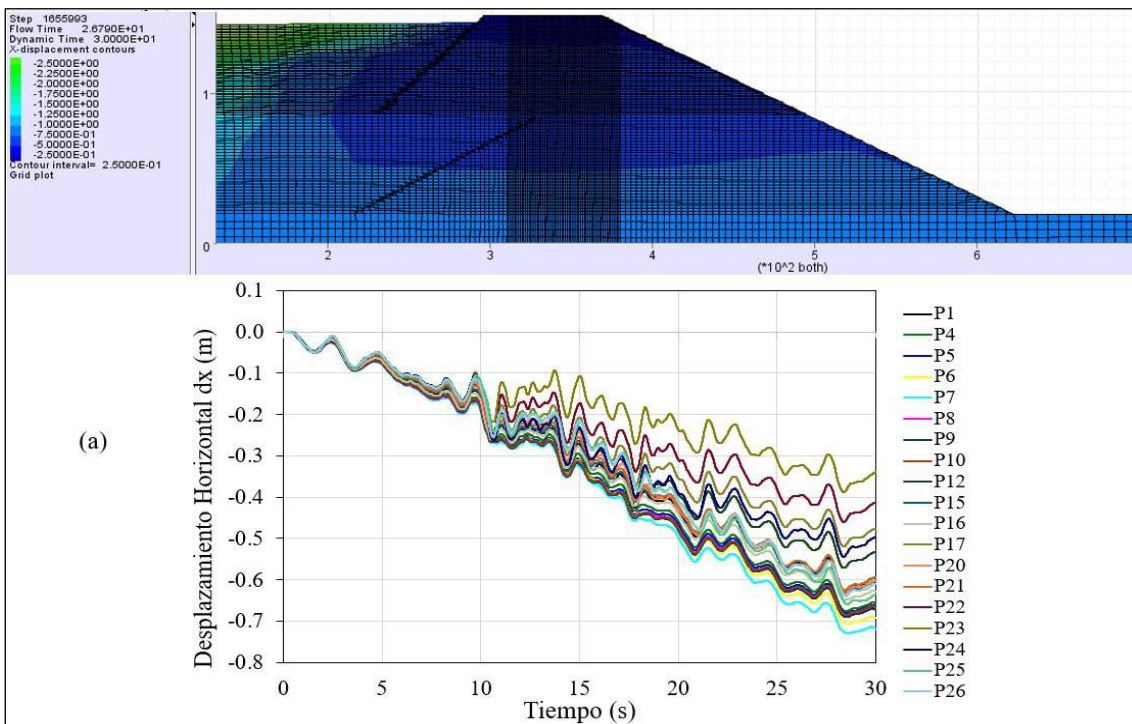
En la Figura 132b, los desplazamientos verticales muestran su valor máximo de -0.41 m en P7, seguido por -0.39 m en P5, P6 y P8, y -0.36 m en P4. Otros valores relevantes incluyen -0.34 m en P16 y -0.31 m en P15. Se observa una distribución diferenciada del asentamiento, lo que sugiere un proceso de consolidación diferencial, posiblemente asociado a un aumento de presión de poro y una reducción de la rigidez del material en sectores críticos de la presa.

Figura 133

Historia de los desplazamientos en los puntos de control durante el sismo de Pisco

(2007) en la Etapa 4 del Recrecimiento de la Presa de Relaves: a) Desplazamientos

horizontales y b) Desplazamientos verticales



Nota. Elaboración propia

f. Resultados, análisis e interpretación de los desplazamientos en la presa de relaves durante la etapa 4. La Tabla 33 y las Figuras 133 y 134 resumen los máximos desplazamientos horizontales y verticales en los puntos de control P1 a P26, bajo la influencia de distintos eventos sísmicos: Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007).

Los resultados indican que el sismo de Huacho 1966 generó el mayor desplazamiento horizontal, alcanzando un valor máximo de -0.74 m en P7, seguido por los puntos P6, P8, P9 y P10 con -0.72 m. El sismo de Arequipa (2001) generó el segundo mayor desplazamiento, con -0.72 m en P25, seguido por -0.71 m en P7. El sismo de Pisco (2007) generó un desplazamiento máximo de -0.72 m en P7, seguido de -0.69 m en P6. Por otro lado, el sismo de Lima (1974) generó un desplazamiento máximo de -0.71 m en P7, mientras que los puntos P5, P6, P8 y P9 registraron valores de -0.69 m. Se observa que los mayores desplazamientos se concentran en la base del terraplén y el cuerpo de los relaves, lo que sugiere que estas zonas son más vulnerables a deformaciones inducidas por sismos debido a la menor compactación del material, favoreciendo la licuación parcial de los relaves.

Los desplazamientos verticales reflejan una tendencia general de asentamiento diferencial, lo que indica una consolidación del material ante la acción sísmica y la licuación en el sector. Los mayores hundimientos se registraron en el sismo de Arequipa (2001), con valores de -0.47 m en P5 y -0.46 m en P7 y P8. En el caso del sismo de Pisco (2007), los desplazamientos máximos fueron de -0.41 m en P7, lo que sugiere una pérdida progresiva de rigidez del material en estos puntos críticos.

Los sismos de Lima 1974 y Huacho (1966) indujeron valores ligeramente menores de asentamiento, con -0.42 m en P7 para Lima (1974) y -0.40 m en P7 para Huacho (1966).

Se observa que las zonas con mayor hundimiento corresponden a la base del terraplén, lo que indica una reducción de la resistencia efectiva del material debido a la generación de presiones de poro y procesos de licuación parcial en sectores críticos del depósito.

Tabla 33

Máximos desplazamientos horizontales y Verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4

Recr. Presa	Sismo	Desp. (m)	Puntos de Control																		
			P1	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P12	P15	P16	P17	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26
Etapa 4	Huacho 1966	ux	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		dy	0.10	0.37	0.37	0.39	0.40	0.35	0.27	0.20	0.11	0.31	0.34	0.12	0.26	0.28	0.12	0.07	0.19	0.18	0.23
	Lima 1974	ux	0.64	0.67	0.69	0.69	0.71	0.69	0.69	0.68	0.59	0.63	0.64	0.55	0.62	0.63	0.50	0.47	0.55	0.65	0.59
		dy	0.09	0.38	0.38	0.41	0.42	0.37	0.28	0.20	0.10	0.32	0.36	0.10	0.23	0.26	0.10	0.04	0.19	0.16	0.22
	Arequipa 2001	ux	0.52	0.59	0.59	0.67	0.71	0.61	0.61	0.60	0.44	0.55	0.57	0.37	0.65	0.56	0.29	0.21	0.41	0.72	0.69
		dy	0.09	0.37	0.47	0.42	0.46	0.46	0.32	0.23	0.11	0.31	0.36	0.11	0.19	0.27	0.11	0.01	0.20	0.02	0.14
	Pisco 2007	ux	0.60	0.66	0.66	0.69	0.72	0.67	0.67	0.67	0.53	0.61	0.63	0.48	0.60	0.59	0.41	0.34	0.50	0.64	0.61
		dy	0.09	0.36	0.39	0.39	0.41	0.39	0.29	0.21	0.10	0.31	0.34	0.11	0.23	0.27	0.11	0.01	0.19	0.11	0.23

Nota. Elaboración propia

Figura 134

Máximos desplazamientos horizontales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4

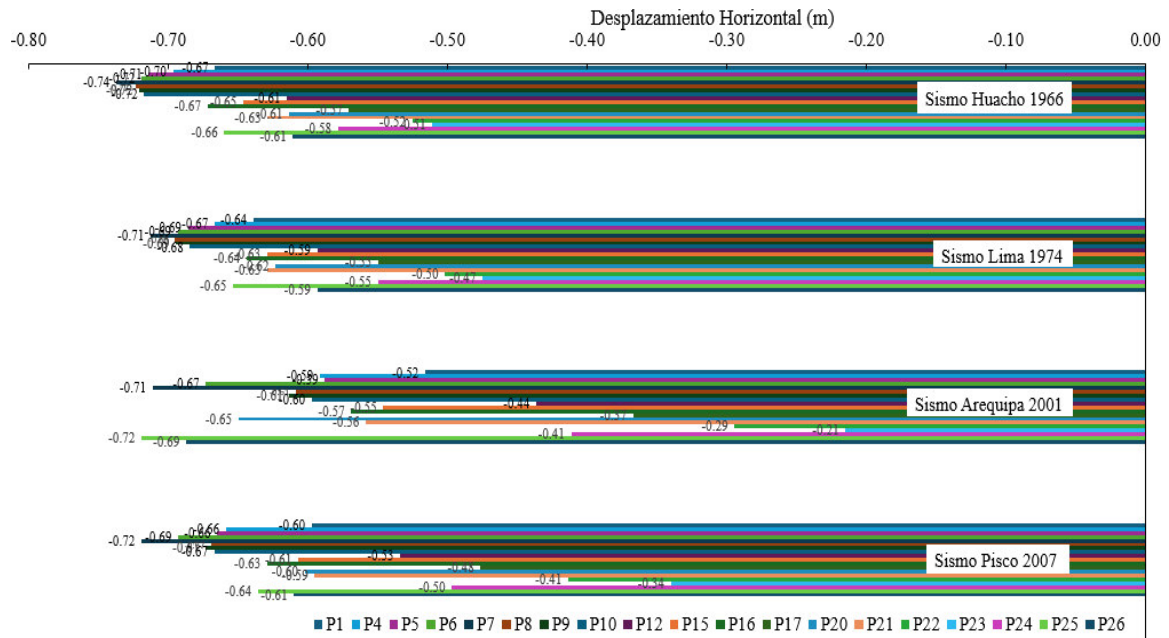
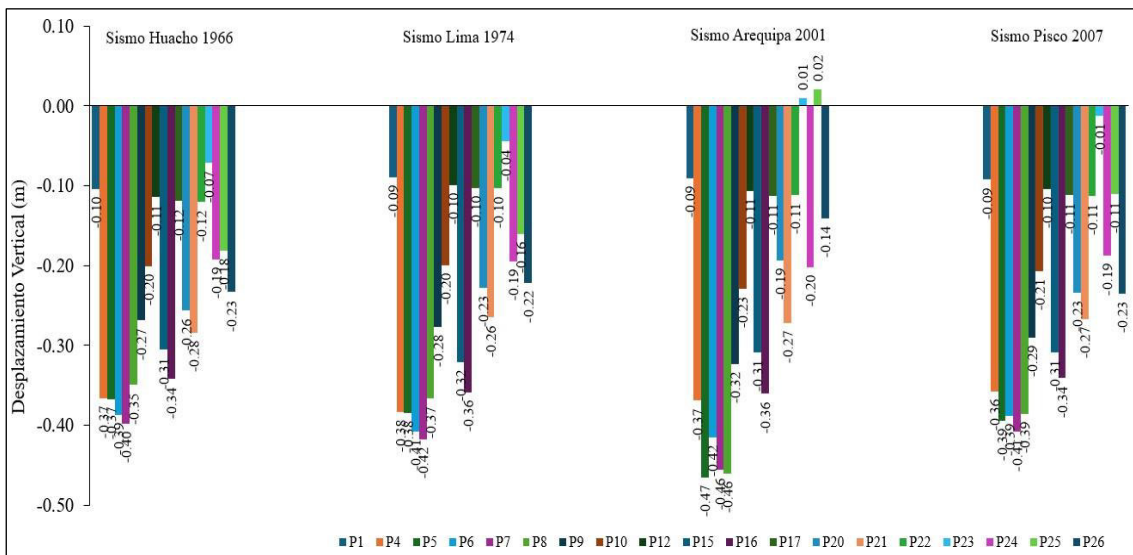


Figura 135

Máximos desplazamientos verticales en los Puntos de Control de la Presa de Relaves durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4



4.5.4. Resultados de exceso de presión de poros

4.5.4.1. Resultados de excesos de presión de poros en etapa 1 de recrecimiento de la presa de relaves.

a. Resultado de exceso de presión de poros en la etapa 1 de recrecimiento de la presa de relaves por eventos sísmicos. La Figura 135a presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en distintos puntos de control de la Etapa 1 de la presa de relaves durante el sismo de Huacho de 1966. Se observa el comportamiento dinámico de la presión de poros en función del tiempo y su relación con el umbral de licuación ($R_u=0.7$). Los puntos P6, P7 y P10 superaron el valor crítico de $R_u=0.7$, indicando una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas. La Figura 135a muestra en color azul el sector identificado como zona de licuación de relaves, evidenciando una acumulación crítica de presiones de poro en estos puntos. En contraste, los puntos P8 y P9 presentaron valores de presión de poros inferiores a 0.7, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación y permanecen en un estado más estable dentro de la estructura de la presa. El modelo de distribución de presión de poros en la presa revela que las zonas más afectadas por la acumulación de presión de poros se localizan en un pequeño sector de la base del terraplén y en el cuerpo de relaves saturados, los cuales confinan el terraplén de enrocado en la dirección aguas arriba de la presa.

La Figura 135b presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en distintos puntos de control de la Etapa 1 de la presa de relaves durante el sismo de Lima de 1974. Los puntos P6, P7 y P10 superan el umbral de licuación ($R_u>0.7$), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas. En contraste, los puntos P8 y P9 mantienen valores de presión de poros por debajo de 0.7, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones críticas de licuación. La distribución espacial de la presión de poros, representada en la Figura 135b, destaca que las zonas con $R_u>0.7$ se localizan en el

cuerpo de los relaves saturados y en menor porción focalizada en la base del terraplén, coincidiendo con áreas de mayor susceptibilidad a la inestabilidad inducida por sismos.

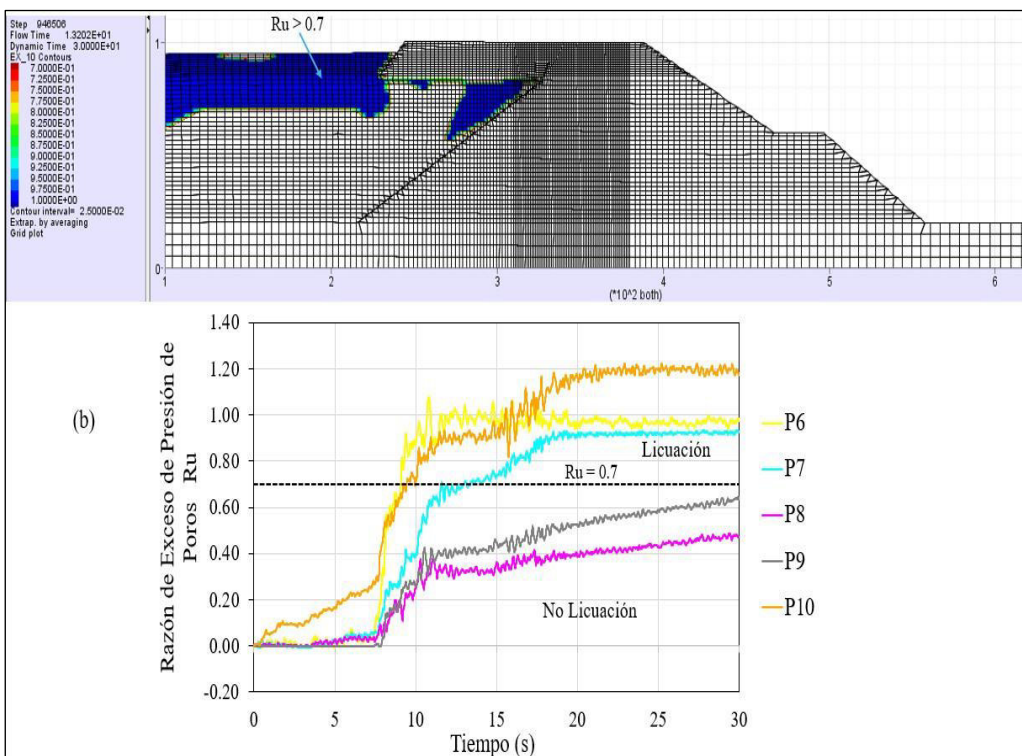
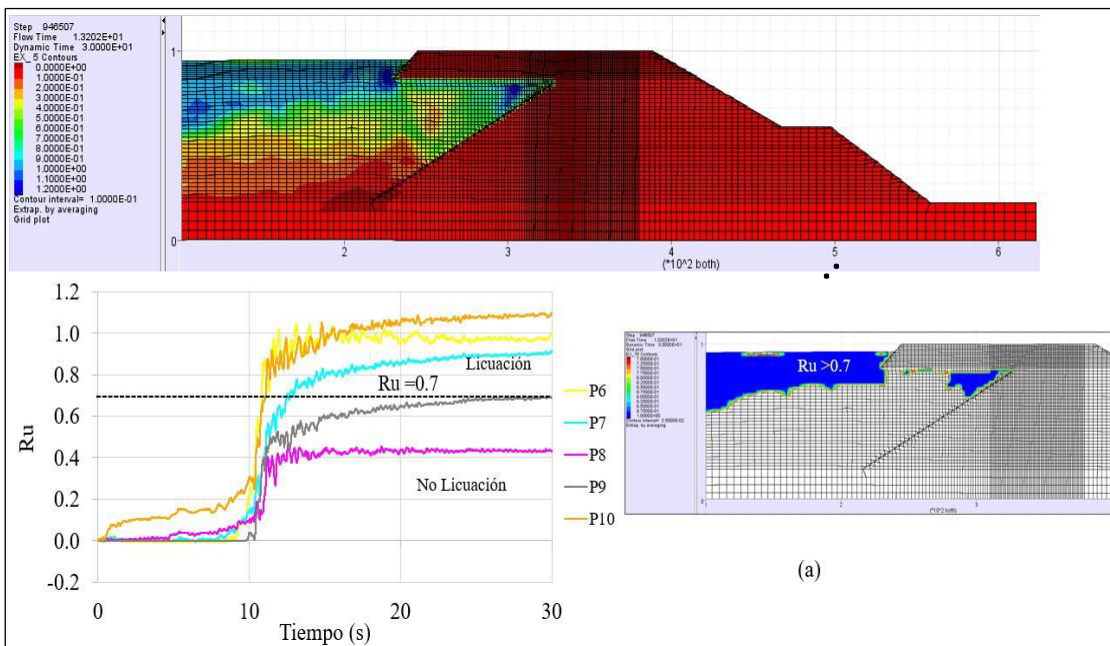
La Figura 135c presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en distintos puntos de control de la Etapa 1 de la presa de relaves durante la excitación sísmica del sismo de Arequipa de 2001. Se observó que los puntos P6, P7, P9 y P10 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas. En contraste, el punto P8 mantiene valores de razón de exceso de presión de poros por debajo del umbral crítico, lo que sugiere que esta área no alcanzó condiciones de licuación significativa. La distribución espacial de la presión de poros destaca que las zonas con $R_u > 0.7$ se concentran principalmente en el cuerpo de los relaves saturados y hacia la base del terraplén de enrocado, identificándose como las áreas más vulnerables a la inestabilidad inducida por licuación dinámica.

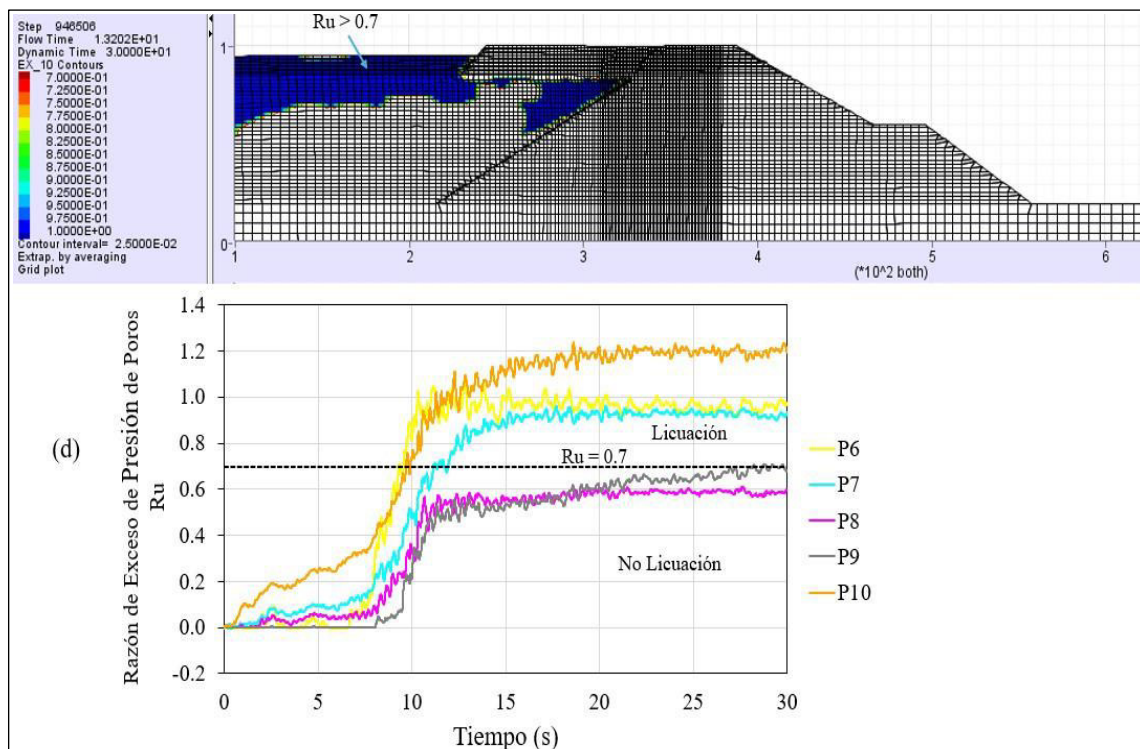
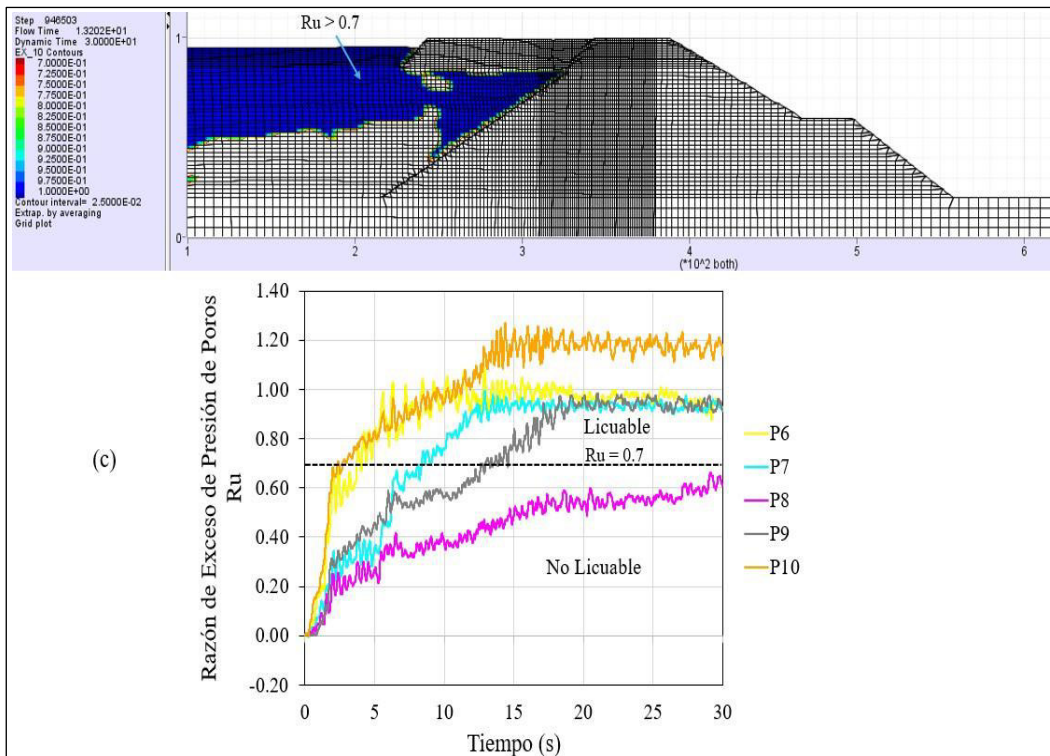
La Figura 135d presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en distintos puntos de control de la Etapa 1 de la presa de relaves ante la excitación sísmica del sismo de Pisco de 2007. Se observó que los puntos P6, P7 y P10 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas. Por otro lado, los puntos P8 y P9 presentaron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que sugiere que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación significativa. La distribución espacial de la presión de poros destaca que las zonas con $R_u > 0.7$ se localizan principalmente en el cuerpo de los relaves saturados, con una menor extensión en la base del terraplén. Estas áreas coinciden con las regiones más susceptibles a inestabilidad inducida por licuación dinámica, lo que podría comprometer la estabilidad estructural de la presa ante eventos sísmicos de gran magnitud.

Figura 136

Evolución de la razón de exceso de presión de poros en los Puntos de Control en la

Etapa 1 del recrecimiento de la Presa de Relaves debido a eventos sísmicos: a) sismo de Huacho de 1966, b) Sismo de Lima de 1974, c) Sismo de Arequipa de 2001 y d) Sismo





Nota. Elaboración propia

b. Resultados, análisis e interpretación de razón de exceso de presión de poros en la etapa 1 del recrecimiento de la presa de relaves. Los resultados presentados en la

Tabla 34 y la Figura 136 muestran la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en distintos puntos de control de la Etapa 1 de la presa de relaves ante la excitación sísmica de cuatro eventos históricos: Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007).

Se observó que los puntos P6, P7 y P10 presentaron los valores más altos de R_u en todos los eventos sísmicos, con valores que superan el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas áreas.

En contraste, los puntos P8 y P9 presentaron una menor respuesta ante la excitación sísmica, con valores de R_u por debajo del umbral de licuación en la mayoría de los casos. Sin embargo, en el sismo de Arequipa (2001), P9 alcanzó un valor de 0.92, lo que indica que, en este evento específico, este punto estuvo en una condición de licuación en comparación con los demás eventos sísmicos.

El análisis comparativo de los diferentes sismos revela que el sismo de Lima (1974) y el sismo de Pisco (2007) generaron relativamente las mayores respuestas en términos de presión de poros, con valores elevados en múltiples puntos de control. Esto sugiere que las condiciones de carga sísmica de estos eventos tienen un impacto significativo en la estabilidad de la presa de relaves.

En términos de distribución espacial, los valores elevados de R_u se concentran en el cuerpo de los relaves saturados y, en menor medida, en la base del terraplén, lo que resalta la vulnerabilidad de estas zonas a la inestabilidad inducida por licuación dinámica.

Tabla 34

Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 1 de la Presa de Relaves

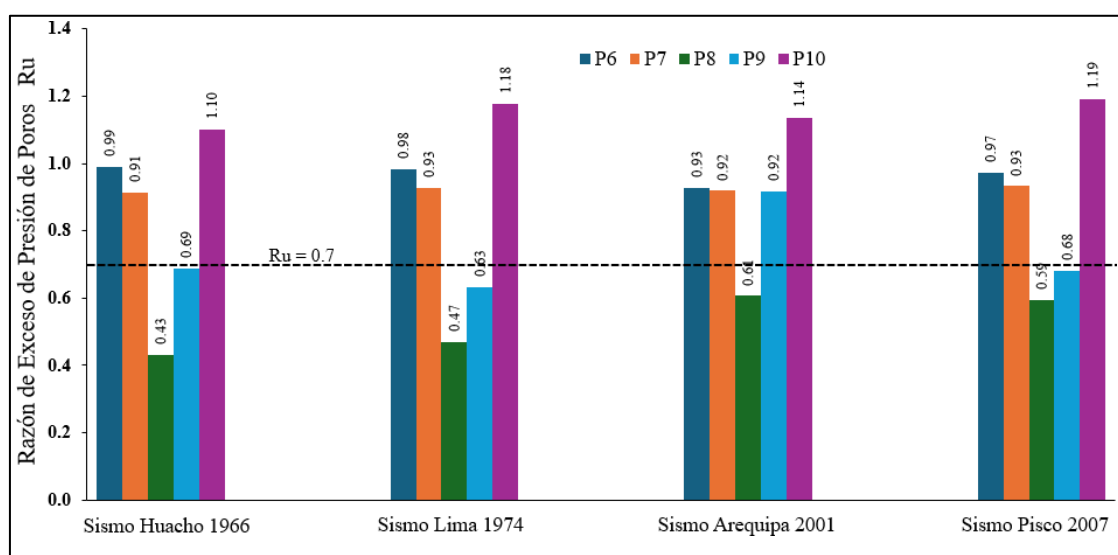
Recrecimiento de la Presa	Sismos	Puntos de Control				
		P6	P7	P8	P9	P10

Etapa 1	Huacho (1966)	0.99	0.91	0.43	0.69	1.10
	Lima (1974)	0.98	0.93	0.47	0.63	1.18
	Arequipa (2001)	0.93	0.92	0.61	0.92	1.14
	Pisco (2007)	0.97	0.93	0.59	0.68	1.19

Nota. Elaboración propia

Figura 137

Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 1 de la Presa de Relaves



Nota. Elaboración propia

4.5.4.2. Resultados de excesos de presión de poros en etapa 2 de la presa de relaves.

a. Resultados de exceso de presión de poros en la etapa 2 de la presa de relaves por eventos sísmicos. La Figura 137a presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en distintos puntos de control de la Etapa 2 de la presa de relaves durante la excitación sísmica del sismo de Huacho de 1966. Se observó que los puntos P4, P6 y P16 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas. En contraste, los puntos P7, P8, P9 y P10 presentaron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones

de licuación significativa. De acuerdo con los resultados de exceso de presión de poros mostrados en la Figura 137a, en color azul, la distribución espacial de la presión de poros destaca que las zonas con $Ru > 0.7$ se concentraron principalmente en la parte superior de los relaves saturados, identificándose como las áreas más vulnerables a la inestabilidad inducida por licuación dinámica. Hacia la base del terraplén de enrocado, la acumulación de presión de poros es casi inexistente, posiblemente debido al proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa.

La Figura 137b presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (Ru) en distintos puntos de control de la Etapa 2 de la presa de relaves ante la carga del sismo de Lima de 1974. Se observó que los puntos P4, P6, P7 y P16 superaron el umbral de licuación ($Ru > 0.7$), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas. Por otro lado, los puntos P8, P9 y P10 registraron valores de Ru por debajo del umbral crítico, lo que sugiere que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación. En términos de distribución espacial, de acuerdo con la Figura 136b, la zona con $Ru > 0.7$ se concentra principalmente en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, evidenciando por la región en color azul intenso, lo que la convierte en el área más vulnerable a la licuación inducida por el sismo. En contraste, en la base del terraplén de enrocado, los valores de Ru son mínimos o casi inexistentes, lo que sugiere que los efectos de consolidación progresiva generados por el recrecimiento de la presa han reducido significativamente la acumulación de presión de poros en esta zona.

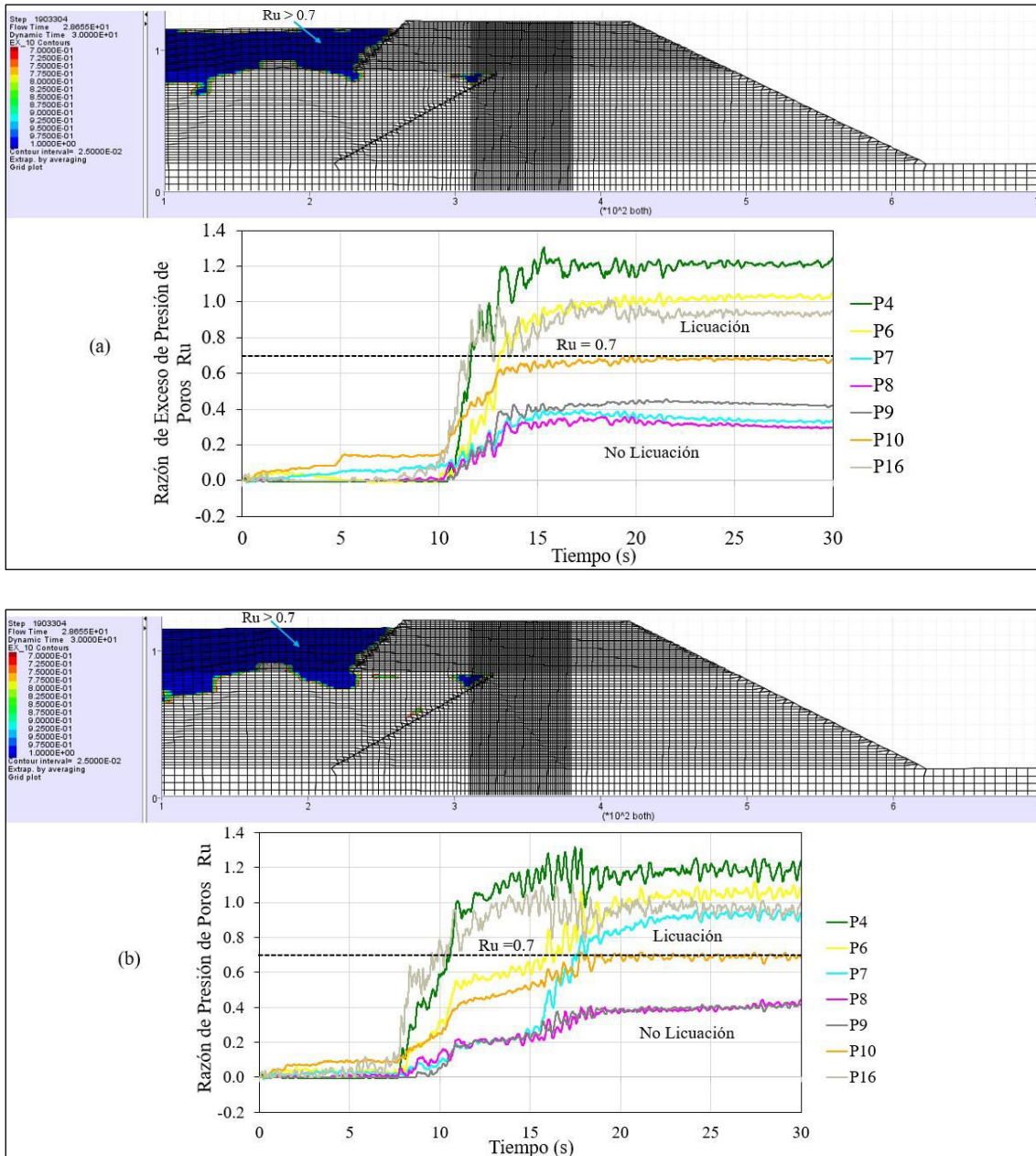
La Figura 137c muestra la evolución de la razón de exceso de presión de poros (Ru) en los puntos de control de la Etapa 2 de la presa de relaves durante la carga sísmica del sismo de Arequipa de 2001. Se observó que los puntos P4, P6, P7, P9, P10 y P16 superaron el umbral de licuación ($Ru > 0.7$), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas, siendo el punto P4 el que presentó los valores más elevados a lo largo del

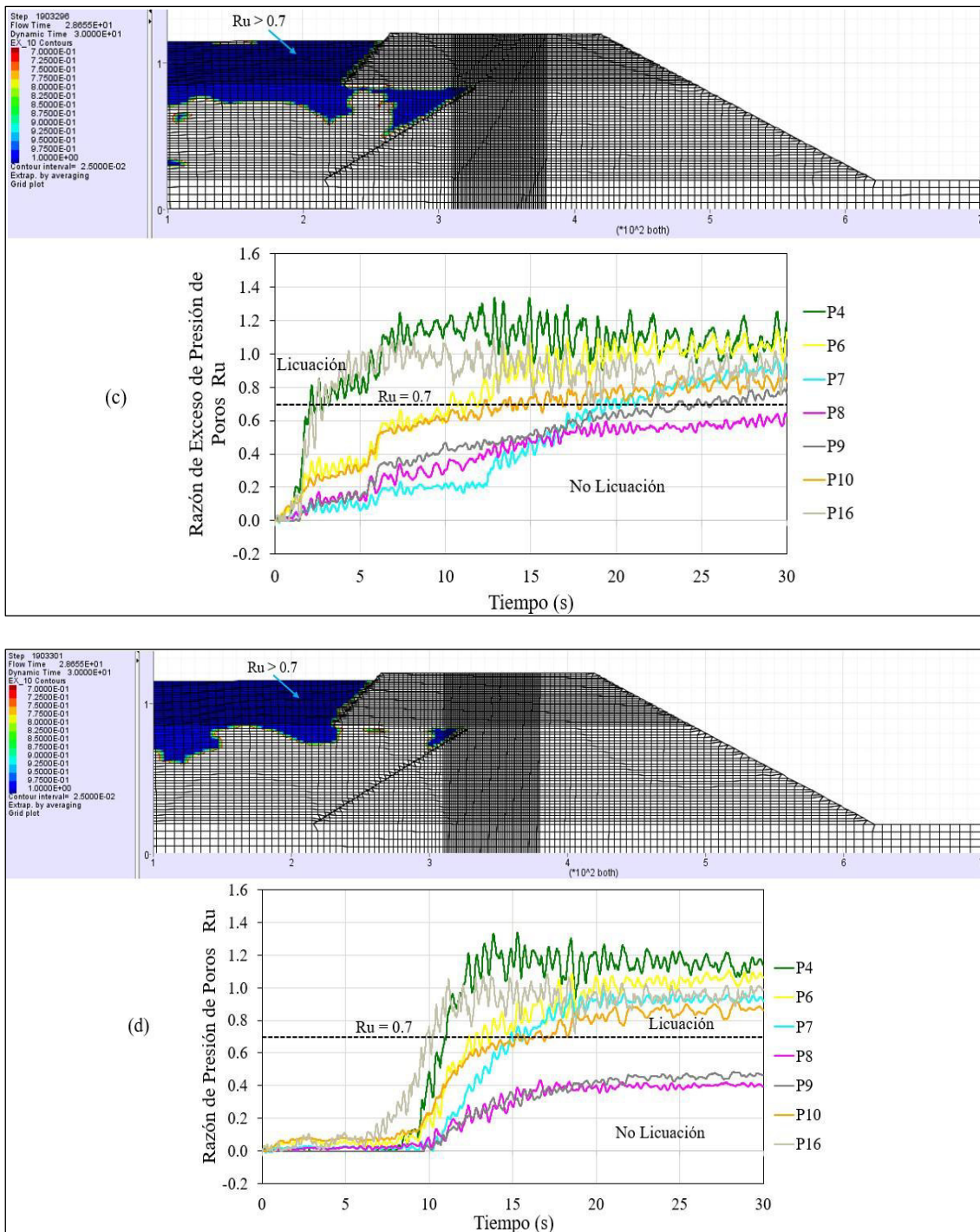
evento. En contraste, el punto P8 registró un valor de R_u por debajo del umbral crítico, lo que sugiere que esta área no alcanzó condiciones de licuación. De acuerdo con la distribución espacial de la presión de poros mostrada en la figura, la zona con $R_u > 0.7$, representada con trama en color azul, se concentra en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, identificándose como el área más vulnerable a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u son considerablemente menores, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa contribuyó a mitigar la acumulación de presión de poros en esta zona.

La Figura 137d muestra la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en los puntos de control de la Etapa 2 de la presa de relaves durante la excitación sísmica del sismo de Pisco de 2007. Se observó que los puntos P4, P6, P7, P10 y P16 superaron el umbral de licuación de $R_u > 0.7$ considerado por Tsukamoto y Ishihara (2022), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas. En contraste, los puntos P8 y P9 mantienen valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que sugiere que esta área no alcanzó condiciones de licuación. La distribución espacial de la presión de poros, representada en la figura con la trama en color azul, evidencia que las zonas con $R_u > 0.7$ se concentran en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, lo que las convierte en las áreas más vulnerables a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u son considerablemente menores, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha contribuido a reducir la acumulación de presión de poros en esa zona.

Figura 138

Evolución de la razón de exceso de presión de poros en los Puntos de Control en la Etapa 2 del recrecimiento de la Presa de Relaves debido a eventos sísmicos





Nota. a) Sismo de Huacho de 1966, b) Sismo de Lima de 1974, c) Sismo de Arequipa de 2001 y d) Sismo. Elaboración propia

b. Resultados, análisis e interpretación de razón de exceso de presión de poros en la etapa 2 del recrecimiento de la presa de relaves. Los resultados presentados en la Tabla 35 y la Figura 138 muestran la evolución de la razón de exceso de presión de poros

(Ru) en distintos puntos de control de la Etapa 2 de la presa de relaves ante la excitación sísmica de cuatro eventos históricos: Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007).

Se observó que los puntos P4, P6 y P16 presentaron valores de Ru superiores a 0.7 en todos los eventos sísmicos, lo que indica una alta acumulación de presión de poros y un potencial significativo de licuación en estas zonas. A estos puntos les sigue P7, que muestra valores entre 0.92 y 0.97, superando el umbral de Ru en los sismos de Lima de 1974, Arequipa de 2001 y Pisco de 2007. Posteriormente, el punto P10 también experimentó licuación ante los sismos de Arequipa de 2001 y Pisco de 2007. Finalmente, el punto P9 alcanzó condiciones de licuación únicamente con el sismo de Arequipa de 2001, lo que indica que estas zonas pueden experimentar licuación en escenarios sísmicos de alta intensidad.

En contraste, el punto P8 presentó valores de Ru por debajo del umbral en todos los eventos sísmicos, lo que sugiere que esta área no alcanzó condiciones de licuación. A continuación, el punto P9 tampoco licuaría ante los sismos de Huacho de 1966, Lima de 1974 y Pisco de 2007, seguido por el punto P10, que no licuaría ante los sismos de Huacho de 1966 y Lima de 1974. Esto indica que estas zonas no estarían propensas a la licuación bajo el presente escenario sísmico.

En términos de distribución espacial, los valores elevados de Ru se concentran en la parte superior del cuerpo de los relaves saturados, lo que sugiere que estas zonas son más vulnerables a la licuación inducida por sismos. En contraste, los valores de Ru en la base del terraplén de enrocado son menores, lo que indica que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha contribuido a mitigar la acumulación de presión de poros en esta zona.

Tabla 35

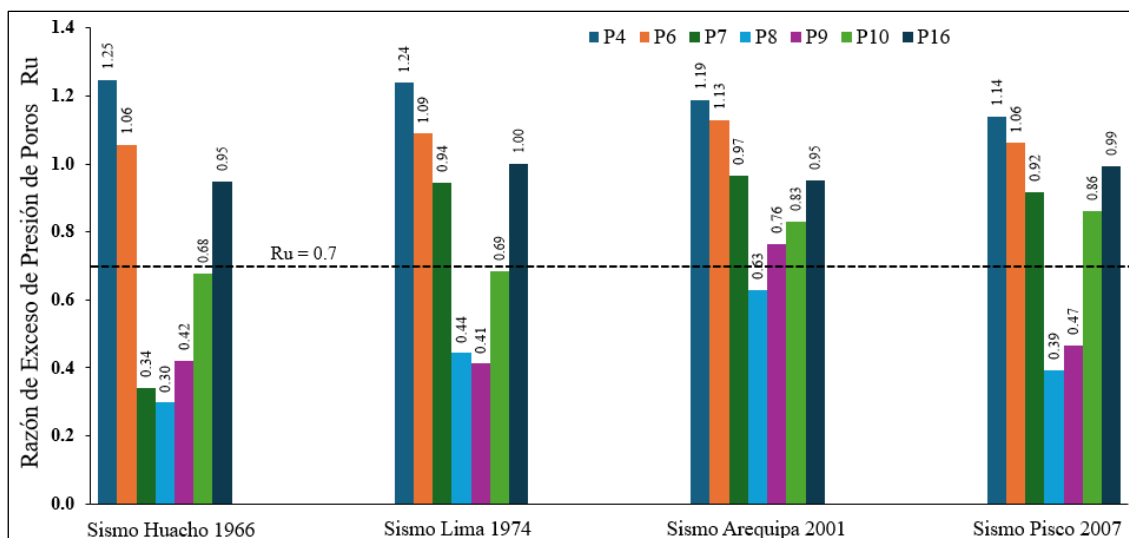
Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2 de la Presa de Relaves

Recrecimiento de la Presa	Sismos	Puntos de Control						
		P4	P6	P7	P8	P9	P10	P16
Etapa 2	Huacho (1966)	1.25	1.06	0.34	0.30	0.42	0.68	0.95
	Lima (1974)	1.24	1.09	0.94	0.44	0.41	0.69	1.00
	Arequipa (2001)	1.19	1.13	0.97	0.63	0.76	0.83	0.95
	Pisco (2007)	1.14	1.06	0.92	0.39	0.47	0.86	0.99

Nota. Elaboración propia

Figura 139

Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 2 de la Presa de Relaves



Nota. Elaboración propia

4.5.4.3. Resultados de excesos de presión de poros en etapa 3 de recrecimiento de la presa de relaves.

a. Resultados de exceso de presión de poros en la etapa 3 de la presa de relaves por eventos sísmicos. La Figura 139a presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en los puntos de control de la Etapa 3 de la presa de relaves durante la excitación sísmica del sismo de Huacho de 1966. Se observó que los puntos P15, P16 y P21 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas. En contraste, los puntos P4, P6, P7, P8, P9 y P10 registraron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que sugiere que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación. La distribución espacial de la presión de poros, representada en la Figura 139a con la trama en color azul, evidenció que las zonas con $R_u > 0.7$ se concentran en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, lo que las convierte en las áreas más vulnerables a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, para este recrecimiento ya no se presentan zonas de licuación, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha contribuido a reducir la acumulación de presión de poros en esta zona.

La Figura 139b presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en los puntos de control de la Etapa 3 de la presa de relaves durante la excitación sísmica del sismo de Lima de 1974. Se observó que los puntos P4, P15, P16 y P21 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), lo que indica una alta acumulación de presión de poros y una susceptibilidad significativa a la licuación en estas zonas. Por otro lado, los puntos P6, P7, P8, P9 y P10 registraron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación. En términos de distribución espacial, la zona con $R_u > 0.7$, representada en la Figura 138b con la trama en color azul, se concentraron en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, identificándose como

el área más vulnerable a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u son considerablemente mínimos y no presentan licuación, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha contribuido a reducir la acumulación de presión de poros en esta zona.

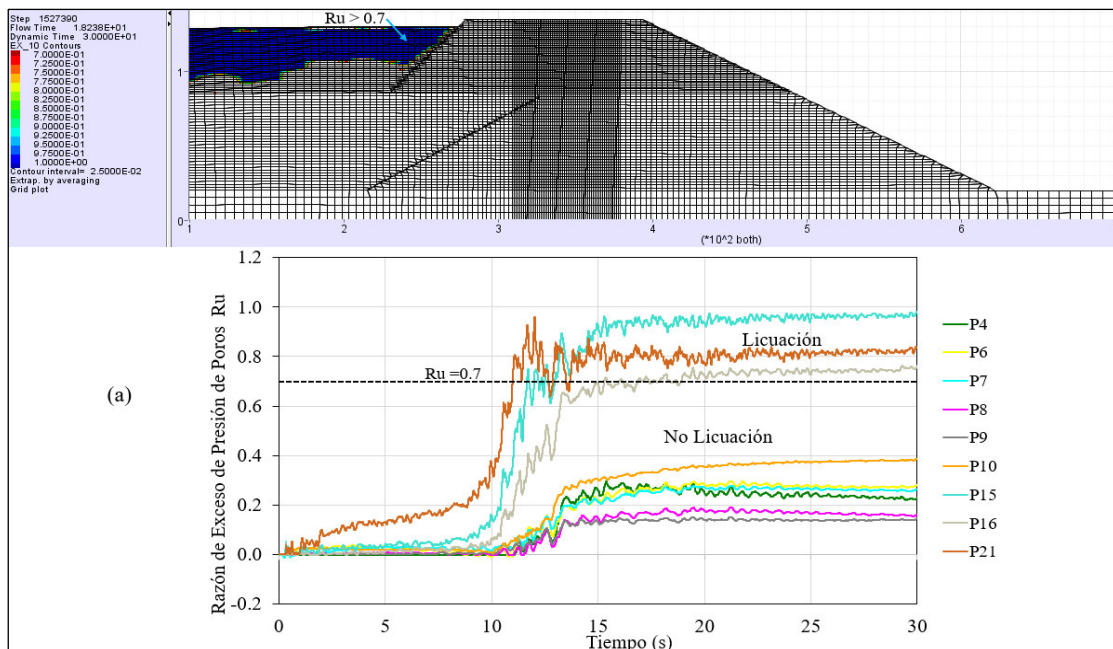
La Figura 139c muestra la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en los puntos de control de la Etapa 3 de la presa de relaves durante la excitación sísmica del sismo de Arequipa de 2001. Se observó que los puntos P4, P6, P15 y P16 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), lo que indica una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas. En contraste, los puntos P7, P8, P9, P10 y P21 registraron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación. La distribución espacial de la presión de poros, representada en la Figura 138c con la trama en color azul, evidencia que las zonas con $R_u > 0.7$ se concentraron en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, lo que las convierte en las áreas más vulnerables a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u son considerablemente menores, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha contribuido a reducir la acumulación de presión de poros en esta zona.

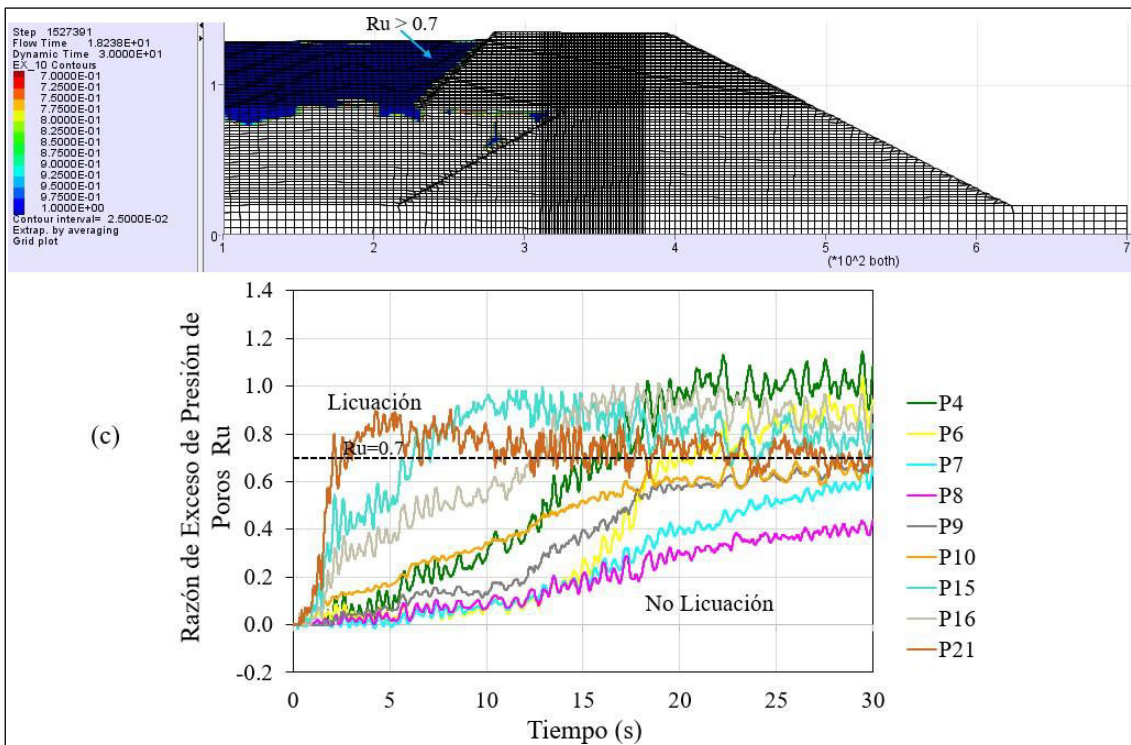
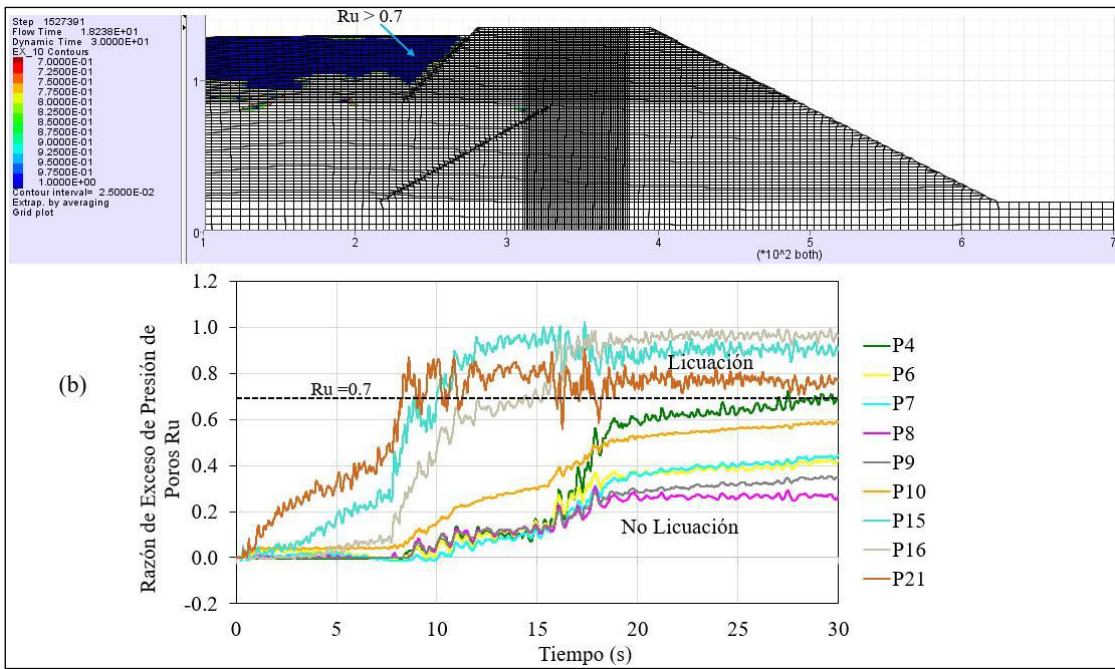
La Figura 139d presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en los puntos de control de la Etapa 3 de la presa de relaves durante la excitación sísmica del sismo de Pisco de 2007. Se observó que los puntos P4, P15, P16 y P21 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), lo que indicó una alta susceptibilidad a la licuación en estas zonas, con P4 alcanzando el valor más elevado ($R_u = 0.91$), seguido de P16 (0.91), P15 (0.87) y P21 (0.80). En contraste, los puntos P6, P7, P8, P9 y P10 registraron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación. La distribución espacial de la presión de poros,

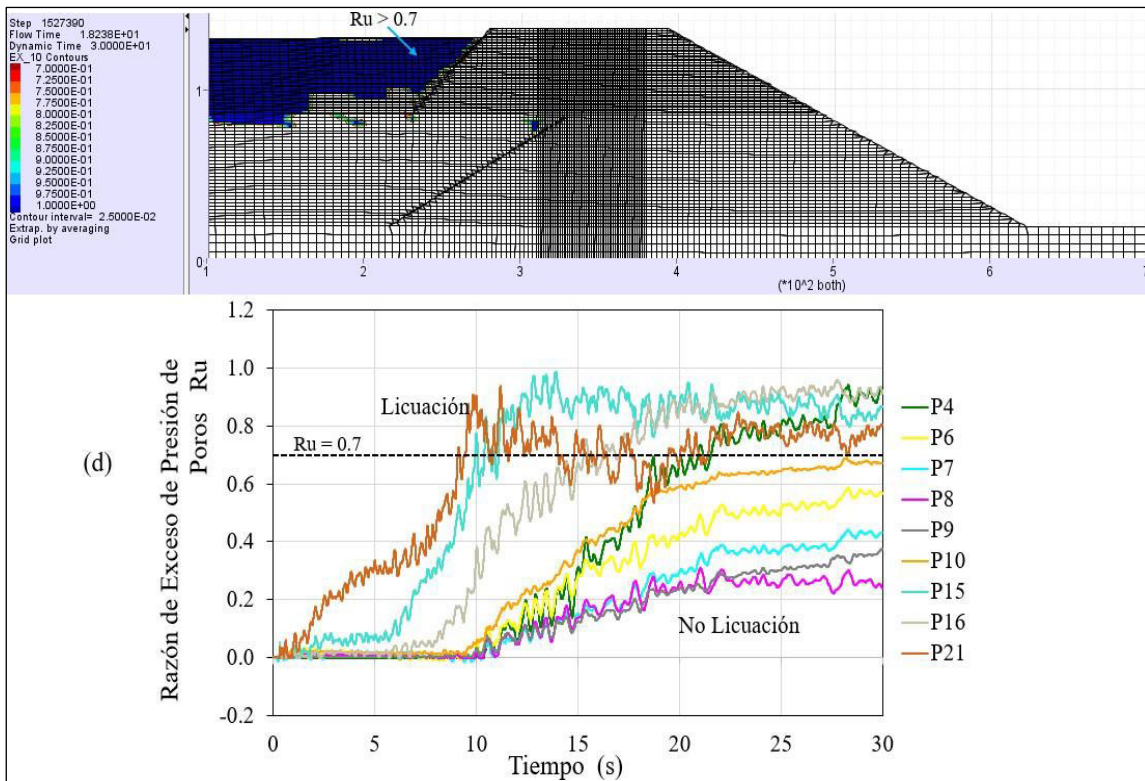
representada en la Figura 138d con la trama en color azul, evidenció que las zonas con $Ru > 0.7$ se concentran en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, lo que las convierte en las áreas más vulnerables a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, los valores de Ru son considerablemente menores, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha reducido la acumulación de presión de poros en esta zona.

Figura 140

Evolución de la razón de exceso de presión de poros en los Puntos de Control en la Etapa 3 del recrecimiento de la Presa de Relaves debido a eventos sísmicos







Nota. a) sismo de Huacho de 1966, b) Sismo de Lima de 1974, c) Sismo de Arequipa de 2001 y d) Sismo de Pisco de 2007. Fuente: Elaboración propia

b. Resultados, análisis e interpretación de razón de exceso de presión de poros en la etapa 3 del recrecimiento de la presa de relaves. Los resultados presentados en la Tabla 36 y la Figura 140 muestran la evolución de la razón de exceso de presión de poros (Ru) en distintos puntos de control de la Etapa 3 de la presa de relaves ante la excitación sísmica de cuatro eventos históricos: Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007).

Se observa que los puntos P15 y P16 presentaron los valores más elevados de Ru en todos los eventos sísmicos, con valores superiores a 0.7, lo que indica una alta acumulación de presión de poros y potencial significativo de licuación en estas zonas. A estos puntos les sigue P4, que superó el umbral de licuación en los sismos de Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007). Asimismo, el punto P21 presentó $Ru > 0.7$ en los sismos

de Huacho (1966), Lima (1974) y Pisco (2007), mientras que el punto P6 alcanza $R_u = 0.95$ únicamente en el sismo de Arequipa (2001).

En contraste, los puntos P7, P8, P9 y P10 presentaron valores de R_u por debajo del umbral de 0.7 en todos los eventos sísmicos, lo que sugiere que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación. Además, P6 no mostró licuación en los sismos de Huacho (1966), Lima (1974) y Pisco (2007), ya que sus valores fueron menores al umbral crítico.

En términos de distribución espacial, los valores elevados de R_u se concentraron en la parte superior del cuerpo de los relaves saturados, lo que indica que estas zonas son más vulnerables a la licuación inducida por sismos. En contraste, en la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u son menores y no presentan licuación, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha contribuido a mitigar la acumulación de presión de poros en esta zona.

Tabla 36

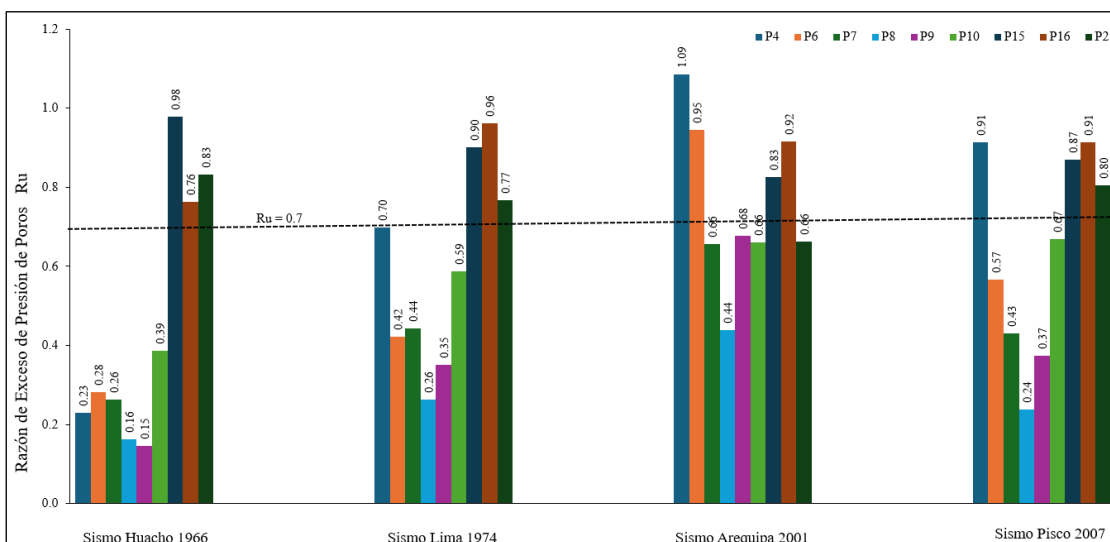
Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 3 de la Presa de Relaves

Recrecimiento de la Presa	Sismos	Puntos de Control								
		P4	P6	P7	P8	P9	P10	P15	P16	P21
Etapa 3	Huacho									
	(1966)	0.23	0.28	0.26	0.16	0.15	0.39	0.98	0.76	0.83
	Lima									
	(1974)	0.70	0.42	0.44	0.26	0.35	0.59	0.90	0.96	0.77
	Arequipa									
	(2001)	1.09	0.95	0.66	0.44	0.68	0.66	0.83	0.92	0.66
Pisco										
(2007)	0.91	0.57	0.43	0.24	0.37	0.67	0.87	0.91	0.80	

Nota. Elaboración propia

Figura 141

Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 3 de la Presa de Relaves



Nota. Elaboración propia

4.5.4.4. Resultados de excesos de presión de poros en etapa 4 de la presa de relaves.

a. Resultados de exceso de presión de poros en la etapa 4 de la presa de relaves por eventos sísmicos. La Figura 141a presenta la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en los puntos de control de la Etapa 4 de la presa de relaves durante la carga del sismo de Huacho de 1966. Se observó que los puntos P20, P21 y P26 superaron el umbral de licuación de $R_u > 0.7$ considerado por Tsukamoto y Ishihara (2022), lo que indica una alta acumulación de presión de poros y una significativa susceptibilidad a la licuación en estas zonas. Por otro lado, los puntos P4, P6, P7, P8, P9, P10, P15 y P16 registraron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación. En términos de distribución espacial, la zona con $R_u > 0.7$, representada en la Figura 141a con la trama en color azul donde se ubican los puntos

de control con licuación, se concentra en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, identificándose como el área más vulnerable a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u son considerablemente bajos y no presentan licuación, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha contribuido a reducir la acumulación de presión de poros en esta zona.

La Figura 141b muestra la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en los puntos de control de la Etapa 4 de la presa de relaves durante la carga del sismo de Lima de 1974. Se observa que los puntos P20, P21 y P26 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), lo que indica una alta acumulación de presión de poros y una significativa susceptibilidad a la licuación en estas zonas, con valores cercanos a 1.0, lo que sugiere una posible pérdida de resistencia en el material. En contraste, los puntos P4, P6, P7, P8, P9, P10, P15 y P16 registraron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación. En términos de distribución espacial, la zona con $R_u > 0.7$, representada en la Figura 141b con la trama en color azul, se concentra en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, identificándose como el área más vulnerable a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u son considerablemente bajos y no presentan licuación, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha contribuido a reducir la acumulación de presión de poros en esta zona.

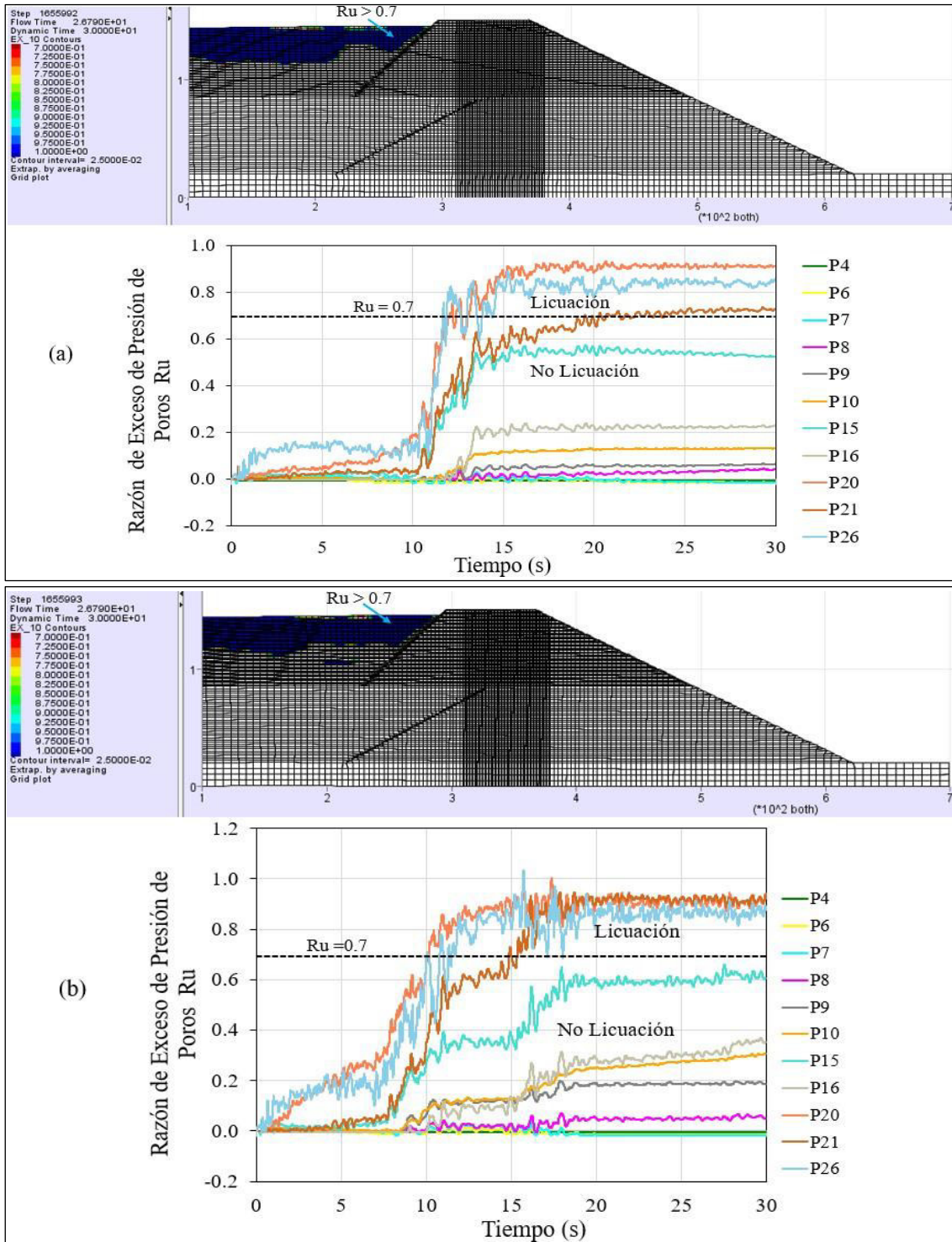
La Figura 141c muestra la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en los puntos de control de la Etapa 4 de la presa de relaves durante la excitación sísmica del sismo de Arequipa de 2001. Se observó que los puntos P4, P10, P15, P16, P20, P21 y P26 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), indicando una alta acumulación de presión de poros y una susceptibilidad significativa a la licuación en estas zonas, con valores

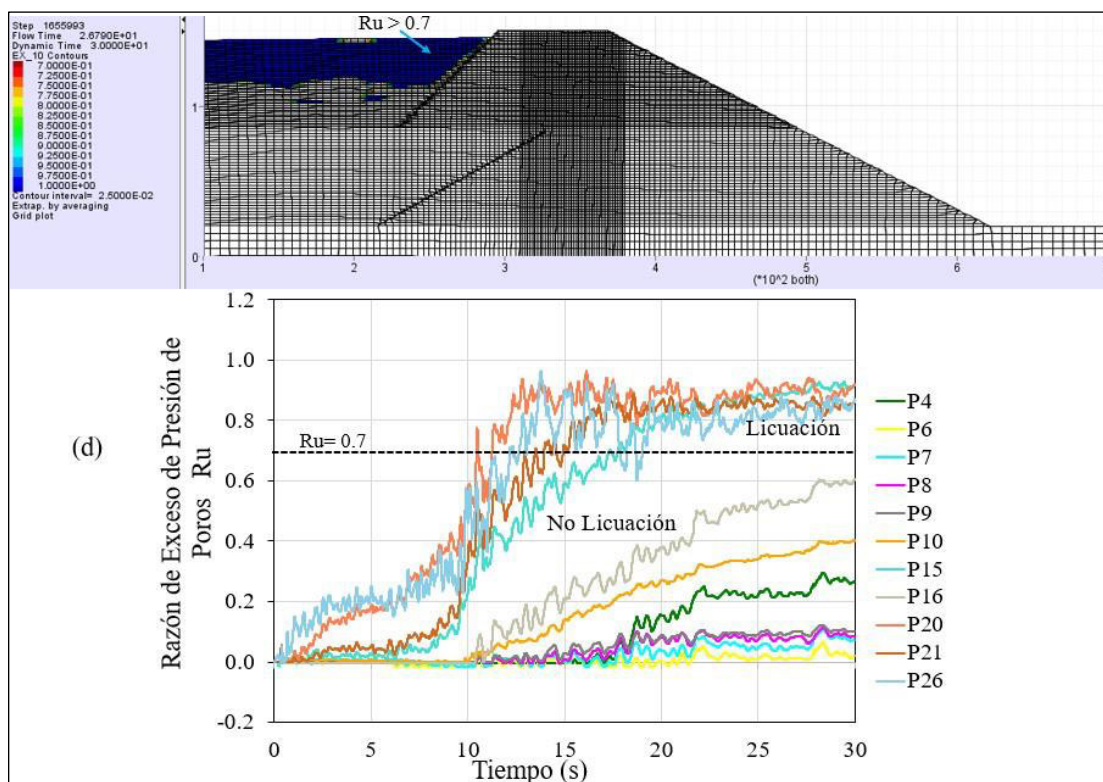
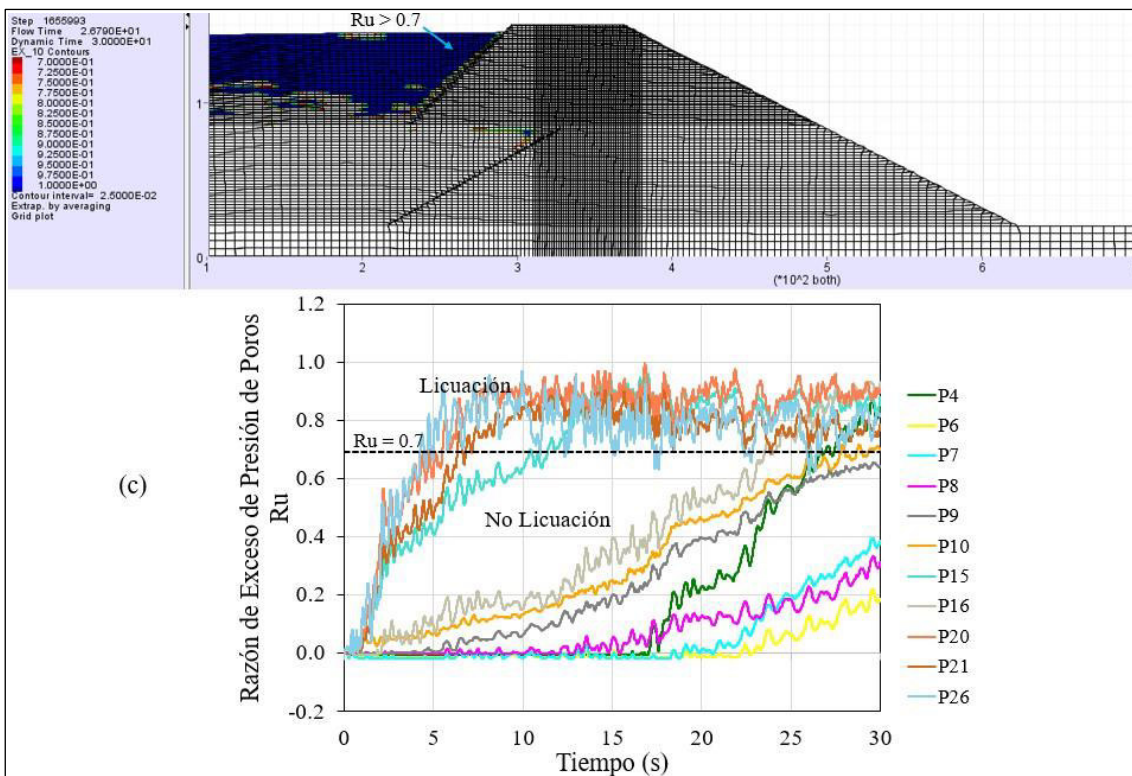
cercanos a 1.0, lo que sugiere una posible pérdida de resistencia en el material. En contraste, los puntos P6, P7, P8 y P9 registraron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación significativa. En términos de distribución espacial, la zona con $R_u > 0.7$, representada en la Figura 141c con la trama en color azul, se localiza en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, identificándose como el área más vulnerable a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u son considerablemente bajos y no presentan licuación, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha reducido la acumulación de presión de poros en esta zona.

La Figura 141d muestra la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en los puntos de control de la Etapa 4 de la presa de relaves durante la excitación sísmica del sismo de Pisco de 2007. Se observa que los puntos P15, P20, P21 y P26 superaron el umbral de licuación ($R_u > 0.7$), indicando una alta acumulación de presión de poros y una susceptibilidad significativa a la licuación en estas zonas, alcanzando valores cercanos a 1.0, lo que sugiere una posible pérdida de resistencia en el material. En contraste, los puntos P4, P6, P7, P8, P9, P10 y P16 registraron valores de R_u por debajo del umbral crítico, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación significativa. En términos de distribución espacial, la zona con $R_u > 0.7$, representada en la Figura 140d con la trama en color azul, se localiza en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, identificándose como el área más vulnerable a la licuación inducida por el sismo. En la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u son considerablemente bajos y no presentan licuación, lo que sugiere que el proceso de consolidación generado por el recrecimiento de la presa ha reducido la acumulación de presión de poros en esta zona.

Figura 142

Evolución de la razón de exceso de presión de poros en los Puntos de Control en la Etapa 4 del recrecimiento de la Presa de Relaves debido a eventos sísmicos





Nota. a) sismo de Huacho de 1966, b) Sismo de Lima de 1974, c) Sismo de Arequipa de 2001 y d) Sismo de Pisco de 2007. Fuente: Elaboración propia

b. Resultados, análisis e interpretación de razón de exceso de presión de poros en la etapa 4 del recremento de la presa de relaves. Los resultados presentados en la Tabla 37 y la Figura 142 muestran la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en distintos puntos de control de la Etapa 4 de la presa de relaves ante la carga del sismo de Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y de sismo de Pisco (2007).

El análisis indica que los puntos P20, P21 y P26 presentaron los valores más elevados de R_u en todos los eventos sísmicos, con valores superiores a 0.7, lo que indica alta acumulación de presión de poros y potencial de licuación en este sector. Asimismo, los puntos P4, P10, P15 y P16 mostraron valores superiores a $R_u=0.7$ específicamente durante el sismo de Arequipa 2001, el punto P15 alcanzó 0.92 en el sismo de Pisco de 2007, lo que sugiere una susceptibilidad considerable a la licuación en estas zonas.

Por otro lado, durante los sismos de Huacho de 1966 y Lima de 1974, la mayoría de los puntos de control presentaron valores R_u inferiores a 0.7, excepto P20, P21 y P26, lo que sugiere que estos puntos pueden alcanzar condiciones críticas de licuación en eventos de mayor intensidad sísmica.

En cambio, los puntos P6, P7, P8 y P9 presentaron valores de R_u por debajo del umbral de 0.7 en todos los eventos sísmicos, lo que indica que estas áreas no alcanzaron condiciones de licuación y presentan una respuesta más estable a la carga dinámica.

En términos de distribución espacial, los valores elevados de R_u se concentran en la parte superior del cuerpo de los relaves saturados, lo que indica que estas zonas son más vulnerables a la licuación inducida por sismos. Por el contrario, en la base del terraplén de enrocado, los valores de R_u fueron bajos y no identificó licuación, lo que sugiere que el proceso de consolidación asociado al recremento de la presa ha contribuido a mitigar la acumulación de presión de poros en esta zona.

Tabla 37

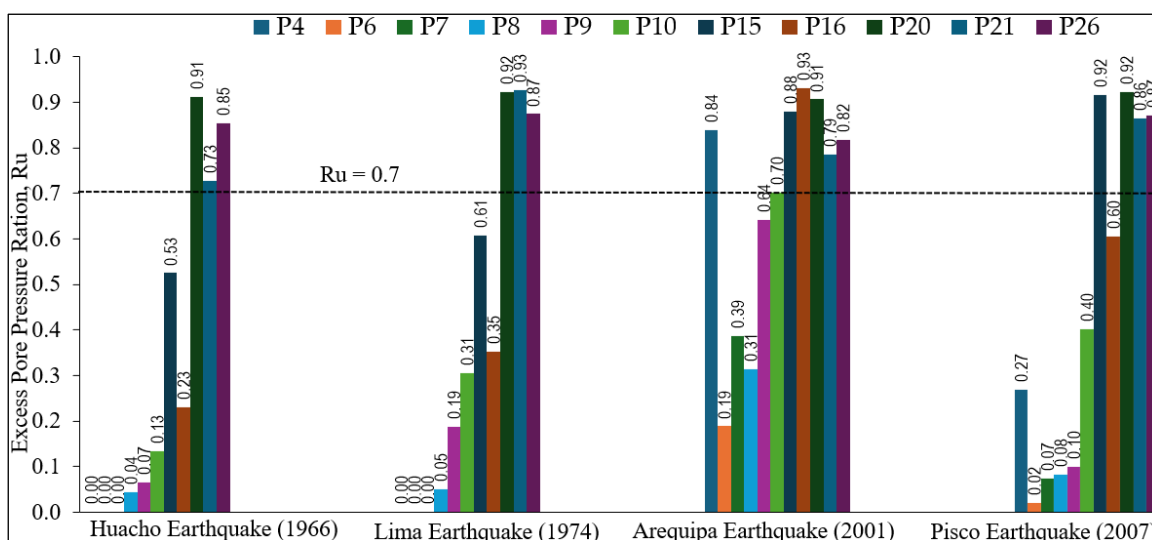
Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4 de la Presa de Relaves

Recrecimiento de la Presa	Sismos	Puntos de Control										
		P4	P6	P7	P8	P9	P10	P15	P16	P20	P21	P26
Etapa 4	Huacho											
	1966	0.00	0.00	0.00	0.04	0.07	0.13	0.53	0.23	0.91	0.73	0.85
	Lima											
	1974	0.00	0.00	0.00	0.05	0.19	0.31	0.61	0.35	0.92	0.93	0.87
	Arequipa											
2001	0.84	0.19	0.39	0.31	0.64	0.70	0.88	0.93	0.91	0.79	0.82	
Pisco												
2007	0.27	0.02	0.07	0.08	0.10	0.40	0.92	0.60	0.92	0.86	0.87	

Nota. Elaboración propia

Figura 143

Máxima razón de exceso de presión de poros en los puntos de control durante distintos eventos sísmicos en la Etapa 4 de la Presa de Relaves



Nota. El punto de control P4 (Color azul petróleo) registró $Ru=0.84$ con sismo de Arequipa (2001) y 0.27 con sismo de Pisco (2007); P21 (color azul petróleo más oscuro) registró 0.73

con sismo de Huacho (1966), 0.93 con sismo de Lima (1974), 0.79 con sismo de Arequipa (2001) y 0.86 con sismo de Pisco (2007); P20(verde muy oscuro) registró 0.91 con sismo de Huacho (1966), 0.92 con sismo de Lima (1974), 0.91 con sismo de Arequipa (2001) y 0.92 con sismo de Pisco (2007). Fuente: Elaboración propia

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Factor de seguridad de taludes de la presa de relaves en sus cuatro etapas de recrecimiento

El análisis de estabilidad de la presa de relaves se realizó utilizando el modelo Mohr-Coulomb para representar la resistencia al corte de los materiales constituyentes. (Tian y Zheng,2023). Para la estimación de los factores de seguridad (FS), se emplearon el método de equilibrio límite y el método de Spencer.

Bajo condiciones estáticas, los factores de seguridad obtenidos en todas las etapas de recrecimiento, presentados en la Tabla 21, superan el valor mínimo recomendado por la Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina (MINEM, 1997), Reglamento de Seguridad de Presas en el Perú (MINAGRI, 2017) y las guías internacionales ANCOLD y CDA, las cuales establecen un $FS \geq 1.5$ para estas condiciones.

Esto indica que, en ausencia de cargas sísmicas, la estructura mantiene una estabilidad adecuada tanto en el talud aguas abajo como en el talud aguas arriba. Además, los valores de FS fueron verificados mediante análisis numéricos en FLAC, aplicando el método de reducción de resistencia, obteniéndose valores superiores a 1.5. lo cual confirma un comportamiento estable bajo condiciones estáticas.

Para análisis sísmico, siguiendo las recomendaciones de las guías de ANCOLD y CDA, en este estudio se adoptó el percentil 84 del Sismo Máximo Creíble (MCE), considerando una aceleración pico del terreno (PGA) de 0,48 g, en conformidad con el estudio de riesgo del sitio. (Monroy et al., 2016; Monroy et al., 2023)

Los resultados de los factores de seguridad para la condición pseudoestática, que consideran la fuerza sísmica y se presentan en la Tabla 21, evidencian una reducción significativa en ambas caras de la presa. En el talud aguas abajo, los valores de FS

disminuyen en promedio un 38 % con respecto a los valores estáticos, alcanzando un mínimo de 1.19 en la Etapa 1. Un comportamiento similar se observa en el talud aguas arriba, donde los valores se reducen hasta 1.12 en la Etapa 4. A pesar de esta disminución, los factores de seguridad permanecen por encima del umbral crítico de $FS \approx 1.0$ establecido por CDA. Esto sugiere que, si bien la estabilidad se ve comprometida, no se anticipa una falla inmediata de la presa bajo las condiciones sísmicas analizadas.

Los resultados del factor de seguridad post-sismo, presentados en la Tabla 21, muestran una reducción hasta 1.59 en la Etapa 4 en el talud aguas arriba de la presa. A pesar de esta disminución, el valor obtenido sigue siendo superior al factor de seguridad mínimo de 1.2.

Al comparar estos valores con estudios previos, se observa que Armacanqui (2021) reportó un factor de seguridad de 1.094 en el talud aguas arriba, mientras que Chávez (2022) obtuvo un FS post-sismo de 1.08 en el talud aguas abajo. Estos autores concluyeron que, debido a la licuación de los materiales, el FS se redujo por debajo del umbral de 1.2, lo que hace necesario implementar medidas de estabilización en los sectores afectados. Las variaciones en el factor de seguridad se atribuyen a factores geotécnicos, geométricos y sísmicos, así como a las diferentes metodologías utilizadas en los análisis. (Fourie et al., 2022)

Estos resultados confirman que la licuación inducida por eventos sísmicos tiene un impacto adverso en la estabilidad de la presa, ya que genera una reducción significativa en la resistencia al corte de los relaves. Por ello, es fundamental realizar un análisis de estabilidad post-sismo para evaluar la respuesta estructural de la presa y su capacidad de mantener la integridad después de un evento sísmico. Este tipo de análisis de estabilidad de presas post sismo debería ser incluido en los controles establecidos por las normativas regulatorias nacionales para garantizar la seguridad a largo plazo de las presas de relaves,

dado que, actualmente en la regulación peruana, no se contempla como un requisito mínimo para estas estructuras.

La reducción del factor de seguridad post-sismo observada en este estudio se atribuye a que una parte de la superficie de falla atraviesa la zona de relaves, la cual ha experimentado una disminución en su resistencia debido a la licuación parcial del material que confina el talud aguas arriba del terraplén de enrocado. La licuación ocurre cuando el material saturado de la presa experimenta incrementos en la presión de poros inducidos por cargas sísmicas, lo que genera una reducción significativa en su resistencia al corte. (Vargas et al., 2022; Chen et al., 2024)

En el análisis de estabilidad de presas, diversos autores concluyen que, además de la evaluación del factor de seguridad en condiciones pseudoestáticas y post-sismo, es fundamental complementar estudios numéricos avanzados utilizando software especializado como FLAC, a fin de capturar con mayor precisión el comportamiento de la estructura ante sollicitaciones sísmicas. (Villena y Ríos, 2024)

5.2. Desplazamientos de la presa de relaves

Las propiedades de los relaves provienen de las investigaciones realizadas en la playa de relaves, incluyendo ensayos SPT, refracción sísmica, mediciones de densidad in situ y resultados de ensayos de laboratorio.

Para los materiales que no se espera que generen un exceso significativo de presión de poros bajo carga cíclica, se utilizó el modelo constitutivo UBCHYST, cuya efectividad ha sido validada en diversos estudios. (Naesgaard, 2011; Yang et al., 2024).

Para la simulación del comportamiento de los relaves susceptibles a licuación, se empleó el modelo constitutivo UBCSAND, el cual ha sido específicamente diseñado para el análisis dinámico no lineal y la evaluación del desarrollo de licuación en suelos granulares, como arenas y limos. Este modelo ha sido ampliamente validado y aplicado en

estudios geotécnicos, ya que permite capturar de manera realista la respuesta del suelo bajo cargas cíclicas y condiciones de licuación. (Beaty y Byrne, 2011; Do et al., 2021)

En particular, el modelo constitutivo UBCSAND para representar con precisión el comportamiento de suelos propensos a licuación, convirtiéndolo en una herramienta esencial para el análisis numérico de presas de relaves y otras estructuras geotécnicas sujetas a cargas dinámicas. Este modelo ha demostrado ser efectivo en múltiples estudios, destacando su capacidad para simular la generación y disipación de presión de poros, la pérdida de resistencia y los asentamientos inducidos por licuación. En este sentido, su aplicabilidad ha sido validada en diversas investigaciones. (Armacanqui, 2021)

Además, el modelo constitutivo UBCSAND, implementado en el software FLAC se utiliza para evaluación del comportamiento de suelos susceptibles a licuación bajo cargas sísmicas. En este contexto, dicho modelo fue aplicado para analizar la respuesta sísmica de una cimentación apoyada sobre una arena mejorada, concluyéndose que su uso permite evaluar eficazmente los efectos de la licuación y estimar los asentamientos en estructuras construidas sobre suelos potencialmente licuables. (Tareghian et al., 2024)

Dado que la demanda sísmica es un factor relevante en el análisis dinámico, como lo señalan Torres (2021) y Macedo et al. (2022), en este estudio se utilizaron cuatro registros históricos de aceleración sísmica de gran magnitud para el análisis: Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007). Estos registros fueron ajustados al espectro de diseño (percentil 84) del Sismo Máximo Creíble (MCE) mediante los programas SeismoSignal y SeismoMatch. Posteriormente, se generaron cuatro registros de aceleraciones, los cuales fueron utilizados en el análisis dinámico de las cuatro etapas de recrecimiento de la presa.

5.2.1. Discusión de resultados de desplazamientos en las etapas de recremento de la presa de relaves

5.2.1.1. Desplazamientos horizontales. Los desplazamientos horizontales observados en las distintas etapas de recremento de la presa de relaves reflejan una evolución progresiva del comportamiento estructural ante diferentes escenarios sísmicos, condicionada por factores como la carga sísmica, la configuración geométrica de recremento por etapas de la presa, y especialmente, la presencia de relaves saturados susceptibles a licuación dinámica.

En la Etapa 1, se identificaron los mayores desplazamientos en los puntos ubicados hacia el pie y cresta del talud del terraplén de enrocado hacia aguas arriba de la presa, alcanzando -1.70 m en el punto P5 y -1.64 m en el punto P3, bajo el sismo de Arequipa (2001). Este comportamiento sugiere que, desde las primeras fases de construcción, la interacción dinámica entre el terraplén de enrocado y el material de fundación fue determinante, probablemente debido a un menor confinamiento lateral y mayor amplificación de ondas sísmicas en esta zona. En contraste, los desplazamientos registrados en la cara aguas abajo fueron considerablemente menores, lo que evidencia un comportamiento estructural más estable en dicha zona durante esta etapa inicial.

En la Etapa 2, el mayor desplazamiento horizontal alcanzó durante el sismo de Arequipa (2001), con un valor de 0.34 m, con dirección hacia aguas abajo, en el punto P13, ubicado en la cresta del talud aguas abajo, seguido de 0.21 m en el punto P1. El sismo de Pisco (2007) generó el segundo mayor desplazamiento, con 0.20 m en P13. Mientras que, los sismos de Huacho (1966) y Lima (1974) generaron desplazamientos significativamente menores, con un valor máximo de 0.13 m también en el punto P13.

En la Etapa 3, los resultados indican que el sismo de Arequipa (2001) generó los mayores desplazamientos horizontales, alcanzando un valor máximo de -0.61 m en P20 y

P21. Se evidencia una clara tendencia a mayores deformaciones horizontales en las zonas conformadas por relaves, asociadas al fenómeno de licuación, el cual reduce drásticamente la rigidez del terraplén de enrocado y su capacidad de confinamiento.

En la Etapa 4, se alcanzó un desplazamiento máximo de -0.74 m en el punto P7, durante el sismo de Huacho (1966). La concentración de altos desplazamientos en varios puntos ubicados aguas arriba (P5, P6, P8, P9, P10, P25) sugiere una redistribución de esfuerzos inducida por la pérdida de resistencia al corte en los relaves saturados. Esta condición también favoreció el desplazamiento del punto P24, ubicado en la cresta del talud del terraplén de enrocado, con un valor de -0.58 m. Por otro lado, el punto P23, ubicado en la cresta del talud aguas abajo de la presa, presentó el mayor desplazamiento horizontal en esa zona, alcanzando -0.51 m durante el mismo evento. En conjunto, esta etapa mostró un incremento significativo en la magnitud de los desplazamientos, superando los -0.60 m en la mayoría de los puntos de control, en comparación con las etapas anteriores.

En cuanto al eje central de la presa durante la etapa 4, los mayores desplazamientos se registraron durante el sismo de Huacho (1966). En el nivel superior (punto P22), se alcanzó un valor de -0.52 m; en el punto P17, el desplazamiento incrementó a -0.57 m; en P12, se registró un valor de -0.61 m; y en el nivel inferior (punto P1) se observó el mayor desplazamiento del eje, con -0.67 m.

Los resultados del análisis de desplazamientos horizontales de la presa de relaves en sus diferentes etapas de recrecimiento evidencian que la licuación dinámica desempeña un papel determinante en la magnitud y dirección de las deformaciones estructurales. Se observó que los desplazamientos más significativos se concentraron en la zona aguas arriba de la presa, donde los relaves saturados experimentaron una reducción súbita de su resistencia al corte, facilitando el movimiento del terraplén hacia esa dirección. Este

comportamiento es consistente con estudios previos de Armacanqui (2021) y Macedo et al. (2022), quienes describen cómo la licuación de relaves puede inducir grandes deformaciones laterales bajo cargas sísmicas o cíclicas.

El análisis comparativo entre las etapas de recrecimiento de la presa muestra que los desplazamientos máximos ocurrieron en los puntos P3 y P5 durante el sismo de Arequipa de 2001, en la etapa 1, con valores de -1.64 m y -1.70 m, respectivamente. Estudios previos en Chile, como los reportados por Figueroa et al. (2017), informaron desplazamientos en el rango de 1.8 m a 4 m para taludes de presas de relaves, lo que sugiere que la estructura analizada presenta una posible susceptibilidad considerable de deformaciones significativas bajo cargas sísmicas. No obstante, la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) no establece un umbral único de desplazamiento aceptable, sino que recomienda evaluar cualquier deformación significativa en función de su impacto en la estabilidad, funcionalidad y capacidad de retención de la presa, considerando las condiciones específicas de diseño y operación de la estructura.

Estos resultados afirman que la influencia de la licuación dinámica sobre los desplazamientos de la presa de relaves en los andes del Perú es significativa y progresiva, afectando principalmente la estabilidad del terraplén aguas arriba. La magnitud de los desplazamientos registrados sugiere que, en eventos sísmicos de gran intensidad, el riesgo de falla estructural se incrementa considerablemente, particularmente en las zonas de mayor acumulación de relaves saturados. Estos hallazgos resaltan la importancia de incorporar criterios de mitigación de licuación en el diseño y recrecimiento de presas de relaves ubicadas en regiones de alta actividad sísmica, con el fin de mejorar su estabilidad a largo plazo.

5.2.1.2. Desplazamientos verticales. Los resultados del análisis de los desplazamientos verticales en las diferentes etapas de la elevación de la presa de relaves muestran que la licuefacción dinámica ejerce una influencia significativa en la magnitud y distribución de los asentamientos, particularmente en el material de relaves saturados. En todas las etapas evaluadas, los asentamientos se concentraron principalmente en el cuerpo de relaves, con valores más acentuados en el área inmediatamente aguas arriba del talud del terraplén de enrocado y de manera focalizada en el material subyacente. Este comportamiento sugiere que, durante la acción sísmica, se generan excesos de presiones de poro en estas zonas críticas, lo que reduce el esfuerzo efectivo del material, favorece la licuefacción parcial y, en consecuencia, causa una pérdida de rigidez y asentamientos diferenciales significativos, como han documentado Torres (2021), Liu et al. (2023) y Chávez (2022) en estudios sobre presas de relaves en contextos sísmicos.

El sismo de Arequipa (2001) generó los mayores asentamientos en todas las etapas, alcanzando un valor de -0.51m en P6 en la etapa 1; y valores de -0.47 m en P5 y -0.46 m en P7 y P8 durante la Etapa 4. Este patrón de asentamiento progresivo sugiere que la repetición de eventos sísmicos podría incrementar el grado de consolidación y reacomodo de los materiales de relaves, particularmente en las zonas donde la licuación parcial ha disminuido la rigidez estructural. A pesar de que estos valores se encuentran dentro de los rangos documentados en estudios previos (Armacanqui, 2021; Macedo et al.,2022), es fundamental evaluar su impacto acumulativo en la estabilidad general de la presa.

En contraste, los asentamientos en el núcleo central de concreto asfáltico fueron significativamente menores, con un máximo de -0.12 m registrado en P22 y P17 durante el sismo de Huacho (1966). Esto confirma que el núcleo proporciona una mayor rigidez estructural y resistencia a deformaciones, lo que contribuye a la estabilidad general de la presa. No obstante, la presencia de asentamientos diferenciales entre el núcleo y los relaves

circundantes resalta la importancia de un monitoreo continuo para evaluar la evolución de las deformaciones a lo largo del tiempo (Fourie, 2022).

Al comparar los asentamientos máximos estimados con el borde libre disponible, se concluye que el borde libre de 5 metros considerado en el diseño de la presa proporciona un margen de seguridad adecuado para absorber los asentamientos máximos registrados por los movimientos sísmicos, cuyo valor máximo fue de -0.51 m en la Etapa 1. De acuerdo con la normativa peruana vigente (D.S. N° 024-2016-EM y D.S. N° 034-2023-EM), se exige un borde libre mínimo de 1 metro para depósitos de relaves con diques o presas. No obstante, es importante considerar que la evolución del recrecimiento de la presa podría aumentar la susceptibilidad a la licuación en los contornos del depósito de relaves, por lo que resulta fundamentales medidas de mitigación adicionales que aseguren la estabilidad a largo plazo de la estructura. (Williams, 2021; Sisson y Van Zyl, 2024)

Estos resultados afirman que la influencia de la licuación dinámica sobre los desplazamientos verticales en la presa de relaves es evidente y progresiva, afectando principalmente las zonas de depósitos saturados. Aunque los asentamientos registrados se encuentran dentro de rangos aceptables, la acumulación de deformaciones diferenciales podría comprometer la estabilidad de la estructura en el futuro. Estos hallazgos subrayan la necesidad de incorporar estrategias de monitoreo geotécnico y medidas de mitigación en el diseño y recrecimiento de presas de relaves en regiones sísmicas, asegurando su desempeño óptimo bajo condiciones dinámicas extremas. (Boczeck, 2024)

5.3. Discusión de resultados de razón de exceso de presión de poros de agua en recrecimiento de la presa de relaves

El análisis del comportamiento de la presa en sus cuatro etapas de recrecimiento, bajo la influencia de eventos sísmicos significativos como los de Huacho (1966), Lima

(1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007), permitió evaluar la evolución de la razón de exceso de presión de poros (R_u) en el estrato de relaves saturados.

Durante la Etapa 1, se evidenció una alta susceptibilidad a la licuación en los puntos P6, P7 y P10, con valores de R_u que superaron de forma consistente el umbral crítico de 0.7 (Beaty y Byrne,2011; Tsukamoto y Ishihara,2022). Este comportamiento sugiere una acumulación significativa de presión de poros, asociada a condiciones de saturación y, posiblemente, a una menor densificación del material en dichas zonas (Vergaray y Macedo,2023). Mientras que, los puntos P8 y P9 presentaron un comportamiento más estable, con valores de R_u inferiores al umbral en todos los eventos analizados, lo que podría atribuirse a una mayor consolidación progresiva del estrato de relaves como resultado del recrecimiento de la presa.

En la Etapa 2, se observó una mayor extensión del fenómeno de licuación, con puntos como P4, P6 y P16 superando el umbral crítico de licuación en todos los sismos analizados. La persistencia de valores elevados de R_u en el punto P7, así como casos puntuales de licuación en P10 y P9, confirman la influencia de la saturación y de la intensidad sísmico en la respuesta dinámica. La acumulación crítica de presión de poros se concentró principalmente en los estratos superiores del cuerpo de relaves, mientras que la base del terraplén de enrocado presentó valores más bajos de R_u como consecuencia de una mayor consolidación inducida por el recrecimiento progresivo de la estructura.

Durante la Etapa 3, los puntos P15 y P16 mostraron los valores más elevados de R_u (>0.7) en todos los eventos, lo que evidencia zonas críticas de vulnerabilidad a la licuación. Asimismo, se observaron valores altos en P4, P6 y P21, especialmente en eventos de mayor intensidad como el sismo de Arequipa (2001). En cambio, los puntos P7, P8, P9 y P10 mantuvieron valores por debajo del umbral, lo que sugiere una respuesta diferenciada relacionada con una mayor consolidación del material. La distribución espacial de R_u en

esta etapa confirma que la acumulación de presión de poros se concentra en la parte superior del cuerpo de relaves, mientras que en la base del terraplén no se registraron signos de licuación.

En la Etapa 4, los puntos P20, P21 y P26 mostraron los valores de R_u más altos, superando el umbral en todos los eventos sísmicos evaluados. Esto indica una alta acumulación de presión de poros y una significativa susceptibilidad a la licuación en esta zona. Los puntos P4, P10, P15 y P16 también superaron el umbral durante el sismo de Arequipa (2001), y el punto P15 alcanzó un R_u de 0.92 en el evento de Pisco (2007). Para los sismos de Huacho de 1966 y de Lima de 1974, la mayoría de los puntos presentaron valores por debajo del umbral, con excepción de P20, P21 y P26. Los puntos P6, P7, P8 y P9 mantuvieron valores estables en todos los eventos, confirmando su baja susceptibilidad a la licuación. Esta etapa reafirma que la acumulación de presión de poros ocurre principalmente en la parte superior del cuerpo de relaves saturados, mientras que, en la base del terraplén, el efecto de consolidación contribuye a mantener valores de R_u bajos y sin evidencia de licuación. (Beaty and Byrne, 2011; Armacanqui, 2021).

En conjunto, los resultados de R_u obtenidos para las Etapas 1 a 4 muestran que varios puntos de control superan el umbral de licuación de 0.7, lo cual revela un riesgo de inestabilidad dinámica frente a excitaciones sísmicas de carga significativa. Un patrón común observado en todas las etapas es que el exceso de presión de poros se concentra en los estratos superiores de los relaves, mientras que su presencia disminuye progresivamente hacia la base del terraplén de enrocado. Esta tendencia coincide con lo reportado en investigaciones previas sobre presas de relaves (Armacanqui, 2021; Macedo et al., 2022).

Finalmente, los resultados obtenidos confirman que la licuación dinámica tiene un impacto significativo en el incremento de la presión de poros dentro de una presa de relaves ubicada en una zona sísmica de la sierra del Perú. Asimismo, Tsukamoto e Ishihara (2022),

en su estudio sobre los avances en la comprensión del fenómeno de licuación de suelos, señalan que este proceso contribuye al aumento de la presión de poros en suelos arenosos o limosos saturados. En este contexto, la estabilidad y respuesta sísmica de la presa dependen directamente del comportamiento dinámico de los relaves almacenados, lo que resalta la importancia de considerar los efectos de la licuación en el diseño, análisis y monitoreo de este tipo de estructuras. (Boulanger et al.,2013; Macedo et al., 2022)

VI. CONCLUSIONES

La presente investigación evalúa el impacto de la licuación dinámica en la estabilidad de la presa de relaves de la sierra del Perú. Para ello, se utilizaron los modelos constitutivos UBCHYST y UBCSAND para simular el comportamiento dinámico de materiales sometidos a cargas cíclicas. El modelamiento numérico se llevó a cabo mediante el software FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), lo que permitió evaluar el comportamiento dinámico de la presa bajo condiciones sísmicas. El análisis consideró registros sísmicos representativos de eventos de subducción ocurridos en Huacho (1966), Lima (1974), Arequipa (2001) y Pisco (2007), los cuales fueron ajustados al espectro de diseño del Sismo Máximo Creíble (MCE), considerando el percentil 84.

Los resultados del análisis dinámico 2D de la presa muestran que la licuefacción dinámica tiene un impacto significativo en la estabilidad de la presa de relaves ubicada en una zona sísmica de la sierra del Perú, especialmente en los relaves saturados ubicados en la zona aguas arriba del núcleo central. Se identificaron zonas altamente susceptibles a la licuefacción, con pérdida de resistencia al corte que generaron deformaciones horizontales y verticales significativas. Esta pérdida de resistencia redujo el esfuerzo de confinamiento en los contornos de la plataforma de enrocado, favoreciendo el desplazamiento de esta estructura en sentido aguas arriba.

Los resultados del análisis de estabilidad de la presa de relaves indican que, bajo condiciones estáticas, los factores de seguridad de los taludes aguas arriba y aguas abajo se mantienen por encima de 1.63 en todas las etapas de recrecimiento, lo que refleja una estabilidad estructural aceptable. No obstante, en condiciones pseudoestáticas, se observa una reducción significativa de los factores de seguridad, alcanzando valores de 1.12 en aguas arriba y 1.19 en aguas abajo, lo cual evidencia una disminución de la resistencia al corte como consecuencia de la acción sísmica. En la condición post-sísmica, los factores

de seguridad se mantienen en un rango de 1.59 a 1.63, sin mostrar reducciones drásticas respecto a los valores pseudoestáticos. Este comportamiento indica que, si bien la presa conserva un margen aceptable de estabilidad tras un evento sísmico, la licuación dinámica genera una pérdida considerable de resistencia en el material de relaves durante el sismo, lo que puede comprometer localmente la respuesta estructural en sectores vulnerables.

Los resultados del análisis dinámico evidencian que los mayores desplazamientos horizontales se concentran en la zona aguas arriba, particularmente en el cuerpo de relaves, en la cresta y el pie del talud del terraplén de enrocado. Se registraron desplazamientos de hasta -1.70 m en el punto P5 (ubicado al pie del terraplén) y de -1.64 m en el punto P3 (situado en la cresta del talud). En la etapa final del recrecimiento, se observaron desplazamientos horizontales en el eje central de la presa que varían entre -0.52 m y -0.67 m en el punto P1 (nivel inferior), mientras que en el punto P22 (nivel superior del núcleo central) se registraron desplazamientos entre -0.29 m y -0.52 m. Asimismo, en la cresta del enrocado aguas abajo (punto P23), los desplazamientos variaron entre -0.21 m y -0.51 m. Este comportamiento se atribuye principalmente a la pérdida de resistencia al corte por licuación de los relaves subyacentes y adyacentes al terraplén de enrocado, lo que habría generado una redistribución lateral de esfuerzos y facilitado el desplazamiento del cuerpo de enrocado en dirección aguas arriba.

En cuanto a los desplazamientos verticales, se registraron los valores máximos de -0.51 m en los depósitos de relaves saturados, -0.47 m al pie del terraplén de enrocado en la zona aguas arriba, y -0.67 m en la parte inferior del núcleo de concreto asfáltico en el eje central de la presa. Estos resultados evidencian un proceso de consolidación progresiva asociado a las etapas de recrecimiento de la presa, así como una redistribución de esfuerzos inducida por la licuación. No obstante, considerando que la presa cuenta con un borde libre de 5 m, este se considera suficiente para absorber los asentamientos estimados, por lo que

la capacidad de contención no se vería comprometida y el riesgo de desborde se considera controlado.

En las distintas etapas del recremento de la presa, los valores de exceso de presión de poros ($R_u > 0.7$) registrados en varios puntos de control, particularmente en zonas adyacentes y subyacentes al terraplén de enrocado, evidencian un alto riesgo de licuación por cada carga sísmica. En la etapa final, la licuación se concentró en la parte superior de los relaves saturados, alcanzando hasta aproximadamente 35 m de profundidad, mientras que los estratos más profundos presentaron menores valores de $R_u (< 0.7)$, atribuibles al proceso de consolidación progresiva inducido por el recremento por etapas. En los relaves subyacentes al terraplén de enrocado, R_u disminuyó a valores inferiores a 0.6 (excepto en el punto P10), lo que favorece la reducción de asentamientos. Sin embargo, persiste una alta susceptibilidad a la pérdida de resistencia al corte de relaves saturados en los contornos del terraplén de enrocado, lo que podría comprometer su estabilidad local del terraplén y propagarse la descarga lateral de esfuerzos hasta el núcleo de la presa ante eventos sísmos severos.

La respuesta dinámica de cada etapa de la presa varía en función del registro sísmico considerado, a pesar de que todos los registros utilizados cubren el espectro de diseño del Sismo Máximo Creíble (MCE). Estas diferencias resaltan la importancia de emplear un conjunto representativo de registros sísmicos con características diversas, con el fin de capturar de manera adecuada el rango completo de posibles respuestas dinámicas de la presa.

En base a los resultados obtenidos, se recomienda la implementación de estrategias de mitigación como el mejoramiento del sistema de drenaje, la optimización de la compactación del terraplén de enrocado hacia aguas arriba durante el recremento, y un

monitoreo geotécnico e hidrogeológico continuo, a fin de mitigar el riesgo de licuación y garantizar la seguridad estructural de la presa en futuras etapas de operación.

Finalmente, la metodología empleada y los hallazgos de este estudio aportan criterios técnicos fundamentales para el diseño, la planificación y la gestión integral de presas de relaves en contextos sísmicamente activos, contribuyendo así a la sostenibilidad y seguridad de las operaciones mineras a largo plazo.

VII. RECOMENDACIONES

Para reducir la susceptibilidad a la licuación dinámica y mejorar la estabilidad de presas de relaves ubicadas en zonas sísmicas, se recomienda implementar un conjunto integral de medidas de refuerzo y monitoreo. Entre ellas, destaca el fortalecimiento de la plataforma aguas arriba mediante soluciones geotécnicas como geotextiles, bermas estabilizadoras, enrocados de transición y columnas de grava compactada, que contribuyen a limitar la propagación de deformaciones inducidas por sismos y aumentan la resistencia al corte del material de relaves.

Se recomienda actualizar periódicamente los modelos numéricos con los datos obtenidos del monitoreo, con el objetivo de mejorar la precisión de las predicciones de comportamiento en condiciones pseudoestáticas y post-sismo, permitiendo así una toma de decisiones más fundamentada durante las etapas de operación y recrecimiento de la presa. Es esencial mantener un borde libre adecuado y establecer estrategias de control de deformaciones para futuras ampliaciones.

Asimismo, es fundamental optimizar los sistemas de drenaje mediante la instalación de drenes horizontales, verticales y filtros geotécnicos, a fin de mejorar la disipación de la presión de poros y reducir la saturación. Estas acciones deben complementarse con el reforzamiento de la fundación del terraplén para incrementar su capacidad de respuesta ante cargas sísmicas.

El monitoreo continuo mediante piezómetros de cuerda vibrante, sensores de presión de poros, acelerógrafos e inclinómetros ubicados estratégicamente permitirá evaluar en tiempo real la evolución del nivel freático, las deformaciones internas y las presiones intersticiales. Esta información es clave para la detección oportuna de condiciones críticas, facilitando la aplicación de medidas correctivas y preventivas antes de que se comprometa la estabilidad de la estructura.

Finalmente, se sugiere que los organismos reguladores establezcan como obligatoria la realización de estudios de licuación dinámica en presas de relaves mineros, utilizando modelos constitutivos avanzados y métodos numéricos rigurosos. Esto contribuirá a identificar zonas críticas y a definir medidas preventivas eficaces para minimizar el riesgo de falla estructural.

VIII. REFERENCIAS

- Armacanqui, A. (2021). *Análisis dinámico de una presa de relaves mediante modelamiento numérico con el modelo UBCSAND* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI.
<http://hdl.handle.net/20.500.14076/22070>
- Arroyo, M., y Gens, A. (2022). Static liquefaction and the failure of the Córrego do Feijão tailings dam. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(4), 410–432.
- Beaty, M., y Byrne, P. (2011). *UBCSAND constitutive model version 904aR*. Itasca Consulting Group.
- Boswell, J., y Sobkowicz, J. (2016). Leading indicators of tailings dam integrity. *Proceedings of Tailings and Mine Waste Conference*.
- Boulanger, R. W., y Ziotopoulou, K. (2013). Liquefaction-induced strength loss and deformation: Simulation and design. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(5), 1887–1910. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9549-x>
- Boulanger, R. W., y Idriss, I. M. (2014). *CPT and SPT-based liquefaction triggering procedures*. University of California, Davis.
- Bray, J. D., y Macedo, J. (2023). *Performance-based seismic assessment of slope systems*. Proceedings of the Purdue Geotechnical Society Conference.
- Byrne, P., Naesgaard, E., y Seid-Karbasi, M. (2006). *Analysis and design of earth structures to resist seismic soil liquefaction*. En *59th Canadian Geotechnical Conference*. Canadian Geotechnical Society.
- Cacciuttolo, C., y Atencio, E. (2022). Past, present, and future of copper mine tailings governance in Chile (1905–2022): A review in one of the leading mining countries in the world. *International Journal of Environmental Research and Public Health*, 19(20), 13060. <https://doi.org/10.3390/ijerph192013060>

- Canchis, L., Ángeles, F., Valdivia, H., y Aguirre, C. (2024). *NI 43-101 technical report on mining operation Peru*. Teck Resources Limited.
- Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A., y Magna-Verdugo, C. (2019). A new state-of-the-art platform for probabilistic and deterministic seismic hazard assessment. *Seismological Research Letters*, 90(6), 2262–2275.
<https://doi.org/10.1785/0220190025>
- Canadian Dam Association. (2019). *Revision to application of dam safety guidelines to mining dams*. CDA.
- Chávez, M. (2022). *Análisis dinámico de estabilidad de un depósito de relaves* [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP.
<https://tesis.pucp.edu.pe/server/api/core/bitstreams/722c502c-64be-4918-beb1-ae64a1743e75/content>
- Cheng, Z., Wu, W., y Zhang, L. (2020). Numerical modeling of liquefaction-induced lateral spreading using a cyclic elastoplastic constitutive model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 131, 106046.
- Chen, J., Cerna Díaz, A., y Olson, S. M. (2023). Preliminary analysis of the failure process of a tailings dam. *Proceedings of Tailings and Mine Waste 2023*.
- Chou, J.-C., Yang, H.-T., y Lin, D.-G. (2021). Calibration of Finn model and UBCSAND model for simplified liquefaction analysis procedures. *Applied Sciences*, 11(11).
<https://doi.org/10.3390/app11115283>
- Dyson, A. P., y Griffiths, D. V. (2024). An efficient strength reduction method for finite element slope stability analysis. *Computers and Geotechnics*, 174, 106593.
<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.106593>
- De Castro, P., Rego, S., y De Castro, J. (2024). Integrating geometric deposition and hydrological water balance in tailings management: A semi-probabilistic approach. *Proceedings of Tailings and Mine Waste 2024*.

- Díaz, M., Mánica, M., Botero, E., Ovando, S., y Osorio, L. (2022). Material damping in a stratified soil deposit. *Earth Sciences Research Journal*, 26(4), 279–290.
<https://doi.org/10.15446/esrj.v26n4.100527>
- Do, T., Laue, J., Mattsson, H., y Jia, Q. (2021). Numerical analysis of an upstream tailings dam subjected to pond filling rates. *Applied Sciences*, 11(13), 6044
<https://doi.org/10.3390/app11136044>
- Earthquake Engineering Research Center. (1971). *Archivo fotográfico* [Fotografía].
 University of California.
- Earthquake Engineering Research Center. (1994). *Northridge collection* [Fotografía].
 University of California.
<https://open.library.ubc.ca/soa/cIRcle/collections/ubctheses/24/items/1.0063041>
- El Comercio. (5 de marzo de 2018). Áncash: Reportan derrame de relave minero en Recuay. *El Comercio*.
<https://elcomercio.pe/peru/ancash/ancash-reportan-derrame-relave-minero-recuay-noticia-502049-noticia/>
- Eldridge, T., Moffitt, K., Botts, S., y Dechert, C. (2003). Operation at the Dam Copper–Zinc Mine in Central Peru. *Proceedings of Tailings and Mine Waste Conference*.
- Figueroa, A., Solans, D., Gonzales, C., y Campaña, J. (2017). *Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central*. Obras y Proyectos.
- Fourie, A., Verdugo, R., Bjelkevik, A., Torres, L., y Znidarcic, D. (2022). *Geotechnics of mine tailings: A 2022 state of the art*. En *Proceedings of the 20th ICSMGE – State of the Art and Invited Lectures*. Australian Geomechanics Society.
- Gilbert, D. (2013). *Dam tailings beach: Form, function, and other considerations*. Instituto de Ingenieros de Minas del Perú.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- Harder, L., y Stewart, J. (1996). Failure of Tapo Canyon tailings dam. *Journal of*

Performance of Constructed Facilities, 10(3), 109–114.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(1996\)10:3\(109\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(1996)10:3(109))

Hashash, A. M. Y. (2024). *DeepSoil v7.0: Nonlinear and equivalent-linear seismic site response of one-dimensional soil columns* [Software]. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana–Champaign.

Ibarra, A. (2022). *Análisis de estabilidad en términos de esfuerzo efectivo (ESA) y no drenados (USA), para los casos estático, pseudoestático y postsísmico y análisis de sensibilidad para una hipotética presa de relaves* [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/22792>

Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.

Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2007). *Residual shear strength correlations for liquefied soils based on case history analyses* [Preprint]. *27th Annual USSD Conference – Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Sustainability*.

International Commission on Large Dams. (2022). *Tailings dam safety* (ICOLD Bulletin No. 194).

James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D., y Ward, W. (2011). A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11), 1587–1600. <https://doi.org/10.1139/t11-060>

Kiernan, P., y Jelmayer, R. (25 de febrero de 2016). *Vale looks to sell core assets to reduce debt*. The Wall Street Journal.

<https://www.wsj.com/articles/vale-looks-to-sell-core-assets-to-reduce-debt-1456422292>

Leps, T. M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96(SM4), 1159–1170.

<https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001433>

- Levenick, J. L., Zawadzki, W., Haynes, A., y Manrique, R. (2009). Hydrogeological assessment of seepage through the tailings dam – copper/zinc mine, Peru, South America. *International Mine Water Conference*, Sudáfrica.
- Liu, P., Zhang, J., y Wang, Z. (2023). Effect of particle characteristics on liquefaction resistance of saturated sands: Experimental and numerical insights. *Engineering Geology*, 312.
- Macedo, J., Torres, P., Vergaray, L., Paihua, S., y 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>
- Marcuson, W. F., y Hynes, M. E. (1990). Seismic stability and permanent deformation analyses: The last twenty years. *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics II*.
- Martínez, M., y 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. *Mine Closure 2019: Proceedings of the 13th International Conference on Mine Closure*, Australian Centre for Geomechanics.
- Masood, H. K., Sheykhloo, P. A., Williams, J., Davidson, R., y France, J. W. (2021). Application of numerical analyses in design of earth and rockfill embankments. *USSD 2021 Annual Conference*.
- Medina, M., Rojas, R., Bustamante, W., Loaiza, R., Martel, C., y Castillo, R. (2023). *Metodología de la investigación: Técnicas e instrumentos de investigación*. Instituto Universitario de Innovación Ciencia y Tecnología INUDI Perú.
- Ministerio del Ambiente del Perú. (2018). *Resolución N.º 015-2018-OEFA/DSEM*. OEFA.
- Ministerio de Energía y Minas. (s. f.). *Perú: País minero*.
<https://mineria.minem.gob.pe/institucional/peru-pais-minero/>

- Monroy, M., y Hull, A. (2016). *Informe de actualización del análisis de peligro sísmico determinístico y probabilístico: Puerto y presa de relaves de la sierra del Perú*. [Informe técnico]. Knight Piésold.
- Monroy, M., Li, Y., y Cordero, A. (2023). *Seismic safety of upstream tailings dams: A risk-informed case*. En *Proceedings of Tailings and Mine Waste 2023*.
<https://open.library.ubc.ca/soa/cIRcle/collections/59368/items/1.0438140>
- Molotnikov, V., y Molotnikova, A. (2021). *Theory of elasticity and plasticity: A textbook of solid body mechanics* (Yu. V. Subachev, Trad.).
- Morgenstern, N. R. (2016). *Report on the immediate causes of the failure of the Fundão dam*. Independent Expert Panel for Samarco.
- Naesgaard, E. (2011). *A hybrid effective stress–total stress procedure for analysing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow* [Tesis doctoral, The University of British Columbia]. <http://hdl.handle.net/2429/34004>
- Puri, V., y Kostecki, T. (2013). *Liquefaction of mine tailings*. En *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*.
- Rico, B., Salguero, A. R., Herrero, A., y Díez, P. (2008). Reported tailings dam failures: A review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials*, 152, 846–852. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2007.07.050>
- Ridlen, P., Kerr, F., Domínguez, G., Varnier, J., y Toro, J. (2018). Design of a centerline method tailings dam using mine waste rockfill in Peru. *Tailings and Mine Waste 2018*.
- Radio Programas del Perú [RPP]. (25 de enero de 2019). Brasil: Así fue el colapso de la represa minera en Minas Gerais.
<https://rpp.pe/mundo/latinoamerica/brasil-asi-fue-el-colapso-de-la-represa-minera-en-minas-gerais-video-noticia-1177333>
- Seed, H., y Lee, K. (1975). Failure of San Fernando Dam. *Journal of the Geotechnical*

- Engineering Division, ASCE, 101(7), 651–688.*
- Seismosoft. (2022). *SeismoSignal: A computer program for signal processing of strong-motion data* (Version 2022) [Software]. Seismosoft.
- Sengara, W., Sargawi, R., Komerdevi, D., y Sulaiman, A. (2023). Dynamic soil–structure interaction through 2-D site-specific response analysis. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 1244(1), 012033*. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1244/1/012033>
- Sisson, R., y Van Zyl, D. (2024). Risk-based planning of monitoring programs for RARPs. *Proceedings of Tailings and Mine Waste 2024*.
- Stark, T., Moya, L., y Lin, J. (2022). Rates and causes of tailings dam failures. *Advances in Civil Engineering*. Hindawi. <https://doi.org/10.1155/2022/7895880>
- Talavera, H. (2020). *Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú* (Informe Técnico N.º 004-2020/IGP). Instituto Geofísico del Perú. <https://repositorio.igp.gob.pe/server/api/core/bitstreams/0f354b75-ea1d-4c3a-8c3a-8796493531a5/content>
- Tareghian, B., y Saleh, A. (2024). The effect of sand–crumb rubber mixture treatment on the seismic response of a low-rise building located on liquefiable soil. *Discover Geoscience, 2(11)*. <https://doi.org/10.1007/s44288-024-00014-4>
- The Australian National Committee on Large Dams. (2019). *Guidelines for design of dams and appurtenant structures for earthquake*.
- Tian, D., y Zheng, H. (2023). The generalized Mohr–Coulomb failure criterion. *Applied Sciences, 13(9), 5405*. <https://www.mdpi.com/2076-3417/13/9/5405>
- Tjung, E. Y. S., y Soga, K. (2021). Liquefaction-induced dam failure simulation: A case for the material point method. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.

- Torres, P. (2021). *Análisis dinámico de una presa de relaves del tipo eje central en FLAC2D: Caso de estudio* [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú].
<https://tesis.pucp.edu.pe/items/ac54989b-2264-4fa4-b9ad-7a010751c2b4>
- Tsukamoto, Y., y Ishihara, K. (2022). *Advances in soil liquefaction engineering*. CRC Press.
- Vargas, C., Hernández, A., Luna, O., Dumas, C., y Alemán, J. D. (2021). *Análisis dinámico y estimación de la estabilidad y deformaciones postsismo de un depósito de residuos mineros*. Comisión Federal de Electricidad. En *XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*.
https://www.researchgate.net/publication/351096917_Analisis_dinamico_y_estimacion_de_la_estabilidad_y_deformaciones_post_sismo_de_un_deposito_de_residuos_mineros
- Vergaray, L., y Macedo, J. (2023). Static and cyclic liquefaction of copper mine tailings. *Proceedings of the ASCE Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference*.
- Vick, S. G. (1990). *Planning, design, and analysis of tailings dams*. BiTech Publishers.
- Villena, G. A., y Ríos, G. A. (2024). *Análisis de estabilidad de taludes mediante el método de equilibrio límite y propuesta de modificaciones para la optimización del comportamiento estático y dinámico de la presa de relaves La Esperanza en Vitoc, Junín* [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas].
<http://hdl.handle.net/10757/683082>
- Weber, J. P., Seed, R. B., Moss, R. E. S., Pestana, J. M., Nweke, C., Deger, T. T., y Chowdhury, K. (2022). *Engineering evaluation of post-liquefaction residual strength* (Vol. 1: Main text). Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

- Williams, D. (2021). Lessons from tailings dam failures—Where to go from here? *Minerals*, 11(8), 847. <https://doi.org/10.3390/min11080847>
- Yamada, T., Hikita, T., Ichimura, T., Fujita, K., Umedera, M., y Seo, T. (2019). *Seismic response of tailings storage facility applied liquefaction mitigation*. En *Earthquake geotechnical engineering for protection and development of environment and constructions 2019*. Associazione Geotecnica Italiana; ISSMGE.
- Yang, P., Qoreishi, M., Pinheiro, M., y Hsiao, E. (2024). Seismic deformation analyses of Germano main dam. Part I: Calibration of PM4Sand model for sand tailings using field and advanced laboratory test data. *Proceedings of Tailings and Mine Waste 2024*.
- Yu, H., Li, X., y Zhao, L. (2023). Advanced constitutive modeling of saturated sand subjected to cyclic loading: Implications for earthquake-induced liquefaction. *Géotechnique*, 73(2), 167–183.
- Zabolotnii, E., Morgenstern, N., y Ward, G. (2022). Mechanism of failure of the Mount Polley tailings storage facility. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(11), 1624–1643. <https://doi.org/10.1139/cgj-2021-0036>

IX. ANEXOS

Anexo A. Matriz de Consistencia

TÍTULO: “IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ, 2024”

AUTOR: ESTEBAN MALDONADO QUISPE

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGÍA
<p>PROBLEMA PRINCIPAL. ¿En qué medida la licuación dinámica impacta a la estabilidad de la presa de relaves en una zona sísmica de la sierra del Perú?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS.</p> <p>A. ¿En qué medida la licuación dinámica incide en el factor de seguridad de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú?</p> <p>B. ¿En qué medida la licuación dinámica influye en el desplazamiento de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú?</p> <p>C. ¿En qué medida la licuación dinámica influye en el incremento de presión de poros de agua en la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú?</p>	<p>OBJETIVO PRINCIPAL. Determinar el impacto de la licuación dinámica en la estabilidad de la presa de relaves en una zona sísmica de la sierra del Perú.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <p>A. Determinar la incidencia de la licuación dinámica en el factor de seguridad de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú</p> <p>B. Determinar la influencia de la licuación dinámica en el desplazamiento de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.</p> <p>C. Determinar la influencia de la licuación dinámica en el incremento de la presión de poros de agua en la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.</p>	<p>HIPÓTESIS PRINCIPAL. La licuación dinámica impacta significativamente en la estabilidad de la presa de relaves en una zona sísmica de la sierra del Perú.</p> <p>HIPÓTESIS SECUNDARIAS</p> <p>H1: La licuación dinámica incide en el factor de seguridad de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.</p> <p>H2: La licuación dinámica influye significativamente en el desplazamiento de la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.</p> <p>H3: La licuación dinámica influye significativamente en el incremento de presión de poros de agua en la presa de relaves, en una zona sísmica de la sierra del Perú.</p>	<p>Variable Independiente Licuación dinámica</p> <p>Variable Dependiente Estabilidad de la presa de relaves</p>	<p>Propiedades geotécnicas de los materiales de la presa.</p> <p>Nivel freático</p> <p>Sismos de subducción</p> <p>Geometría de la presa</p> <p>Factor de seguridad</p> <p>Desplazamiento de la presa</p> <p>Exceso de Presión de poros de agua</p>	<p>- Resistencia de relave in situ (N, Sr)</p> <p>- Velocidad de ondas de corte (m/s)</p> <p>- Resistencia al corte no drenada (MPa)</p> <p>- Densidad relativa (%)</p> <p>- Módulo de rigidez (MPa)</p> <p>- Profundidad del nivel freático del agua(m)</p> <p>- Aceleración sísmica (m/s)</p> <p>- Planta y Perfil de la Presa</p> <p>- FS Estático ≥ 1.5, Estable</p> <p>- FS pseudoestática $FS \geq 1$, Estable</p> <p>- FS Post-sismo ≥ 1.2, Estable</p> <p>- Desplazamiento vertical (m)</p> <p>- Desplazamiento horizontal (m)</p> <p>- $Ru > 0.7$, Licuación</p> <p>- $Ru \leq 0.7$ No Licuación</p>	<p>Tipo y nivel de investigación: TIPO: De acuerdo a la Orientación: Aplicada De acuerdo a la técnica de Contrastación: Explicativa De acuerdo a la técnica direccionalidad: Prospectiva Fuente de Recolección de datos: Retrolectivo Evolución del fenómeno: Transversal Comparación de Población: Las presas de relaves del Perú Muestra: Por conveniencia, no probabilística.</p> <p>Nivel de investigación: Nivel IV, predictivo II</p> <p>Diseño de investigación Experimental</p>

Anexo B. Carta de validación de instrumentos

Lima, 14 de setiembre de 2022

PhD. Mohamed Mehdi Hadi Mohamed

Docente Nombrado de la Universidad Peruana Los Andes

Presente.

Asunto: **VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS A TRAVÉS DE JUICIO DE EXPERTO**

Es un grato de dirigirme a Ud. para expresarle mi saludo y a la vez, hacer de su conocimiento que, siendo Egresado de la Escuela Universitaria de Postgrado en Ingeniería Civil, promoción 2019, requiero validar los instrumentos con los cuales recogeré la información necesaria para poder desarrollar mi investigación y con el cual optaré el grado de Doctor en Ingeniería Civil.

El título de mi proyecto de investigación es: **“Impacto de la Licuación Dinámica en la Estabilidad de Presa de Relaves en una zona sísmica de la sierra del Perú”**, y siendo imprescindible contar con la aprobación de docentes especializados para poder aplicar los instrumentos en mención, he considerado conveniente recurrir a usted, ante su connotada experiencia en temas de investigación científica.

El expediente de validación, que le hago llegar contiene:

- Carta de presentación
- Operacionalización de las variables
- Matriz de consistencia.
- Formatos de estudio de suelos

Expresándole mi sentimiento de respeto y consideración me despido de usted, no sin antes agradecerle por la atención que dispense a la presente.

Atentamente,



Esteban Maldonado Quispe

D.N.I: 20004086

Reg. CIP N° 74781

Anexo C. Guía ambiental para el manejo de relaves mineros

INTRODUCCION

1. Propósito y Alcances

Esta Guía de Manejo de Relaves Mineros proveniente de la Industria Minero-Metalúrgica, ha sido preparada bajo los auspicios del Banco Mundial en asociación con el Programa de Asistencia Técnica al Ministerio de Energía y Minas del Perú. En este contexto, la Asistencia Técnica del Banco Mundial contempla la revisión, modernización y consolidación de asuntos ambientales relacionados a la actividad minera en el país. Dentro de los requerimientos para esto tenemos:

Identificación de las principales prácticas ambientales y su implementación en la actividad minero-metalúrgica con el objeto de mitigar la degradación ambiental generada por la industria. Diseño de un programa general para implementar las prácticas ambientales en la industria minero-metalúrgica en forma sistemática y progresiva.

Se ha determinado que una de las primeras actividades relacionadas con estos objetivos es la preparación de la presente Guía para el Manejo de los Relaves Mineros provenientes de la Industria Minero-Metalúrgica, la que debe dar una visión panorámica del planeamiento, diseño, operación, mantenimiento y cierre de los depósitos de relaves.

Su propósito es que pueda ser usada como un documento de referencia y soporte técnico para ayudar en la preparación de los Estudios de Impacto Ambiental y los Programas de Adecuación y Manejo Ambiental (PAMA) según lo requiere la regulación para la protección ambiental en las actividades mineras y metalúrgicas (DS No. 016-93-EM) y su modificación (DS No. 059-93-EM). En una perspectiva a largo plazo, esta Guía se propone ayudar a la industria, a los consultores, y al personal del gobierno a comprender el amplio y complejo problema asociado con el manejo de los relaves, enfatizando no sólo las condiciones operacionales sino también aquellas posteriores a la clausura. Para este fin, la Guía se orienta principalmente hacia lectores que tienen diversas experiencias técnicas con poco contacto con los tópicos tratados. A excepción de unos pocos factores de particular importancia, los detalles pertinentes a la investigación y análisis no son tratados explícitamente pero se hace referencia a ellos en la literatura técnica respectiva.

El objeto de este documento está centrado específicamente en el manejo de los relaves de los procesos de flotación en la extracción metalúrgica de minerales metálicos, aunque muchos de los conceptos discutidos se aplican en principio a relaves no metálicos tales como los desechos finos del carbón. Otras Guías se orientarán complementariamente hacia tópicos que incluyen procedimientos para el monitoreo de aguas, procedimientos para monitoreo de aire, procedimientos para preparación de los PAMA, procedimientos para preparar los Estudios de Impacto Ambiental y Guías para el drenaje ácido, plan de cierre, lixiviación, exploración, manejo del cianuro y otros reactivos químicos, manejo del agua, vegetación y calidad de aire, entre otros. Se intenta a través de esta Guía presentar la tecnología avanzada del manejo de relaves tal como se practica actualmente a nivel mundial y al mismo tiempo mantener un balance con la naturaleza y niveles de tecnología apropiados para el Perú.

En ese sentido la tecnología apropiada es aquella que reconoce factores tales como el geográfico, climático y geológico que son muy peculiares en el Perú, así como los niveles de

ESTABILIDAD

Capítulo V. ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE RELAVES

La estabilidad física de los depósitos de relaves tanto durante la época de operación como en el período de clausura están determinados por la estabilidad de las presas y las estructuras relacionadas a ella que se usan para retener la pulpa de los relaves descargados. Este capítulo explora los factores relacionados a la estabilidad de la presa de relaves en cuanto conciernen a las condiciones del Perú. Los procedimientos analíticos detallados son discutidos en otras partes (Vick, 1990).

El punto central para comprender los problemas de estabilidad es la apreciación de los tipos de presas de relaves y como éstas han actuado en el pasado.

1. Tipos de Presas de Relaves

En algunas circunstancias puede ser conveniente construir presas de relaves inicialmente en toda su altura. Este puede ser el caso, por ejemplo, para embalses recubiertos interiormente o para arreglos de celdas múltiples previamente discutidos en el Capítulo IV. Otras situaciones pueden requerir que el agua esté en contacto directo con la cara interna de la presa, tal como ocurre cuando las aguas de inundación o el deshielo estacional deben ser almacenados en el embalse, cuando toda una playa de relaves no puede ser alimentada por grifos; o cuando una cobertura de agua se mantiene sobre los relaves para controlar la oxidación y el ARD. Tales presas que no se elevan se conocen como presas de relaves del «tipo de retención de agua». Aún con tan solo un metro de agua estancada en contacto directo con la cara «aguas arriba» de la presa, los relaves en el embalse pueden tener poca influencia sobre las características de la infiltración interna de la estructura (Marr, 1983), requiriendo las mismas características y métodos de diseño que las presas convencionales que retienen únicamente agua.

Sin embargo, con anterioridad se explicó la importancia económica para la operación minera de distribuir los costos del manejo de relaves a través de la vida del proyecto, y se ilustró el valor que tenían a este respecto las celdas de embalse múltiple. Por razones similares, las presas de relaves son usualmente levantadas progresivamente de acuerdo con el incremento en altura de los relaves en el embalse. Las presas de relaves elevadas son de los tres tipos básicos mostradas en la Figura 5.1. Todos ellos comienzan con un dique de arranque construido de tierra o de relleno rocoso y luego son llenados con los relaves descargados, pero sólo hasta allí llegan las semejanzas. El desarrollo de estos tipos de diques revisados inicialmente en la Introducción se explican aquí con mayor detalle.

las presas tipo «aguas arriba» tienen en las fallas ocurridas de las presas de relaves en el pasado.

2. Efectos y Causas de las Fallas en las Presas de Relaves

a) Deslizamiento de los Relaves

Cuando los relaves son liberados a través de una brecha en la presa del embalse, debido a la inestabilidad del talud, rebose, terremotos, o cualquiera otra causa, el resultado, en la mayoría de esos casos, es un «deslizamiento» o «falla de flujo» de los relaves, como el mostrado en la Figura 5.3. En tales caso se libera cerca del 25% del contenido de los embalses pues los relaves saturados asumen su estado original de fluido bajo la influencia de las grandes tensiones inducidas en el depósito por la brecha del dique de contención. Moviéndose como una masa de lodo y desplazándose a velocidades de 15 a 50 kms. por hora, el deslizamiento de los relaves constituye el principal riesgo para la vida y seguridad de estos embalses de relaves. El cuadro 5.1 que se muestra a continuación presenta un resumen de los derrumbes de presas de relaves más conocidos y sus consecuencias.

El primer objetivo del manejo de relaves debe ser la mitigación de los derrumbes de relaves y sus efectos, previniendo las fallas en las presas. El riesgo de vida y de la seguridad también depende de la población expuesta aguas abajo.

Los procedimientos basados en el comportamiento de los deslizamientos observados han sido desarrollados mediante la estimación de la distancia que un deslizamiento de relaves puede eventualmente recorrer en terreno llano o de inclinación moderada (menos de 5 grados) antes de alcanzar el reposo (Lucía, 1981; Lucia, et. al., 1981; Vick, 1991). Sin embargo, los deslizamientos de relaves más destructivos son aquéllos que viajan con muy poco aviso a lo largo de cañones muy inclinados y estrechos. La experiencia muestra que éstos deslizamientos continúan hasta que alcanzan terreno plano o un cuerpo de agua estabilizado, y no hay método exacto o confiable para cuantificar las características de un deslizamiento de relaves bajo estas condiciones.


Los procedimientos basados en el comportamiento de los deslizamientos observados han sido desarrollados mediante la estimación de la distancia que un deslizamiento de relaves puede eventualmente recorrer en terreno llano o de inclinación moderada (menos de 5 grados) antes de alcanzar el reposo (Lucía, 1981; Lucia, et. al., 1981; Vick, 1991). Sin embargo, los deslizamientos de relaves más destructivos son aquéllos que viajan con muy poco aviso a lo largo de cañones muy inclinados y estrechos. La experiencia muestra que éstos deslizamientos continúan hasta que alcanzan terreno plano o un cuerpo de agua estabilizado, y no hay método exacto o confiable para cuantificar las características de un deslizamiento de relaves bajo estas condiciones.


b) Causas de Fallas Durante la Operación


Mucho es lo que se puede aprender del examen de las causas de anteriores fallas en las presas de relaves, y tal estudio ha incluido 106 de estas fallas reportadas en los Estados Unidos y en otros lugares, (USCOLD, 1994). El estudio distingue las presas activas de relaves, o sea aquellas que continuaban recibiendo descargas de relaves desde la concentradora en el momento de la falla, de los embalses inactivos o abandonados. Hubieron 47 fallas documentadas de presas de relaves que operaban activamente con el tipo «aguas arriba» y 23 fallas de represas de relaves combinadas de los tipos «aguas abajo», de «línea central» y de «retención de agua». Las causas de las fallas de las presas en operación en estas dos categorías, son presentadas a continuación.


Para estas presas en operación, es aparente que la contribución relativa de las varias causas de fallas son sustancialmente diferentes entre las presas del tipo «aguas arriba» y los otros tipos. Claramente, los terremotos y la estabilidad del talud o dique son las principales causas en los tipos «aguas arriba», durante el período de operación. Ninguna causa singular predomina para otros tipos, aunque las fallas por infiltración (incluyendo el socavamiento) son de alguna manera más importantes que otras.


Anexo D. Investigaciones geotécnicas de campo

PR-01		DESCRIPCIÓN DE CALICATA		PROYECTO : Calicatas en Playa de Relaves										
CALICATA N° 01				Nro. de PROYECTO :										
		FECHA : 03/03/2014				HORA :								
		UBICACION												
		Progresiva : -		Km: -										
		Norte 8945297		Este: 276848										
		Elevación (m) : -		Dimensión (mxm) : 1.0 x 1.0										
		Observación: Datum Pasad 56, Zona 18L.												
		INGENIERO:												
		TECNICO:												
		Equipo : Manual												
		OPERADOR: -												
		NIVEL FREÁTICO: No presenta												
		Estimación Visual												
PROF. (m)	MUESTRA No.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL (Nombre del Grupo / Símbolo del Grupo): Angulosidad, humedad, estructura, tamaño máximo de la partícula, dureza grava/bolones, resistencia en seco, dilatancia, tenacidad, nombre local, interpretación geológica				% SOBRETAMANO ¹	% GRAYA ²	% ARENA ³	% FINOS ³	COLOR	CONSISTENCIA ¹ O DENSIDAD RELATIVA ⁴	PLASTICIDAD	CEMENTACION ⁵	OTROS TESTS ^{6,7}
0.00	MM01	0.00 - 0.45 m. _ Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.				0	0	75	25	Beige	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear)
0.50	MM02	0.45 - 0.90 m. _ Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.				0	0	75	25	Beige	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear)
1.00	RELAVE													
1.50														
Nota:		¹ Porcentaje > 3 pulgadas. ² Suma de gravas, arenas, y finos = 100% ³ Para suelos de grano fino (arcillosos): muy blando, blando, firme, duro y muy duro.				⁴ Para suelos de grano grueso (sin cohesión): muy suelto, suelto, compacto, denso, muy denso. ⁵ Débil, Moderada, fuerte. ⁶ Perímetro de bolsillo, densidad de agua. ⁷ Estratificado, laminado, sacado, tajado (stickiness), en bloques, lenticular, homogéneo.								

PR-02		DESCRIPCIÓN DE CALICATA	PROYECTO : Calicatas en Playa de Relaves											
CALICATA N° 02			Nro. de PROYECTO :											
			FECHA : 03/03/2014		HORA									
			UBICACION											
			Progresiva : -				Km: -							
			Norte 8945278				Este: 276837							
			Elevación (m) : -				Dimensión (mxm) : 1.0 x 1.0							
			Observación: Datum Pasad 56, Zona 18L.											
			INGENIERO:											
			TECNICO :											
			Equipo : Manual											
			OPERADOR: -											
NIVEL FREÁTICO: No presenta														
Estimación Visual														
PROF. (m)	MUESTRA No.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL (Nombre del Grupo / Símbolo del Grupo). Angulosidad, humedad, estructura, tamaño máximo de la partícula, dureza grava/bolones, resistencia en seco, dilatancia, tenacidad, nombre local, interpretación geológica	% SOBRETAMAS ¹	% GRAYA ²	% ARENA ³	% FINOS ⁴	COLOR	CONSISTENCIA ⁵ O DENSIDAD RELATIVA ⁶	PLASTICIDAD	CEMENTACION ⁷	OTROS TESTS ⁸			
0.00	MM01	0.00 - 0.45 m. Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	80	20	Beige	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear)			
0.50	MM02	0.45 - 0.90 m. Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	80	20	Beige	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear y cono de arena)			
1.00	RELAVE													
1.50														
Notas:			¹ Porcentaje > 3 pulgadas ² Suma de gravas, arenas, y finos = 100% ³ Para suelos de grano fino (cohesivos): muy blando, blando, firme, duro y muy duro.				⁴ Para suelos de grano grueso (sin cohesión): muy suelta, suelta, compacto, duro, muy denso ⁵ Débil, Moderada, fuerte ⁶ Penetrómetro de beldillo, densidad de otro. ⁷ Entrelazado, laminado, fibroso, laminado, laminado (silicificación), en bloques, lenticular, homogéneo.							


PR-03		DESCRIPCIÓN DE CALICATA	PROYECTO : Calicatas en Playa de Relaves									
CALICATA N° 03			Nro. de PROYECTO :									
		CLIENTE :										
		FECHA : 03/03/2014					HORA :					
		UBICACION										
		Progresiva : -					Km: -					
		Norte 8945262					Este: 276827					
		Elevación (m) : -					Dimensión (mxm) : 1.0 x 1.0					
		Observación: Datum Pasad 56, Zona 18L.										
		INGENIERO:										
		TECNICO :										
		Equipo : Mnaual										
OPERADOR: -												
NIVEL FREÁTICO: No presenta												
Estimación Visual												
PROF. (m)	MUESTRA No.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL (Nombre del Grupo / Símbolo del Grupo). Angulosidad, humedad, estructura, tamaño máximo de la partícula, dureza grava/bolones, resistencia en seco, dilatancia, tenacidad, nombre local, interpretación geológica	% SOBRETAMANO ¹	% GRAYA ²	% ARENA ³	% FINOS ⁴	COLOR	CONSISTENCIA ⁵ O DENSIDAD RELATIVA ⁶	PLASTICIDAD	CIMENTACION ⁷	OTROS TESTS ^{6,7}	
0.00	MM01	0.00 - 0.45 m. _ Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	70	30	Beige	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear)	
0.50	MM02	0.45 - 0.90 m. _ Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	75	25	Beige	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear)	
1.00	RELAVE											
1.50												
Nota: <ul style="list-style-type: none"> ¹ Porcentaje > 3 pulgadas. ² Suma de gravas, arenas, y finos = 100% ³ Para suelos de grano fino (arcillosos): muy blando, blando, firme, duro y muy duro. ⁴ Para suelos de grano grueso (sin cohesión): muy suelta, suelta, compacta, densa, muy densa. ⁵ Débil, Moderada, Firme. ⁶ Penetrómetro de bolsillo, densidad in situ. ⁷ Estratificado, laminado, bloqueado, lujado (dilatancia), en bloques, lenticular, homogéneo. 												

PR-04		DESCRIPCIÓN DE CALICATA	PROYECTO : Calicatas en Playa de Relaves								
CALICATA N° 04			Nro. de PROYECTO :								
			CLIENTE :								
			FECHA : 03/03/2014				HORA :				
			UBICACION								
			Progresiva : - Km: -								
			Norte 8945258				Este: 276930				
			Elevación (m) : -				Dimensión (mxm) : 1.0 x 1.0				
			Observación: Datum Pasad 56, Zona 18L								
			INGENIERO:								
			TECNICO:								
			Equipo : Manual								
OPERADOR: -											
NIVEL FREATICO: No presenta											
Estimación Visual											
PROF. (m)	MUESTRA No.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL (Nombre del Grupo / Símbolo del Grupo). Angulosidad, humedad, estructura, tamaño máximo de la partícula, dureza grava/bolones, resistencia en seco, dilatancia, tenacidad, nombre local, interpretación geológica	% SOBRETAMANO ¹	% GRAVA ²	% ARENA ³	% FINOS ³	COLOR	CONSISTENCIA ⁴ O DENSIDAD RELATIVA ⁴	PLASTICIDAD	CEMENTACION ⁵	OTROS TESTES ^{6,7}
0.00	MM01	0.00 - 0.45 m. Arena Relave. Arena fina limosa (SW-SM), sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	80	20	Plomo	Firme	NP	Modéncia	densidad in situ (densímetro nuclear)
0.50	MM02	0.45 - 0.90 m. Arena Relave. Arena fina limosa (SW-SM), sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	75	25	Plomo	Firme	NP	Modéncia	
1.00	RELAVE										
1.50											
Notas:			¹ Porcentaje > 3 pulgadas. ² Base de grava, arena, y fino = 100% ³ Para suelos de grano fino (cohesivos): muy blando, blando, firme, duro y muy duro. ⁴ Para suelos de grano grueso (no cohesivos): muy suavelto, medio, compacto, denso, muy denso. ⁵ Débil, Modéncia, fuerte. ⁶ Porcentaje de hollido, densidad in situ. ⁷ Texturizado, laminado, fríasado, lijado (dilatancia), en bloques, laminado, homogéneo.								

REGISTRO DE EXCAVACION DE CALICATAS - ASTM D 2488-09a											
PR-05		DESCRIPCIÓN DE CALICATA	PROYECTO : Calicatas en Playa de Relaves								
CALICATA N° 05			Nro. de PROYECTO :								
		FECHA : 03/03/2014		HORA :							
		UBICACION									
		Progresiva : -		Km: -							
		Norte 8945234		Este: 276917							
		Elevación (m) : -		Dimensión (m x m) : 1.0 x 1.0							
		Observación: Datum Pasad 56, Zona 18L.									
		INGENIERO:									
		TECNICO :									
		Equipo : Manual									
		OPERADOR: -									
		NIVEL FREÁTICO: No presenta									
		Estimación Visual									
PROF. (m)	MUESTRA No.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL (Nombre del Grupo / Símbolo del Grupo). Angulosidad, humedad, estructura, tamaño máximo de la partícula, dureza grava/bolones, resistencia en seco, dilatancia, tenacidad, nombre local, interpretación geológica	% SOBRETAMANO ¹	% GRAVA ²	% ARENA ³	% FINOS ⁴	COLOR	CONSISTENCIA ⁵ O DENSIDAD RELATIVA ⁶	PLASTICIDAD	CEMENTACION ⁷	OTROS TESTS ^{6,7}
0.00	MM01	0.00 - 0.45 m. _ Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	70	30	Beige	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear)
0.50	MM02	0.45 - 0.90 m. _ Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	70	30	Beige	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear)
1.00	RELAVE										
1.50											

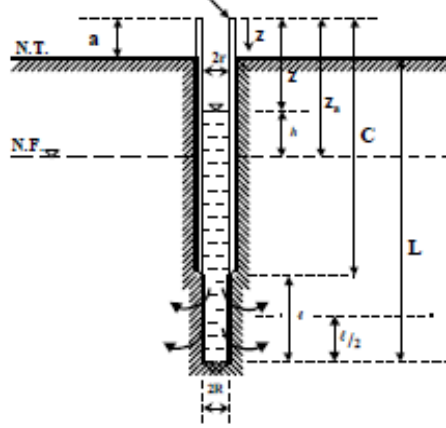
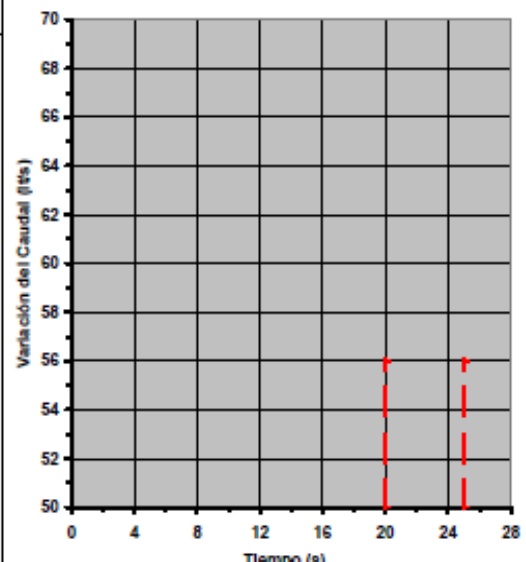
Notas:

- 1 Porcentaje = 3 pulgadas.
- 2 Suma de grava, arena, y fino = 100%.
- 3 Para suelos de grano fino (sobresiva) muy blando, blando, firme, duro y muy duro.
- 4 Para suelos de grano grueso (sin sobresiva): muy molle, molle, compacto, denso, muy denso.
- 5 Débil, Moderada, fuerte.
- 6 Penetrómetro de bolsillo, densidad in situ.
- 7 Estratificado, laminado, fibroso, lejado (plasticidad), en bloques, lenticular, homogéneo.

PR-06		DESCRIPCIÓN DE CALICATA	PROYECTO : Calicatas en Playa de Relaves								
CALICATA N° 06			Nro. de PROYECTO :								
			CLIENTE :								
			FECHA : 03/03/2014				HORA :				
			UBICACIÓN								
			Progresiva : -				Km. : -				
			Norte 8945219				Este: 276908				
			Elevación (m) : -				Dimensión (mm) : 1.0 x 1.0				
			Observación: Datum Pasad 56, Zona 18L.								
			INGENIERO:								
			TECNICO:								
			Equipo : Manual								
OPERADOR: -											
NIVEL FREÁTICO: No presenta											
Estimación Visual											
PROF. (m)	MUESTRA No.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL (Nombre del Grupo / Símbolo del Grupo). Angulosidad, humedad, estructura, tamaño máximo de la partícula, dureza grava/bolones, resistencia en seco, dilatancia, tenacidad, nombre local, interpretación geológica	% SOBRETAMANO ¹	% GRAVA ²	% ARENA ³	% FINOS ⁴	ODOR	CONSISTENCIA ⁵ O DENSIDAD RELATIVA ⁶	PLASTICIDAD	CEMENTACIÓN ⁷	OTROS TESTES ⁸
0.00	MM01	0.00 - 0.45 m. Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	70	30	Pálido	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear)
0.50	MM02	0.45 - 0.90 m. Arena Relave. <i>Arena fina limosa (SW-SM)</i> , sin presencia de grava, arena fina subangulosa, húmeda, estructura homogénea.	0	0	70	30	Beige	Firme	NP	Moderada	densidad in situ (densímetro nuclear y cono de arena)
1.00	RELAVE										
1.50											
Notas:			¹ Porcentaje > 3 pulgadas. ² Raza de grava, arena, y fino = 100% ³ Para suelo de grano fino (cohesivos) muy blando, blando, firme, duro y muy duro. ⁴ Para suelo de grano grueso (no cohesivos) muy blando, blando, compacto, denso, muy denso. ⁵ Dbl-2, Moderada, fuerte. ⁶ Presión de bolsillo, densidad in situ. ⁷ Texturizado, laminado, fibroso, lejado (fidelidad), en bloques, horizontal, homogéneo.								

PROF. (m)	N. F. (m)	ESTRATO	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS DE CAMPO		SIMBOLOGIA GRAFICA	CLASIF. SUCS	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR - SPT						
				H.N. (%)	D.N. (g/cc)				PROF. (m)	Número de Golpes por pie	N	GRAFICA DE N			
31															
32			M-8				SM	Arena limosa arena 68.0% y 32.0% de finos, gris densidad relativa media. condicion de la muestra, húmeda.	32.00 32.45	5, 6, 6	12				
33															
34															
35			s/m					Arena limosa gris a beige densidad relativa densa muy suelta condicion de la muestra, húmeda.	34.50 32.95	2, 2, 3	5				
36															
37															
38			M-09				SM	Arena limosa arena 63.8% y 36.2% de finos, gris claro densidad relativa muy densa. Condicion de la muestra, húmeda	38.00 38.45	11, 30, 20	50				
39															
40															

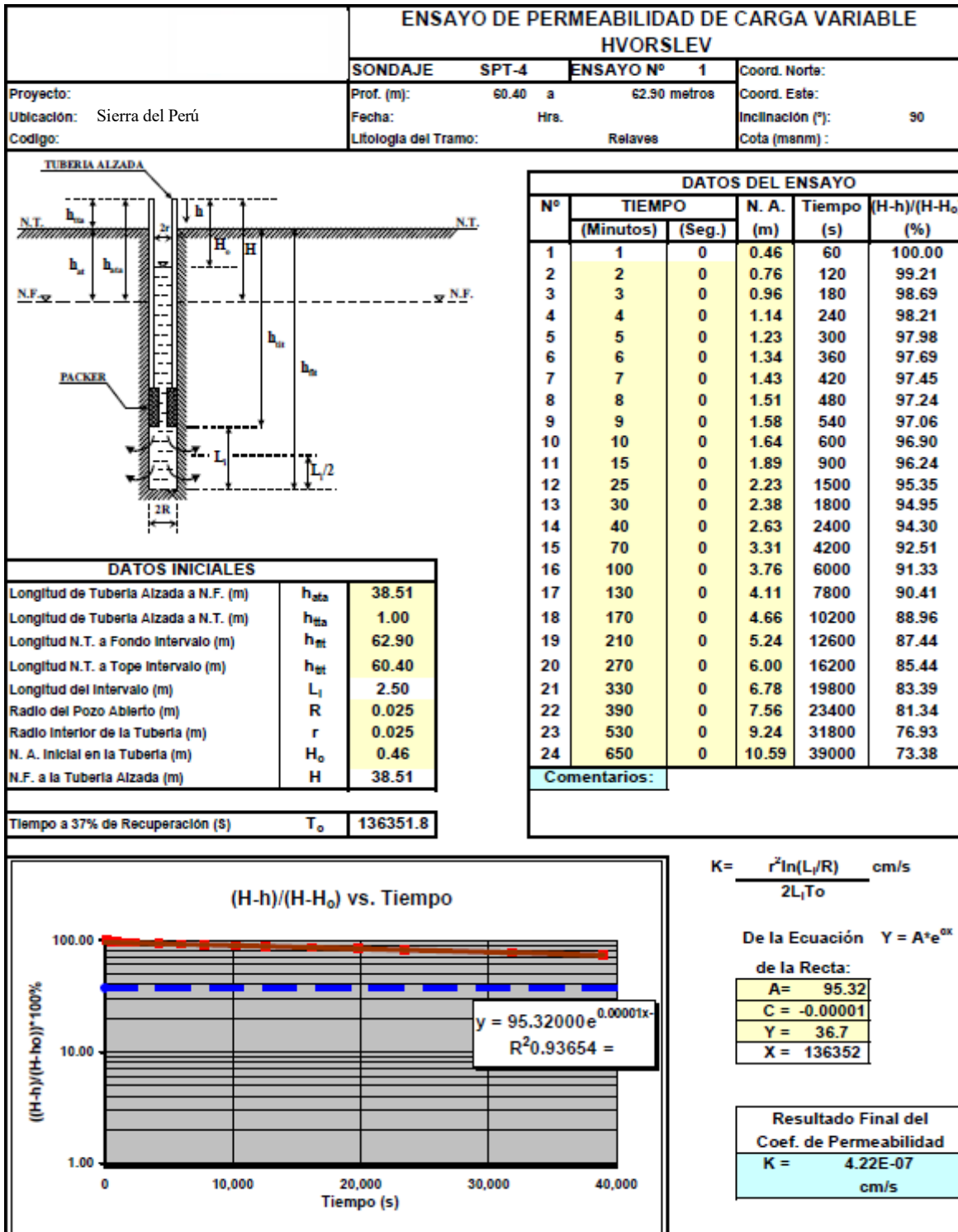
(3-08)

ENSAYO DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC NIVEL CONSTANTE																																					
Proyecto: Ubicación: Sierra del Perú Código: <u>TUBERIA ALZADA</u>	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 20%;">SONDAJE :</td> <td style="width: 20%;">SPT-1</td> <td style="width: 20%;">ENSAYO N°</td> <td style="width: 20%;">1</td> <td style="width: 20%;">Coord. Norte:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Prof. (m):</td> <td>48.73</td> <td>a</td> <td>51.20</td> <td>Coord. Este:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Fecha:</td> <td>4-Jul-05</td> <td>Horario</td> <td>16:30 17:00</td> <td>Inclinación (°):</td> <td>90</td> </tr> <tr> <td>Litología del Tramo:</td> <td colspan="4"></td> <td>Cota (manm):</td> <td></td> </tr> </table>	SONDAJE :	SPT-1	ENSAYO N°	1	Coord. Norte:		Prof. (m):	48.73	a	51.20	Coord. Este:		Fecha:	4-Jul-05	Horario	16:30 17:00	Inclinación (°):	90	Litología del Tramo:					Cota (manm):												
SONDAJE :	SPT-1	ENSAYO N°	1	Coord. Norte:																																	
Prof. (m):	48.73	a	51.20	Coord. Este:																																	
Fecha:	4-Jul-05	Horario	16:30 17:00	Inclinación (°):	90																																
Litología del Tramo:					Cota (manm):																																
																																					
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3">DATOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Dist. Boca del Tubo-Plataforma (m)</td> <td>a</td> <td>0.6</td> </tr> <tr> <td>Profund. Nivel Natural del Agua (m)</td> <td>Z_s</td> <td>26.38</td> </tr> <tr> <td>Longitud Revestida del Sonda (m)</td> <td>C</td> <td>49.13</td> </tr> <tr> <td>Longitud de Perforación (m)</td> <td>L</td> <td>51.2</td> </tr> <tr> <td>Radio Interior de Revestimiento (m)</td> <td>r</td> <td>0.025</td> </tr> <tr> <td>Radio del Bulbo de Ensayo (m)</td> <td>R</td> <td>0.025</td> </tr> <tr> <td>Long. del Bulbo Antes Ensayo (m)</td> <td>l</td> <td>2.47</td> </tr> <tr> <td>Long. del Bulbo Despues Ensayo (m)</td> <td>l'</td> <td>2.47</td> </tr> <tr> <td>Sobrecarga Hidráulica (m)</td> <td>h</td> <td>26.38</td> </tr> <tr> <td>Prof. Inic. Agua en Tubo Revest. (m)</td> <td>Z</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Incremento de Tiempo (min.)</td> <td>delta t</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>		DATOS			Dist. Boca del Tubo-Plataforma (m)	a	0.6	Profund. Nivel Natural del Agua (m)	Z _s	26.38	Longitud Revestida del Sonda (m)	C	49.13	Longitud de Perforación (m)	L	51.2	Radio Interior de Revestimiento (m)	r	0.025	Radio del Bulbo de Ensayo (m)	R	0.025	Long. del Bulbo Antes Ensayo (m)	l	2.47	Long. del Bulbo Despues Ensayo (m)	l'	2.47	Sobrecarga Hidráulica (m)	h	26.38	Prof. Inic. Agua en Tubo Revest. (m)	Z	0	Incremento de Tiempo (min.)	delta t	1
DATOS																																					
Dist. Boca del Tubo-Plataforma (m)	a	0.6																																			
Profund. Nivel Natural del Agua (m)	Z _s	26.38																																			
Longitud Revestida del Sonda (m)	C	49.13																																			
Longitud de Perforación (m)	L	51.2																																			
Radio Interior de Revestimiento (m)	r	0.025																																			
Radio del Bulbo de Ensayo (m)	R	0.025																																			
Long. del Bulbo Antes Ensayo (m)	l	2.47																																			
Long. del Bulbo Despues Ensayo (m)	l'	2.47																																			
Sobrecarga Hidráulica (m)	h	26.38																																			
Prof. Inic. Agua en Tubo Revest. (m)	Z	0																																			
Incremento de Tiempo (min.)	delta t	1																																			
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Coeficiente de Permeabilidad</td> <td style="width: 50%;">2.32E-03 cm/s</td> </tr> </table>		Coeficiente de Permeabilidad	2.32E-03 cm/s																																		
Coeficiente de Permeabilidad	2.32E-03 cm/s																																				
Tipo de Ensayo: LEFRANC - Nivel Constante	REPRESENTACION GRAFICA Variación del Caudal (delta Q) vs. Tiempo (t)																																				
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>t (min)</th> <th>Q (litros)</th> <th>delta Q (litros)</th> <th>t (min)</th> <th>Q (litros)</th> <th>delta Q (litros)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td>0.0</td> <td></td> <td></td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>0.0</td> <td></td> <td></td> <td>0.0</td> </tr> </tbody> </table>	t (min)	Q (litros)	delta Q (litros)	t (min)	Q (litros)	delta Q (litros)			0.0			0.0			0.0			0.0																			
t (min)	Q (litros)	delta Q (litros)	t (min)	Q (litros)	delta Q (litros)																																
		0.0			0.0																																
		0.0			0.0																																
Comentarios:	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">I / R = 0</td> <td style="width: 30%;">K= Q / (2PIRh)</td> <td style="width: 40%;">a</td> </tr> <tr> <td>I / R <= 4</td> <td>K= Q / (2PIRh) * ((1 + (2l/R))^{1/2})</td> <td>b</td> </tr> <tr> <td>I / R > 4</td> <td>K= Q ln (l/r) / (2PIh)</td> <td>c</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">I/R = 98.80</td> <td style="text-align: right;">use: c</td> </tr> <tr> <td>delta Q/delta t = (cte.)</td> <td>124.08 lt/min</td> <td>Q = 2068.000 cm³/s</td> </tr> </table>	I / R = 0	K= Q / (2PIRh)	a	I / R <= 4	K= Q / (2PIRh) * ((1 + (2l/R)) ^{1/2})	b	I / R > 4	K= Q ln (l/r) / (2PIh)	c	I/R = 98.80		use: c	delta Q/delta t = (cte.)	124.08 lt/min	Q = 2068.000 cm ³ /s																					
I / R = 0	K= Q / (2PIRh)	a																																			
I / R <= 4	K= Q / (2PIRh) * ((1 + (2l/R)) ^{1/2})	b																																			
I / R > 4	K= Q ln (l/r) / (2PIh)	c																																			
I/R = 98.80		use: c																																			
delta Q/delta t = (cte.)	124.08 lt/min	Q = 2068.000 cm ³ /s																																			

REGISTRO DE PERFORACIONES SPT 3

Proyecto N°:				Número de Sondaje SPT: SPT - 3															
Nombre del Proyecto: Tailings Deposition Studies				Registrado por:															
Ubicación del Proyecto: Sierra del Perú				Maquina Perforadora: Mach 320															
Fecha: Mayo del 2005				Método de Perforación: Wash Boring															
Altitud (msnm): 4040.129 (plataforma)				Inclinación de la Perforación: 90°															
Coordenada Norte: 8944937.221				Fluido Utilizado: Agua															
Coordenada Este: 276963.197				Diam. de Revestimiento (pulg.): PW, HW, HQ															
Profundidad del N. F. (m): 58.45				Número de Hoja: 1 de 8															
PROF. (m)	PROFUNDIDAD N. F. (m)	ESPESOR DEL ESTRATO	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS DE CAMPO		SIMBOLOGIA GRAFICA	CLASIF. SUCS	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR - SPT										
				H.N. (%)	D.N. (g/cc)				PROF. (m)	Número de Golpes por pie	N	GRAFICA DE N							
1																			
2																			
3			M-1	18.78			SM	arena limosa arena 73% y 27% de finos, gris claro con tonos beige, densidad relativa suelta. condición de la muestra, húmeda.	2.55	4, 5, 5	10								
4		9.00							3.00										
5																			
6			M-2	17.33			SM	arena limosa arena 87% y 13% de finos, gris oscuro tonos beige, densidad relativa media. condición de la muestra, húmeda.	6.00	6, 8, 9	17								
7									6.45										
8																			
9																			
10		2.00	M-3	24.08			SP-SM	Arena pobremente gradada con limos arena 91% y 9% de finos, gris a gris oscuro, densidad relativa media baja.	9.50										
									9.95	3, 5, 7	12								

PROF. (m)	N. F. (m)	ESTRATO	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS DE CAMPO		SIMBOLOGIA GRAFICA	CLASIF. SUCS	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR - SPT								
				H.N. (%)	D.N. (g/cc)				PROF. (m)	Número de Golpes por pie	N	GRAFICA DE N					
												0	10	20	30	40	50
21		3.00	M-6	16.09			ML	limo inorgánico con arena finos 66% y 34% de arena, gris oscuro densidad relativa media. condición de la muestra, húmeda.	20.00	5, 8, 9	17						
									20.45								
22																	
23																	
24			M-7	15.29			SM	arena limosa arena 71% y 29% de finos, gris a beige con tonos amarillentos, densidad relativa densa. condición de la muestra, húmeda.	23.50								
									23.95	9, 14, 21	35						
25	(16-05)																
26																	
27			M-8	17.00			SM	arena limosa arena 56% y 44% de finos, gris a verde amarillento, densidad relativa densa. condición de la muestra, húmeda.	27.00								
									27.45	9, 16, 23	39						
28																	
29																	
30																	



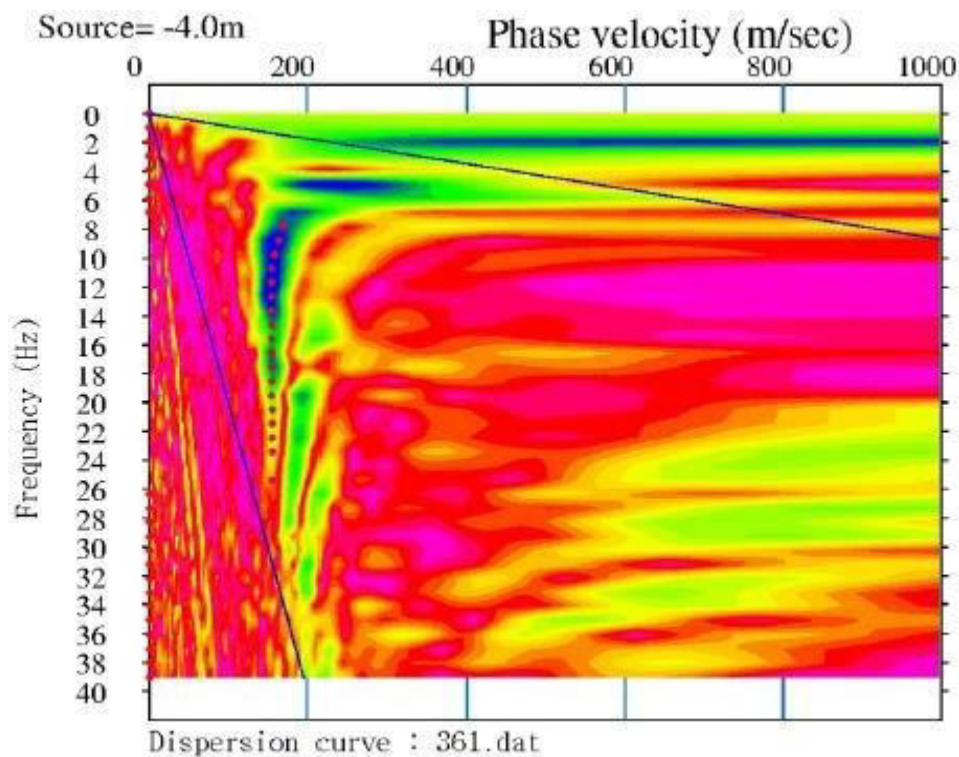


Figura D1. Curva de dispersión MASW activa (puntos rojos) en la ubicación GA14 MASW 01 - Estrato de Relaves

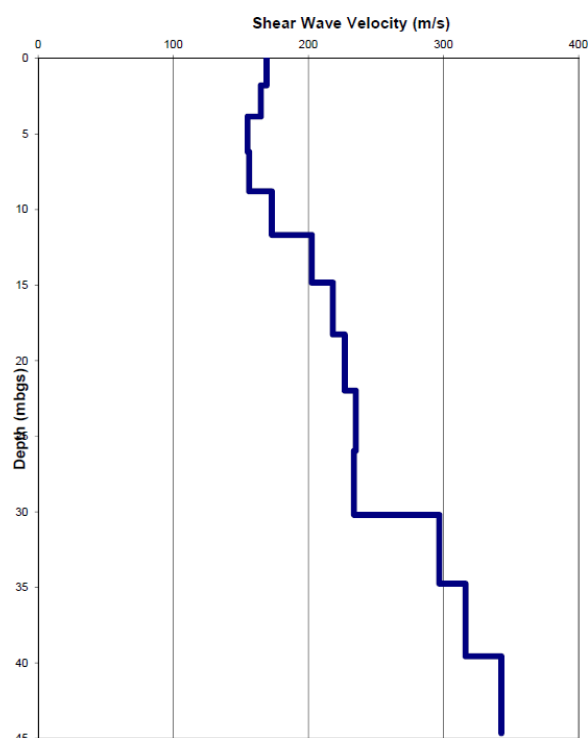


Figura D2. Perfil de profundidad de velocidad de onda de corte modelado por MASW en la ubicación GA14 MASW 01- Estrato de relaves

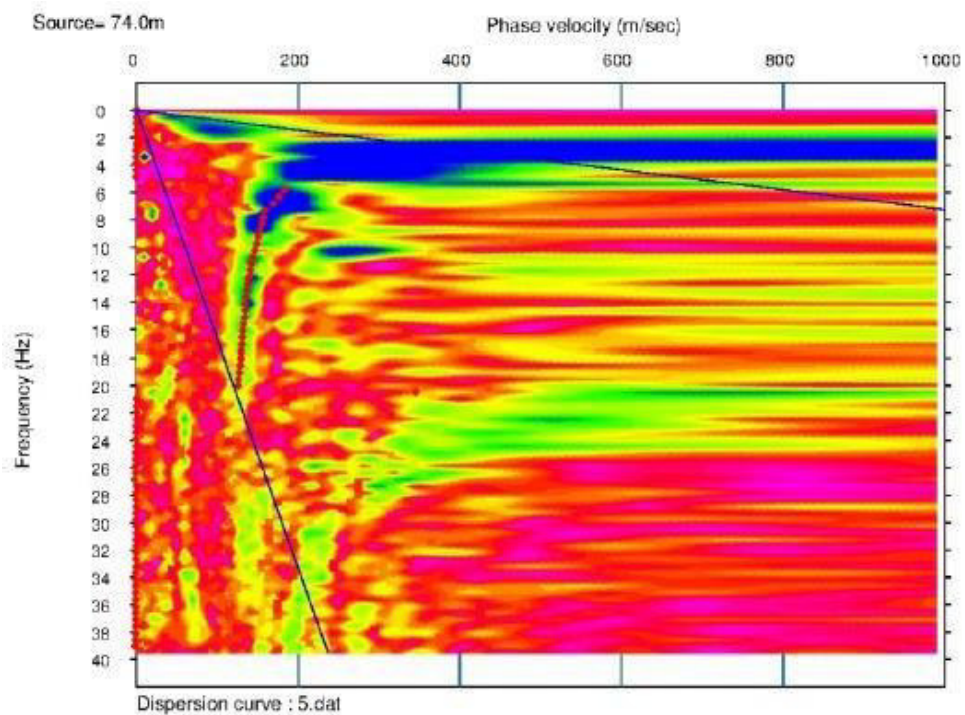


Figura D3. Curva de dispersión MASW activa (puntos rojos) en la ubicación GA14 MASW 02A - Estrato de Relaves

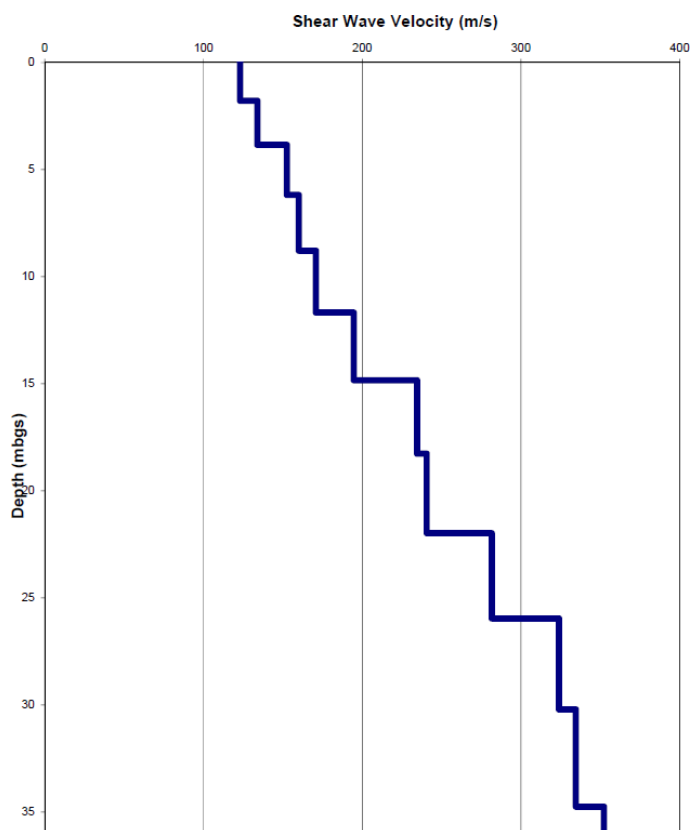


Figura D4. Perfil de profundidad de velocidad de onda de corte modelado por MASW en la ubicación GA14 MASW 02A- Estrato de relaves

GRAINSIZE TEST

PROYECTO : TAILINGS DEPOSITION STUDIES	MUESTRA N° : M - 11
MATERIAL : Relave	FECHA MUESTREO : Jun-05
UBICACION : Presa de relaves SPT-1	FECHA ENSAYO : Jun-05
COTA : _____	MUESTREO POR : _____
COORDENAD: _____	ENSAYADO POR : _____
PROFUNDIDAD 45.00 - 45.45	REVISADO POR : _____

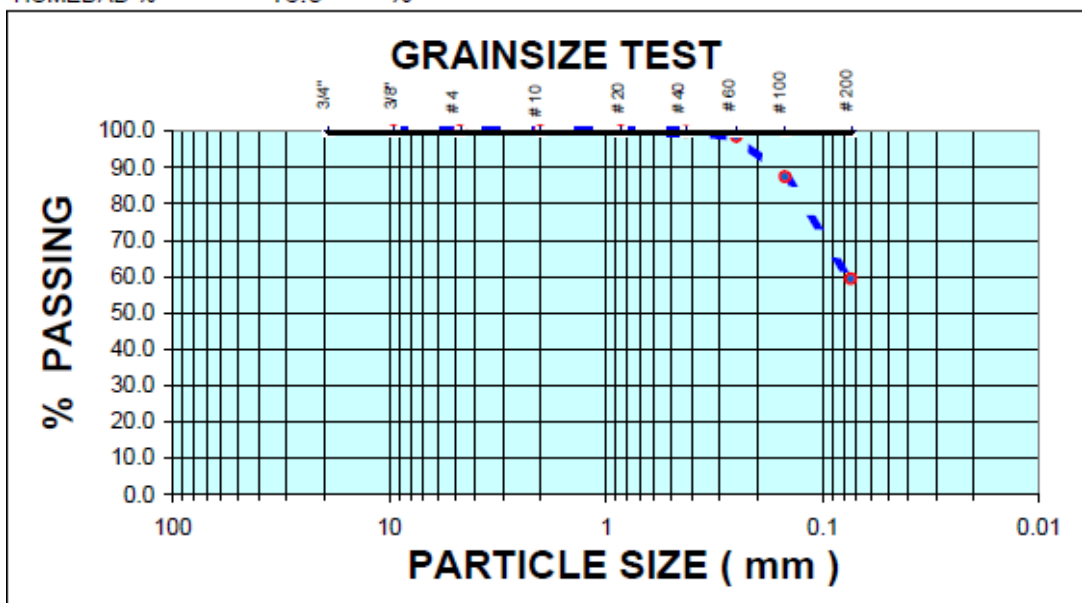
SIEVE	RET. WEIGHT	% RET.	% ACCU..	% PASSING	SPECIFICATION
3/4"					
1/2"					
3/8"	0	0.0	0.0	100.0	
# 4	0	0.0	0.0	100.0	
# 10	0	0.0	0.0	100.0	
#20	0.0	0.0	0.0	100.0	
# 40	0.1	0.1	0.1	99.9	
# 60	1.4	1.4	1.5	98.5	
# 100	11.0	11.0	12.6	87.4	
# 200	28.1	28.1	40.7	59.4	

TOTAL WEIGHT: 100.0 **grs.**

FINE FRACTION :

CLASIFICACION : **ML**

HUMEDAD % 16.9 %



GRAINSIZE TEST

PROYECTO : <u>Tailing study</u>	MUESTRA N° : <u>M - 1</u>
MATERIAL : <u>Relave</u>	FECHA MUESTREO : _____
UBICACION : <u>Presa de relaves SPT-2</u>	FECHA ENSAYO : _____
COTA : _____	MUESTREO POR : _____
COORDENAD: _____	ENSAYADO POR : _____
PROFUNDIDAD <u>2.1 a 2.55 m.</u>	REVISADO POR : _____

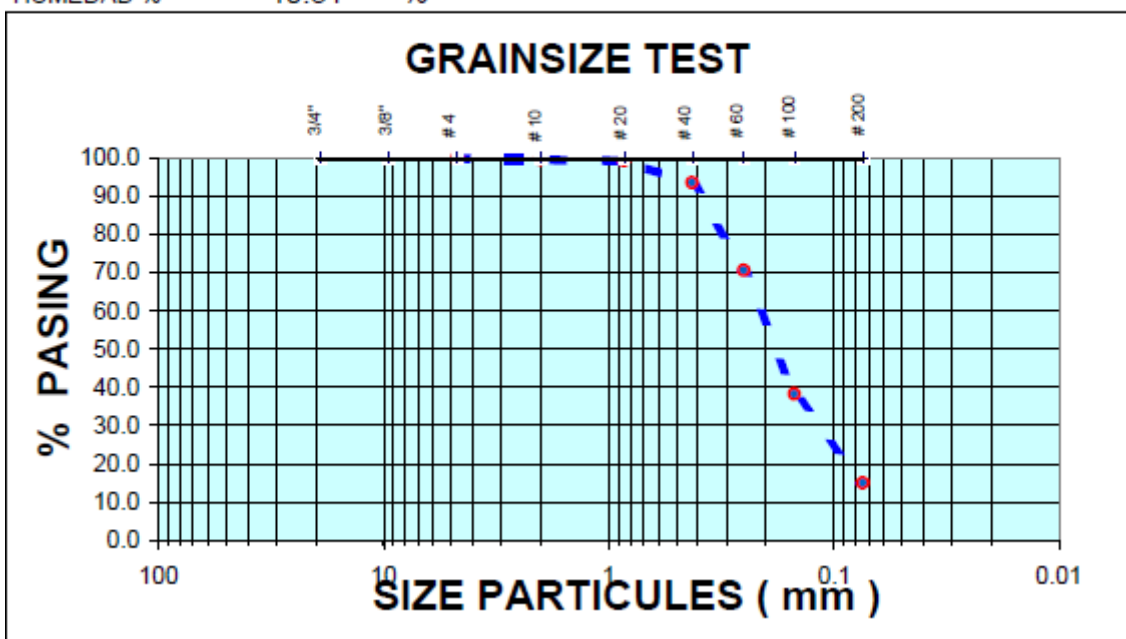
	RET. WEIGHT	% RET.	% ACCU..	% PASSING	SPECIFICATION
3/4"					
1/2"					
3/8"					
# 4	0	0.0	0.0	100.0	
# 10	0.49	0.5	0.5	99.5	
#20	0.3	0.3	0.8	99.3	
# 40	5.8	5.8	6.6	93.4	
# 60	22.9	22.9	29.4	70.6	
# 100	32.3	32.3	61.7	38.3	
# 200	23.3	23.3	85.1	15.0	

TOTAL WEIGHT: 100.0 grs.

FINE FRACTION :

CLASIFICACION : **SM**

HUMEDAD % 10.31 %



GRAINSIZE TEST

PROYECTO : <u>Tailing study</u>	MUESTRA N° : <u>M - 3</u>
MATERIAL : <u>Relave</u>	FECHA MUESTREO : <u>Apr-05</u>
UBICACION : <u>Presas de relaves SPT-2</u>	FECHA ENSAYO : <u>Apr-05</u>
COTA : _____	MUESTREO POR : _____
COORDENAD: _____	ENSAYADO POR : _____
PROFUNDIDAD <u>7.0 a 7.45 m.</u>	REVISADO POR : _____

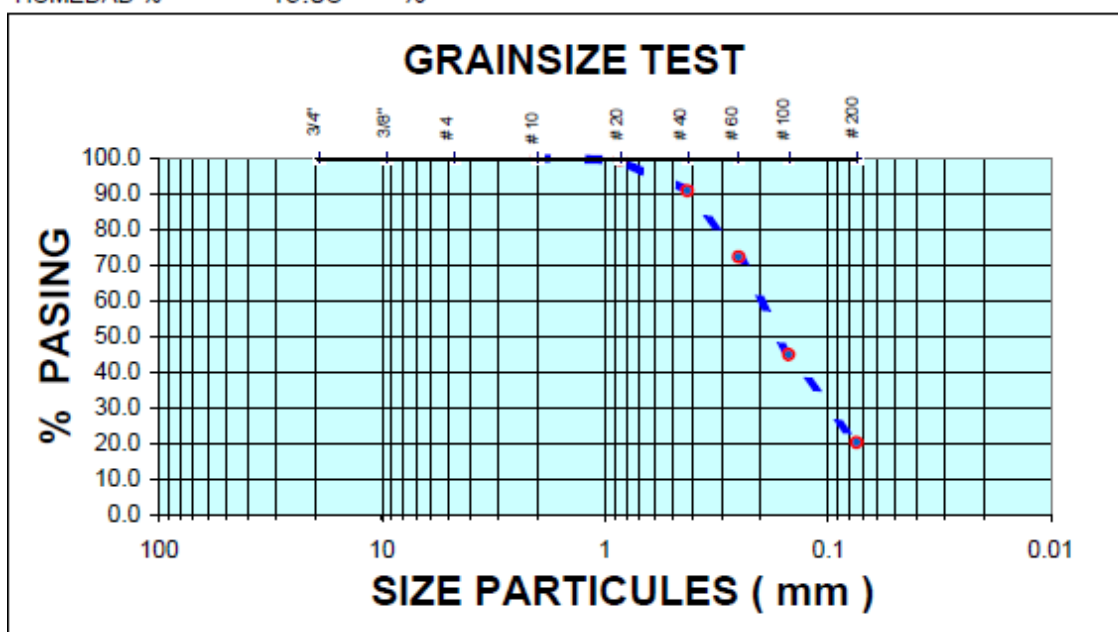
	RET. WEIGHT	% RET.	% ACCU..	% PASSING	SPECIFICATION
3/4"					
1/2"					
3/8"					
# 4					
# 10	0	0.0	0.0	100.0	
#20	0.6	0.6	0.6	99.4	
# 40	8.6	8.6	9.3	90.7	
# 60	18.6	18.6	27.9	72.1	
# 100	27.4	27.4	55.3	44.7	
# 200	24.6	24.6	79.9	20.1	

TOTAL WEIGHT: 100.0 grs.

FINE FRACTION :

CLASIFICACION : **SM**

HUMEDAD % 19.08 %



GRAINSIZE TEST

PROYECTO : <u>Tailing study</u>	MUESTRA N° : <u>M - 7</u>
MATERIAL : <u>Relave</u>	FECHA MUESTREO : <u>Apr-05</u>
UBICACION : <u>Presa de relaves SPT-2</u>	FECHA ENSAYO : <u>Apr-05</u>
COTA : _____	MUESTREO POR : _____
COORDENAD: _____	ENSAYADO POR : _____
PROFUNDIDAD <u>18.15 a 18.60 m.</u>	REVISADO POR : _____

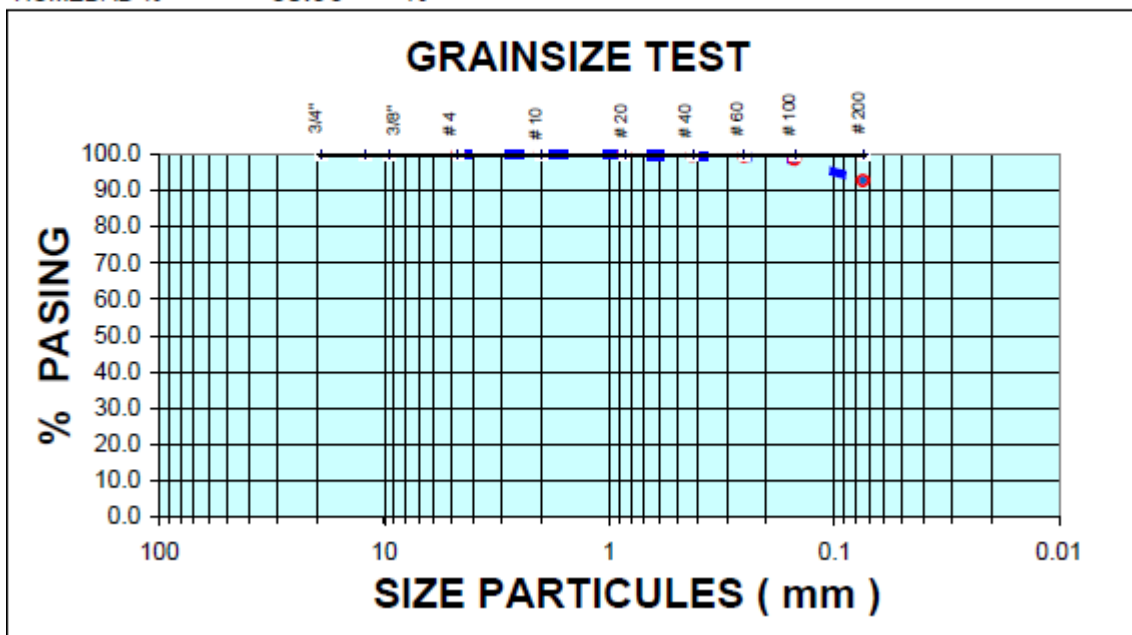
	RET. WEIGHT	% RET.	% ACCU..	% PASSING	SPECIFICATION
3/4"					
1/2"					
3/8"					
# 4	0	0.0	0.0	100.0	
# 10	0	0.0	0.0	100.0	
#20	0.2	0.2	0.2	99.8	
# 40	0.2	0.2	0.4	99.6	
# 60	0.3	0.3	0.7	99.3	
# 100	0.8	0.8	1.5	98.5	
# 200	5.9	5.9	7.4	92.6	

TOTAL WEIGHT: 100.0 grs.

FINE FRACTION :

CLASIFICACION : **ML**

HUMEDAD % 30.96 %



GRAINSIZE TEST

PROYECTO : <u>Tailing study</u>	MUESTRA N° : <u>M - 1</u>
MATERIAL : <u>Relave</u>	FECHA MUESTREO : <u>May-05</u>
UBICACION : <u>Presas de relaves SPT-3</u>	FECHA ENSAYO : <u>May-05</u>
COTA : _____	MUESTREO POR : _____
COORDENAD: _____	ENSAYADO POR : _____
PROFUNDIDAD <u>2.55 - 3.00</u>	REVISADO POR : _____

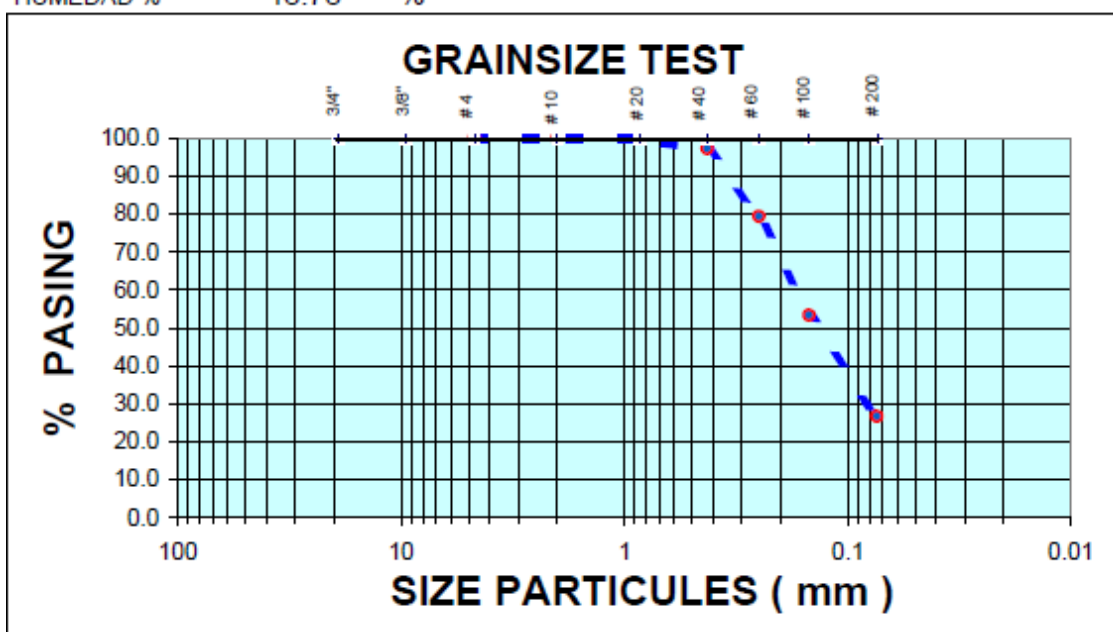
	RET. WEIGHT	% RET.	% ACCU..	% PASSING	SPECIFICATION
3/4"					
1/2"					
3/8"					
# 4	0	0.0	0.0	100.0	
# 10	0	0.0	0.0	100.0	
#20	0.1	0.1	0.1	99.9	
# 40	2.8	2.6	2.7	97.3	
# 60	19.2	17.9	20.7	79.3	
# 100	27.8	26.0	46.7	53.3	
# 200	28.5	26.7	73.3	26.7	

TOTAL WEIGHT: 107.0 grs.

FINE FRACTION :

CLASIFICACION : **SM**

HUMEDAD % 18.78 %



GRAINSIZE TEST

PROYECTO : <u>Tailing study</u>	MUESTRA N° : <u>M - 6</u>
MATERIAL : <u>Relave</u>	FECHA MUESTREO : <u>May-05</u>
UBICACION : <u>Presas de relaves SPT-3</u>	FECHA ENSAYO : <u>May-05</u>
COTA : _____	MUESTREO POR : _____
COORDENAD: _____	ENSAYADO POR : _____
PROFUNDIDAD <u>20.00 - 20.45</u>	REVISADO POR : _____

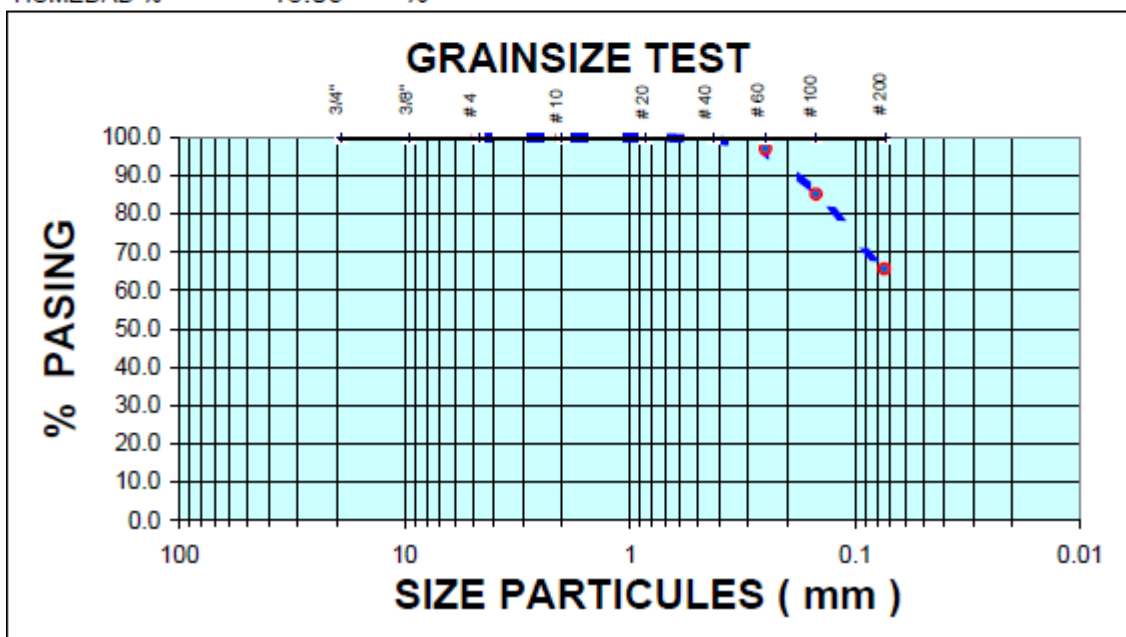
	RET. WEIGHT	% RET.	% ACCU..	% PASSING	SPECIFICATION
3/4"					
1/2"					
3/8"					
# 4	0.0	0.0	0.0	100.0	
# 10	0.0	0.0	0.0	100.0	
#20	0.0	0.0	0.0	100.0	
# 40	0.3	0.2	0.2	99.8	
# 60	3.7	2.7	3.0	97.0	
# 100	15.8	11.9	14.8	85.2	
# 200	26.2	19.6	34.4	65.6	

TOTAL WEIGHT: 133.6 grs.

FINE FRACTION :

CLASIFICACION : **ML**

HUMEDAD % 16.09 %



GRAINSIZE TEST

PROYECTO : <u>TAILINGS DEPOSITION STUDIES</u>	MUESTRA N° : <u>M - 15</u>
MATERIAL : <u>Relave</u>	FECHA MUESTREO : <u>May-05</u>
UBICACION : <u>Presas de relaves SPT-4</u>	FECHA ENSAYO : <u>May-05</u>
COTA : _____	MUESTREO POR : _____
COORDENADA: _____	ENSAYADO POR : _____
PROFUNDIDAD <u>54.00 - 54.45</u>	REVISADO POR : _____

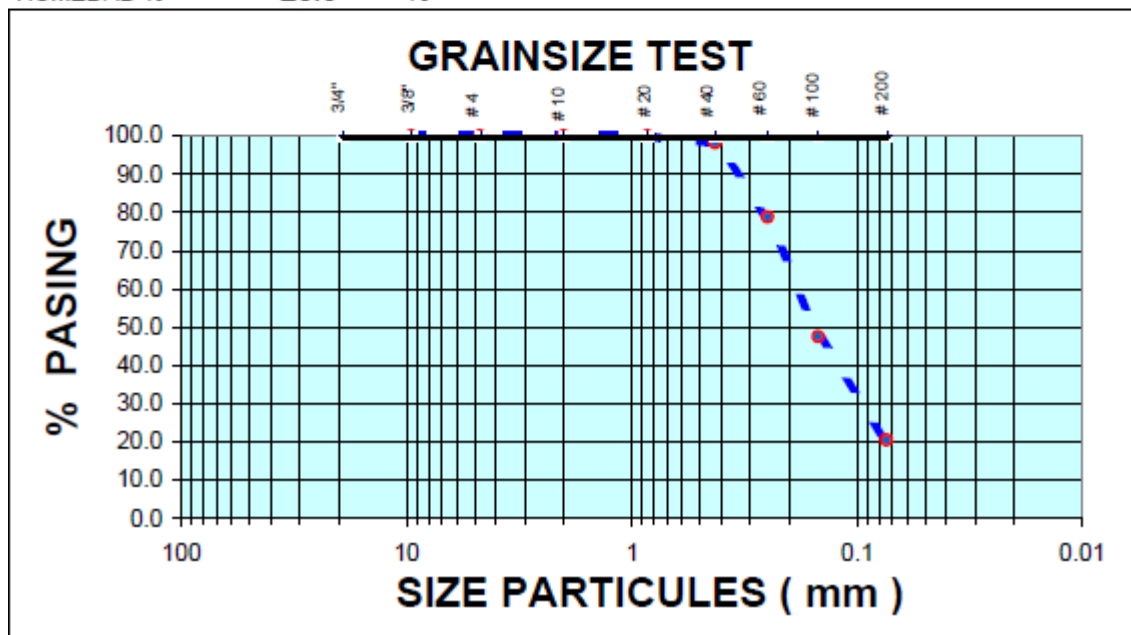
	RET. WEIGHT	% RET.	% ACCU..	% PASSING	SPECIFICATION
3/4"					
1/2"					
3/8"	0	0.0	0.0	100.0	
# 4	0	0.0	0.0	100.0	
# 10	0	0.0	0.0	100.0	
#20	0.1	0.1	0.1	99.9	
# 40	1.8	1.8	1.9	98.1	
# 60	19.4	19.4	21.2	78.8	
# 100	31.3	31.3	52.5	47.5	
# 200	27.0	27.0	79.5	20.5	

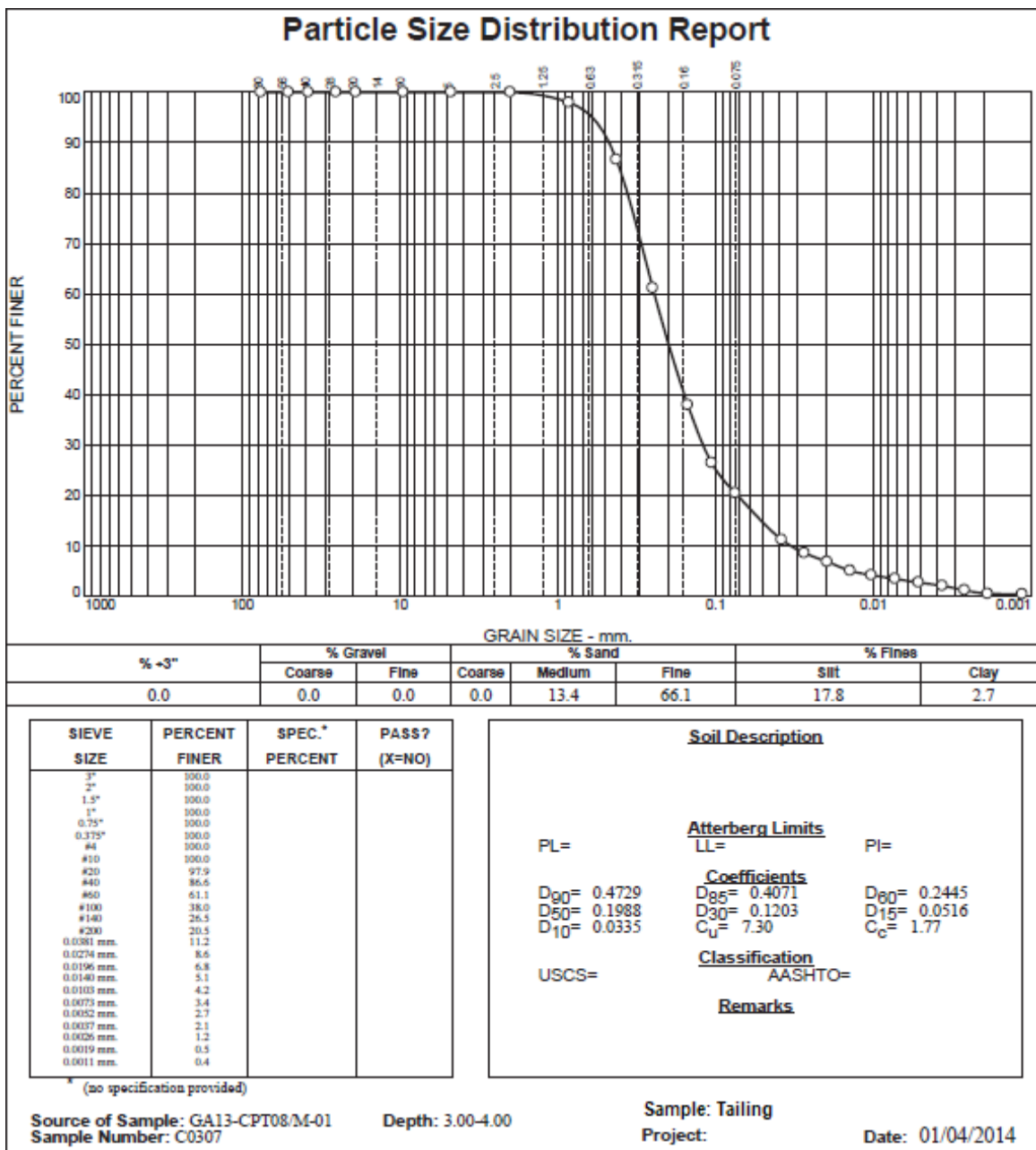
TOTAL WEIGHT: 100.0 grs.

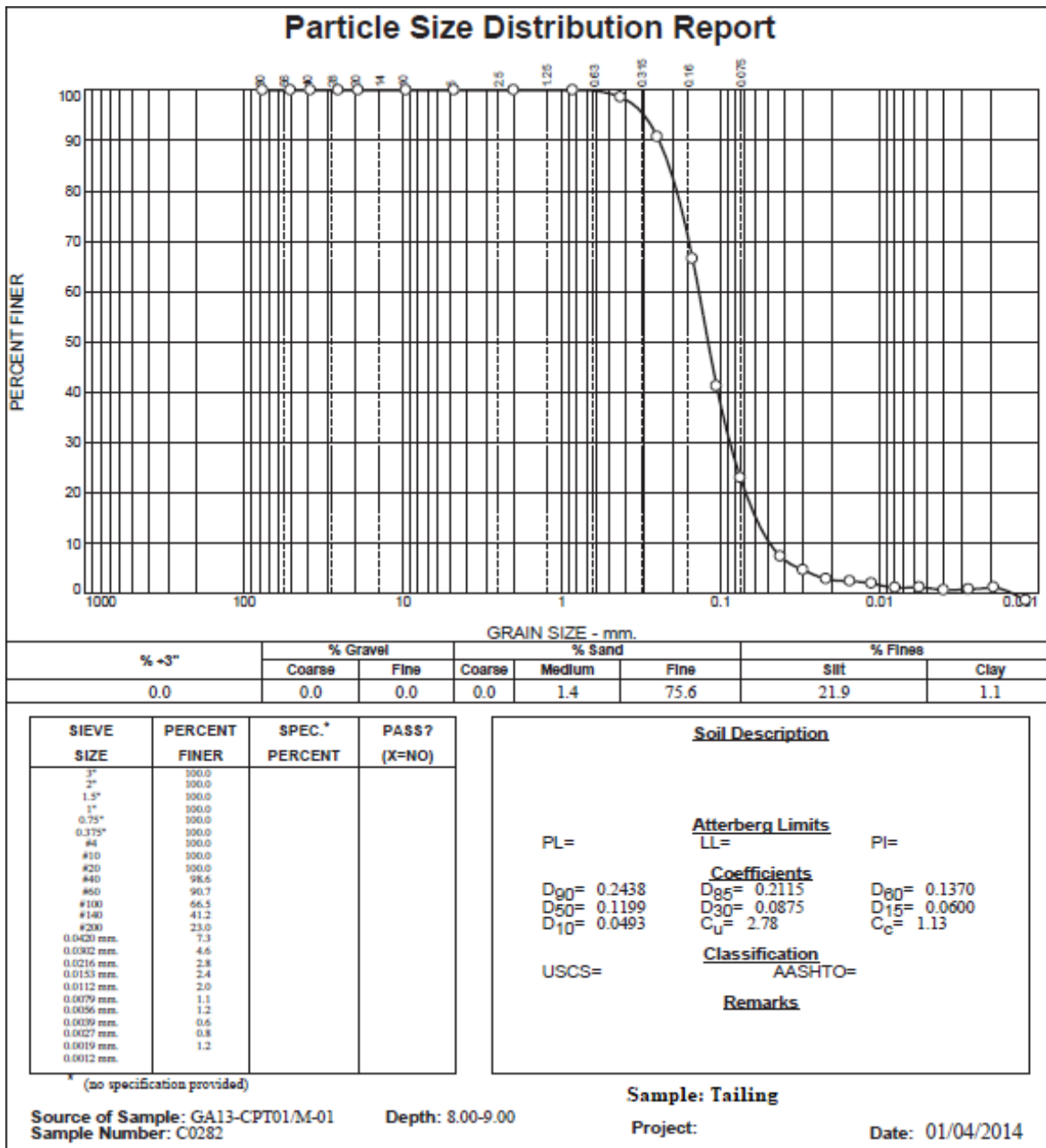
FINE FRACTION :

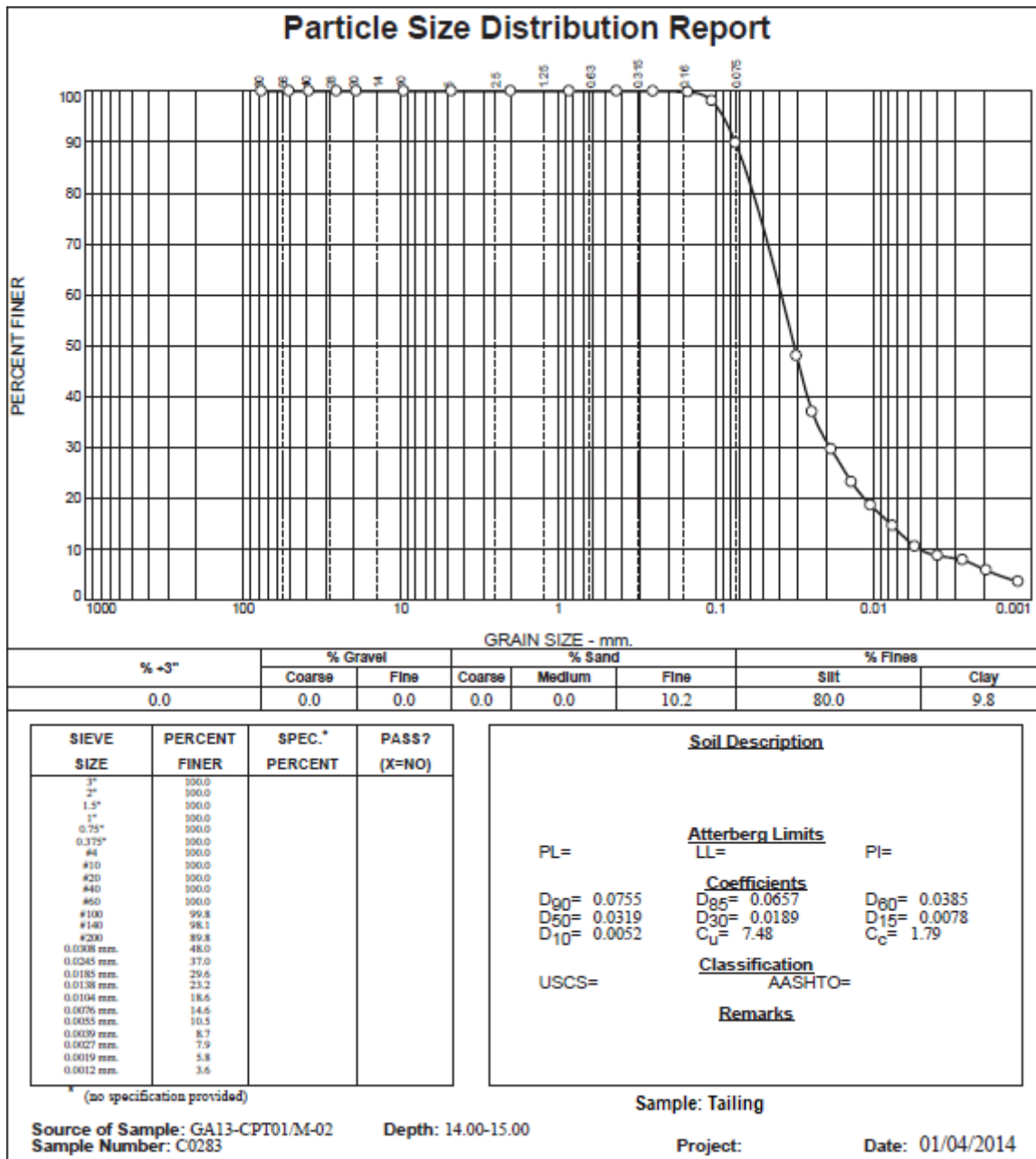
CLASIFICACION : **SM**

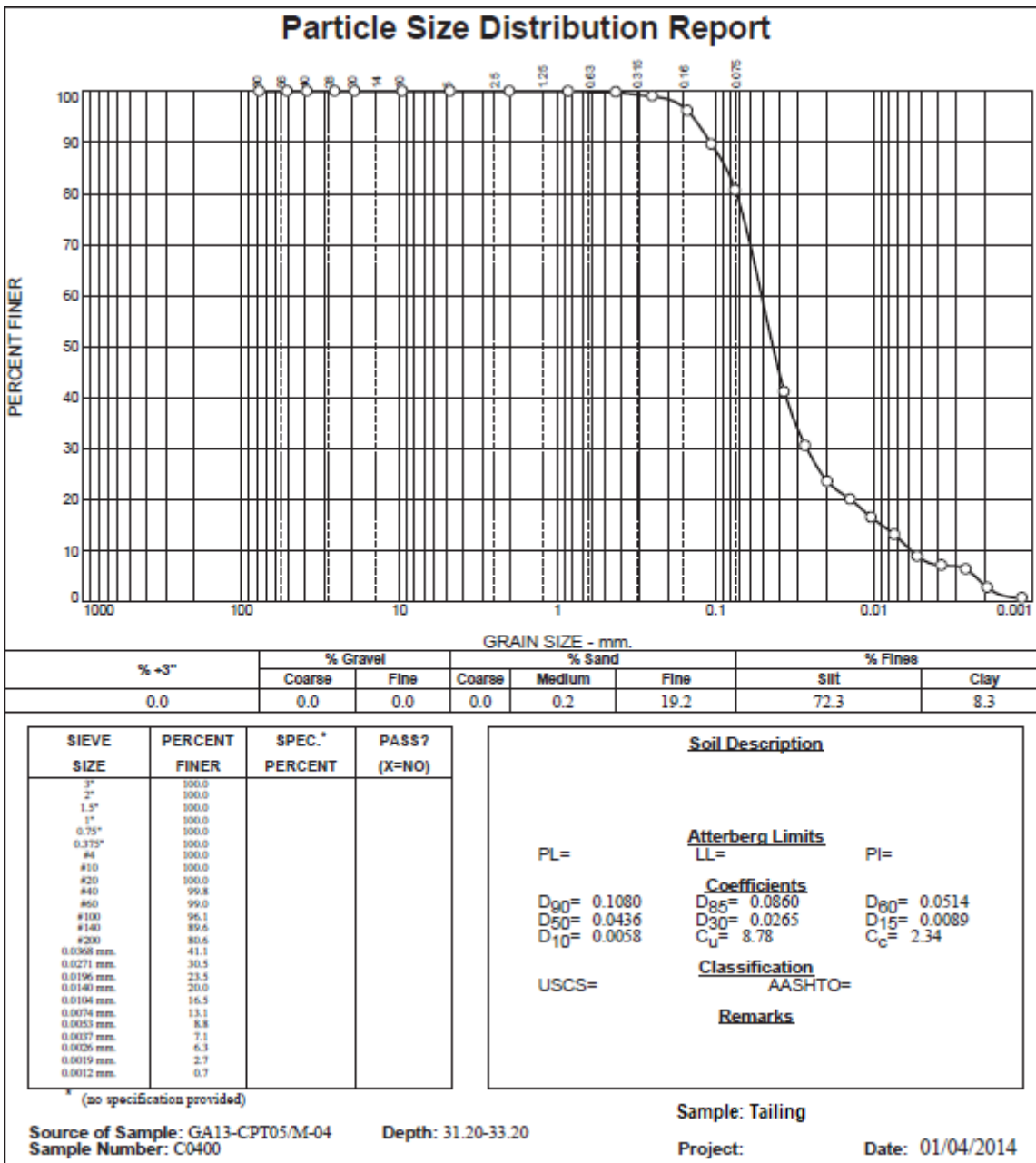
HUMEDAD % 23.9 %











CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

Proyecto : /	N° Solicitud : /
N° Proyecto : /	Solicitante : /
Ubicación : Sierra del Perú	Fecha : 15/08/2013

Id_Lab. : B1222-4	Estado : Remoldeado
Sondaje : R-01	SUCS : ML
Muestra : R-03	Límites : L.L. = NP ; L.P. = NP ; I.P. = NP
Prof. (m) : 0.40	Grav. Sólidos : 3.675

Espécimen 01

Esfuerzo normal (kPa) : 98.1 Veloc. de corte (%/min) : 0.11	Aplicación de la carga normal			Aplicación del esfuerzo de corte			
	Tiempo (min)	Deform. V. (mm)	D. Seca (g/cm ³)	Desplaz. H. (mm)	Deform. V. (mm)	Esf. Corte (kPa)	D. Seca (g/cm ³)
Datos iniciales del espécimen Diámetro (cm) : 6.35 Altura (cm) : 2.54 Humedad (%) : 16.4 Relación de vacíos : 0.747 Saturación (%) : 80.5	0.00	0.000	2.104	0.00	0.09	0.00	2.112
	2.13	0.046	2.108	0.03	0.17	0.00	2.118
	4.27	0.054	2.108	0.06	0.17	0.03	2.118
	6.40	0.054	2.108	0.13	0.17	0.01	2.118
	8.53	0.081	2.109	0.22	0.17	8.18	2.118
	12.80	0.081	2.109	0.32	0.17	15.01	2.118
	17.06	0.088	2.109	0.48	0.18	24.79	2.119
	21.33	0.088	2.109	0.64	0.19	32.80	2.119
	25.59	0.088	2.109	0.79	0.19	39.37	2.119
	29.86	0.088	2.109	0.95	0.19	45.11	2.120
Datos finales del espécimen Altura (cm) : 2.54 Humedad (%) : 16.6 Relación de vacíos : 0.745 Saturación (%) : 81.7	34.12	0.070	2.110	1.11	0.19	49.83	2.120
	38.39	0.070	2.110	1.27	0.18	54.63	2.119
	42.65	0.070	2.110	1.59	0.18	60.80	2.118
	51.18	0.070	2.110	1.91	0.16	65.80	2.117
	59.71	0.070	2.110	2.22	0.11	69.57	2.113
	68.24	0.075	2.110	2.54	0.07	72.65	2.110
	76.77	0.075	2.110	2.86	0.06	74.32	2.108
	85.31	0.075	2.110	3.18	0.02	74.99	2.105
	95.97	0.075	2.110	3.81	-0.06	74.64	2.099
	106.63	0.075	2.110	4.45	-0.09	73.86	2.096
117.30	0.075	2.110	5.08	-0.11	68.93	2.094	
127.96	0.080	2.110	5.72	-0.11	63.22	2.095	
149.28	0.080	2.110	6.35	-0.10	64.61	2.096	
170.61	0.080	2.110	7.62	-0.09	65.32	2.097	
191.94	0.086	2.111	8.89	-0.07	67.35	2.098	
213.26	0.086	2.111	10.16	-0.06	68.81	2.099	
234.59	0.086	2.111	11.43	-0.06	69.42	2.099	
255.92	0.093	2.112	12.70	-0.05	68.72	2.099	

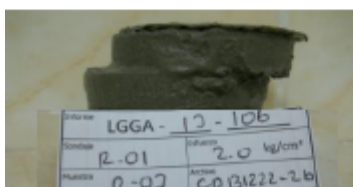


Observaciones :-

- Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.
- Muestra remoldeada a la densidad seca de 2.105 g/cm³ y 16.3 % de humedad, datos obtenidos del ensayo de consolidación (18.3 %) a la carga aplicada de 230 kPa. Ensayo realizado de acuerdo a indicaciones del solicitante.

Espécimen 02

Esfuerzo normal (kPa) : 196.0 Veloc. de corte (%/min) : 0.11
Datos iniciales del espécimen Diámetro (cm) : 6.35 Altura (cm) : 2.54 Humedad (%) : 16.3 Relación de vacíos : 0.746 Saturación (%) : 80.4
Datos finales del espécimen Altura (cm) : 2.53 Humedad (%) : 16.5 Relación de vacíos : 0.737 Saturación (%) : 82.3



Aplicación de la carga normal			Aplicación del esfuerzo de corte			
Tiempo (min)	Deform. V. (mm)	D. Seca (g/cm³)	Desplaz. H. (mm)	Deform. V. (mm)	Esf. Corte (kPa)	D. Seca (g/cm³)
0.00	0.000	2.105	0.00	0.15	0.00	2.117
3.00	0.036	2.108	0.03	0.15	1.41	2.117
6.00	0.040	2.108	0.06	0.15	11.65	2.117
9.00	0.045	2.109	0.13	0.16	21.93	2.118
12.00	0.045	2.109	0.22	0.17	35.80	2.119
18.00	0.053	2.109	0.32	0.18	45.44	2.120
24.00	0.053	2.109	0.48	0.19	61.92	2.120
30.00	0.053	2.109	0.63	0.20	75.66	2.122
36.00	0.058	2.110	0.79	0.22	87.61	2.123
42.00	0.058	2.110	0.95	0.22	97.22	2.123
48.00	0.058	2.110	1.11	0.22	103.80	2.124
54.00	0.058	2.110	1.27	0.22	113.45	2.124
60.00	0.058	2.110	1.59	0.22	127.70	2.124
72.00	0.073	2.111	1.90	0.21	139.30	2.123
84.00	0.073	2.111	2.22	0.18	149.66	2.120
96.00	0.073	2.111	2.54	0.16	155.76	2.118
108.00	0.073	2.111	2.85	0.14	160.31	2.116
120.01	0.073	2.111	3.17	0.11	163.06	2.114
135.01	0.092	2.113	3.81	0.04	164.11	2.108
150.01	0.092	2.113	4.44	0.01	160.98	2.106
165.01	0.092	2.113	5.08	-0.04	152.38	2.101
180.01	0.092	2.113	5.71	-0.05	143.98	2.101
210.01	0.100	2.113	6.34	-0.05	144.12	2.101
240.01	0.100	2.113	7.61	-0.04	145.35	2.102
270.01	0.107	2.114	8.88	-0.01	145.86	2.104
300.01	0.107	2.114	10.15	0.01	144.60	2.106
330.02	0.112	2.114	11.42	0.02	144.65	2.107
380.02	0.116	2.115	12.69	0.04	145.65	2.108

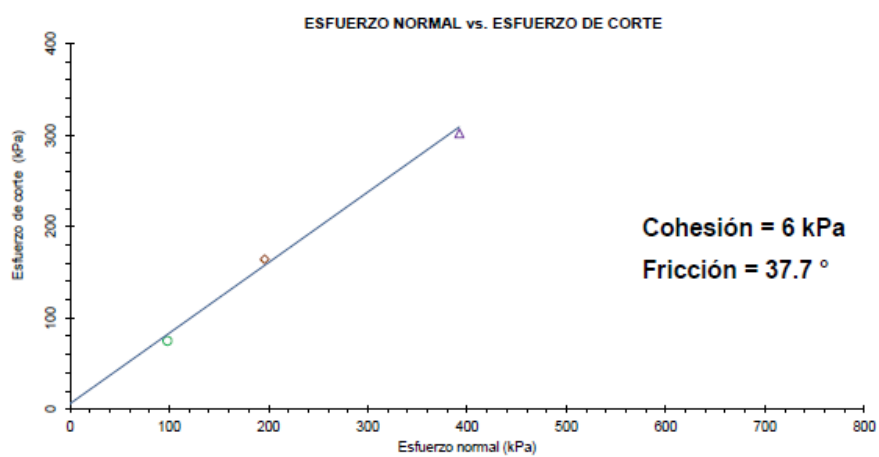
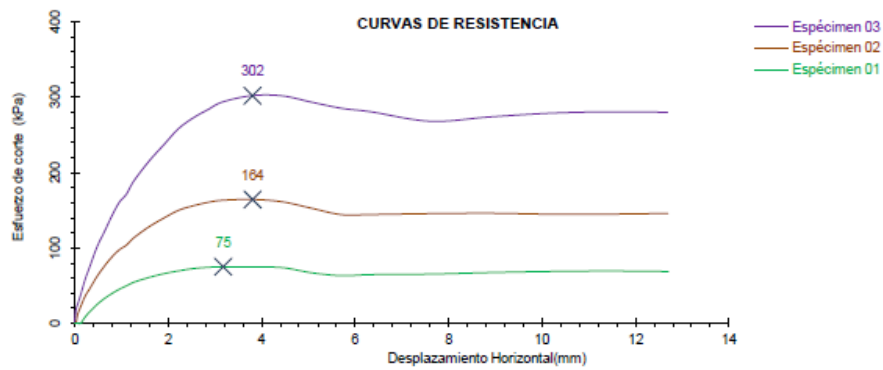
Espécimen 03

Esfuerzo normal (kPa) : 392.2 Veloc. de corte (%/min) : 0.11
Datos iniciales del espécimen Diámetro (cm) : 6.35 Altura (cm) : 2.54 Humedad (%) : 16.3 Relación de vacíos : 0.746 Saturación (%) : 80.3
Datos finales del espécimen Altura (cm) : 2.52 Humedad (%) : 16.4 Relación de vacíos : 0.734 Saturación (%) : 82.1



Aplicación de la carga normal			Aplicación del esfuerzo de corte			
Tiempo (min)	Deform. V. (mm)	D. Seca (g/cm³)	Desplaz. H. (mm)	Deform. V. (mm)	Esf. Corte (kPa)	D. Seca (g/cm³)
0.00	0.000	2.105	0.00	0.14	0.00	2.117
7.00	0.049	2.109	0.03	0.14	19.33	2.117
14.00	0.060	2.110	0.06	0.14	25.14	2.117
21.00	0.067	2.111	0.13	0.15	37.51	2.118
28.00	0.067	2.111	0.22	0.16	57.91	2.119
42.00	0.080	2.112	0.32	0.17	74.08	2.119
56.00	0.080	2.112	0.48	0.17	100.83	2.120
70.00	0.096	2.113	0.63	0.19	121.22	2.121
84.00	0.096	2.113	0.79	0.20	141.91	2.122
98.00	0.096	2.113	0.95	0.21	160.11	2.123
112.00	0.096	2.113	1.11	0.21	171.48	2.123
126.00	0.106	2.114	1.27	0.22	188.94	2.124
140.00	0.106	2.114	1.59	0.22	214.58	2.124
168.00	0.106	2.114	1.90	0.22	236.38	2.124
196.00	0.107	2.114	2.22	0.22	257.90	2.124
224.00	0.107	2.114	2.54	0.21	272.35	2.123
252.00	0.109	2.114	2.85	0.20	283.40	2.122
280.01	0.109	2.114	3.17	0.18	293.59	2.121
315.01	0.112	2.115	3.81	0.14	301.91	2.117
350.01	0.112	2.115	4.44	0.10	301.56	2.114
385.01	0.113	2.115	5.07	0.07	293.12	2.111
420.01	0.113	2.115	5.71	0.06	285.07	2.110
490.01	0.115	2.115	6.34	0.05	280.37	2.110
560.01	0.115	2.115	7.61	0.06	267.85	2.110
630.01	0.115	2.115	8.88	0.08	273.59	2.112
700.01	0.116	2.115	10.15	0.09	278.48	2.113
770.02	0.117	2.115	11.42	0.10	280.39	2.114
840.02	0.117	2.115	12.68	0.11	279.83	2.115

Gráficos de evaluación



Comentarios:

Se evaluó al máximo esfuerzo desviador según Norma ASTM D-3080.

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) (ASTM D4767-00)			
Proyecto :		Nº Informe :	
Solicitante :		Nº Proyecto :	
Ubicación : Sierra del Perú		Sondaje :	CT-08
Fecha : 15.12.2014		Muestra :	M-1
Nº Solicitud :		Prof. (m) :	0.00-2.60

Clasificación SUCS:	GC	LL: 31	LP: 17	IP: 14
Observaciones: Remoideado al 95% MDS, 1.907 g/cm ³ y 11.6 % de hum.(MDS 2.007 g/cm ³ , OCH 11.6%), según solicitud del cliente. Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia. Los parámetros finalmente adoptados en los diseños geotécnicos serán de responsabilidad del diseñador.				

ESPECIMEN 1	
Parámetro B:	0.97

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN								
Presión de Celda: 867 kPa				Contrapresión: 682 kPa				
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_v): 205 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Especifica Promedio
INICIAL	20.32	10.16	81.07	10.9	1.945	0.402	73.9	2.728
FINAL	20.20	10.10	80.08	13.2	2.006	0.360	100.0	
Nota: La altura y diámetro Iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.								

ETAPA DE CORTE									
Razón de Deformación (%/min): 0.050				Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)					
Deformación Axial en la Falla (%): 15.5				σ_v	σ'_v	σ_h	σ'_h		
Criterios de Falla:				Esfuerzo Dev. Máximo		333	164	205	35
Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.									
Deformación (%)	Esf. Dev.	P. Poros	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	qp'	Oblicuidad (σ'_h/σ'_v)	
0.00	1.90	0.00	204.61	206.51	205.56	0.95	0.00	1.01	
0.05	2.63	0.06	204.55	207.18	205.86	1.31	0.01	1.01	
0.13	27.24	6.11	198.50	225.75	212.12	13.62	0.06	1.14	
0.23	67.64	42.30	162.31	229.96	196.14	33.82	0.17	1.42	
0.36	86.84	74.34	130.27	217.11	173.69	43.42	0.25	1.67	
0.50	98.56	95.53	109.08	207.54	158.36	49.28	0.31	1.90	
0.76	108.82	117.45	87.16	195.98	141.57	54.41	0.38	2.25	
1.01	113.15	130.11	74.50	187.66	131.08	56.58	0.43	2.52	
1.21	114.19	136.83	67.78	181.97	124.87	57.10	0.46	2.68	
1.51	115.29	143.69	60.92	175.21	118.57	57.64	0.49	2.89	
1.71	115.49	146.99	57.62	173.11	115.36	57.75	0.50	3.00	
2.02	114.64	150.64	53.97	168.60	111.29	57.32	0.52	3.12	
2.52	114.67	154.82	49.79	164.46	107.12	57.33	0.54	3.30	
3.02	113.98	157.44	47.17	161.16	104.16	56.99	0.55	3.42	
3.53	113.94	159.11	45.50	159.44	102.47	56.97	0.56	3.50	
4.03	114.37	160.12	44.49	158.86	101.68	57.18	0.56	3.57	
4.54	115.02	160.75	43.86	158.88	101.37	57.51	0.57	3.62	
5.04	115.21	161.13	43.48	158.69	101.09	57.61	0.57	3.65	
6.05	116.89	171.20	33.41	150.30	91.86	58.45	0.64	4.50	
7.05	117.82	171.16	33.45	151.27	92.36	58.91	0.64	4.52	
8.06	119.08	171.75	32.86	151.94	92.40	59.54	0.64	4.62	
9.06	120.25	171.94	32.67	152.92	92.79	60.13	0.65	4.68	
10.07	122.22	171.80	32.81	155.04	93.92	61.11	0.65	4.72	
11.08	123.10	171.69	32.92	156.02	94.47	61.55	0.65	4.74	
12.08	124.16	171.38	33.23	157.39	95.31	62.08	0.65	4.74	
13.09	125.58	171.24	33.37	158.95	96.16	62.79	0.65	4.76	
14.10	126.52	170.00	34.61	161.14	97.88	63.26	0.65	4.66	
15.10	128.19	169.56	35.05	163.24	98.14	64.09	0.65	4.66	

ESPECIMEN 2	
Parámetro B:	0.97

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN								
Presión de Celda: 981 kPa				Contrapresión: 477 kPa				
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 505 kPa				i_{50} :				
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Específica Promedio
INICIAL	20.32	10.16	81.07	10.8	1.947	0.401	73.2	2.728
FINAL	19.93	9.96	77.90	11.3	2.086	0.308	100.0	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

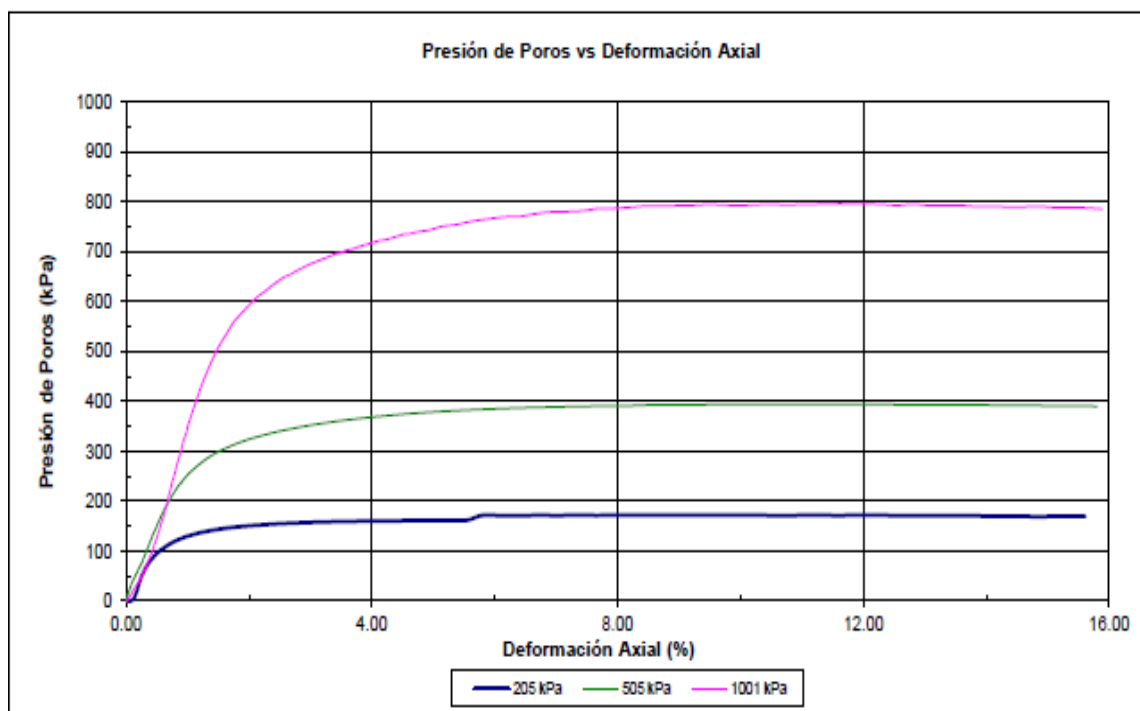
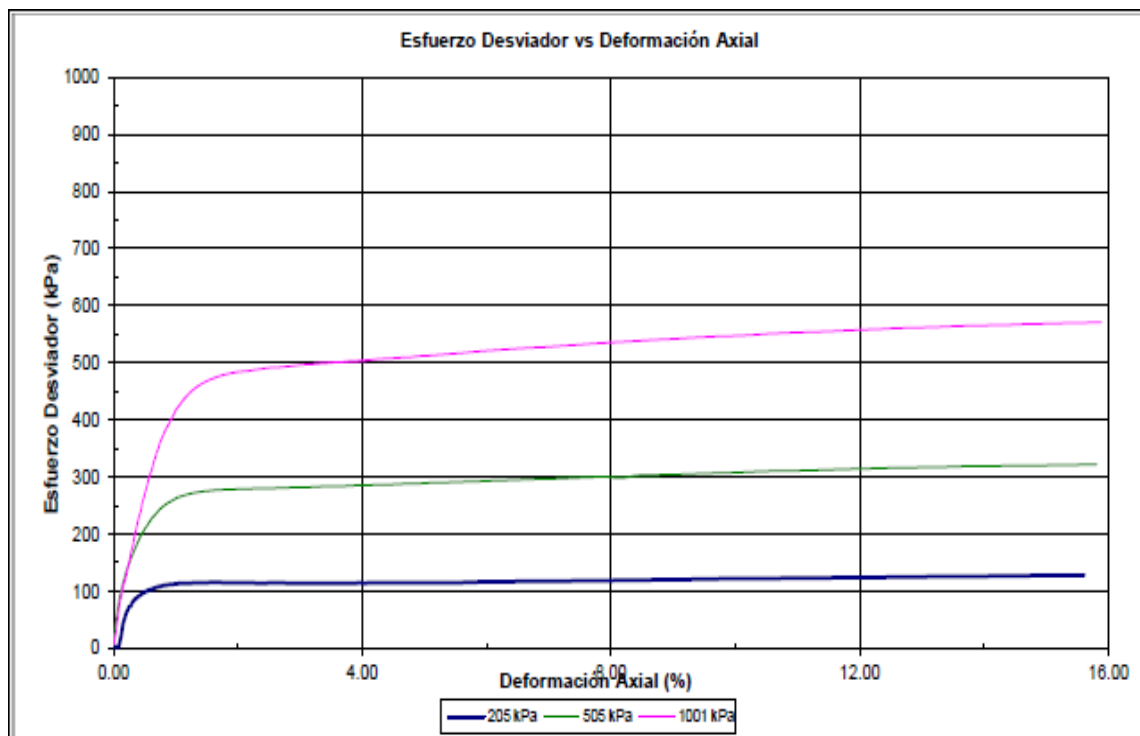
ETAPA DE CORTE								
Razón de Deformación (%/min): 0.050				Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)				
Deformación Axial en la Falla (%): 15.8				σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'	
Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo				826	436	505	114	
Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.								
Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1/σ_3)
0.00	6.43	0.00	504.81	511.24	508.02	3.21	0.01	1.01
0.05	56.66	23.40	481.41	538.06	509.73	28.33	0.06	1.12
0.10	91.04	39.38	465.43	556.48	510.95	45.52	0.09	1.20
0.20	133.83	64.66	440.15	573.98	507.07	66.92	0.13	1.30
0.36	177.90	109.36	395.45	573.35	484.40	88.95	0.18	1.45
0.51	211.14	155.32	349.49	560.62	455.06	105.57	0.23	1.60
0.74	243.36	210.59	294.22	537.58	415.90	121.68	0.29	1.83
1.00	262.33	252.51	252.30	514.63	383.46	131.16	0.34	2.04
1.23	270.72	277.98	226.82	497.54	362.18	135.36	0.37	2.19
1.53	275.77	301.06	203.74	479.51	341.63	137.88	0.40	2.35
1.74	277.66	312.51	192.30	469.96	331.13	138.83	0.42	2.44
2.04	278.96	325.62	179.19	458.15	318.67	139.48	0.44	2.56
2.55	280.32	341.56	163.25	443.57	303.41	140.16	0.46	2.72
3.06	281.99	353.34	151.47	433.46	292.46	140.99	0.48	2.86
3.57	283.87	362.33	142.48	426.35	284.42	141.94	0.50	2.99
4.08	285.91	369.36	135.45	421.36	278.41	142.95	0.51	3.11
4.49	287.03	374.05	130.76	417.78	274.27	143.51	0.52	3.20
5.00	289.25	378.65	126.16	415.41	270.79	144.63	0.53	3.29
6.12	293.76	385.53	119.28	413.04	266.16	146.88	0.55	3.46
7.14	297.33	389.26	115.55	412.88	264.21	148.66	0.56	3.57
8.16	298.41	390.97	113.83	412.24	263.04	149.20	0.57	3.62
9.18	304.86	393.25	111.56	416.42	263.99	152.43	0.58	3.73
10.20	308.80	393.82	110.99	419.79	265.39	154.40	0.58	3.78
11.22	311.69	394.01	110.80	422.48	266.64	155.84	0.58	3.81
12.24	315.04	393.57	111.24	426.28	268.76	157.52	0.59	3.83
13.26	317.41	393.14	111.67	429.07	270.37	158.70	0.59	3.84
14.03	319.12	392.44	112.37	431.49	271.93	159.56	0.59	3.84
15.05	320.55	391.20	113.61	434.15	273.88	160.27	0.59	3.82

ESPECIMEN 3	
Parámetro B:	0.99

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN								
Presión de Celda: 1627 kPa					Contrapresión: 626 kPa			
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3): 1001 kPa								
	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	Relación de Vacíos	Saturación (%)	G. Específica Promedio
INICIAL	20.32	10.16	81.07	10.9	1.945	0.403	73.8	2.728
FINAL	19.85	9.92	77.21	11.1	2.094	0.303	100.0	

Nota: La altura y diámetro iniciales son medidos, todas las demás dimensiones son calculadas.

ETAPA DE CORTE								
Razón de Deformación (%/min): 0.050					Esfuerzo Principal en la Falla (kPa)			
Deformación Axial en la Falla (%): 15.8					σ_1	σ_1'	σ_3	σ_3'
Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo					1571	784	1001	214
Nota: Se aplicaron correcciones por membrana.								
Deformación (%)	Esf. Desv. (kPa)	P. Poros (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	q/p'	Oblicuidad (σ_1'/σ_3')
0.00	7.00	0.00	1001.15	1008.15	1004.65	3.50	0.00	1.01
0.05	39.74	8.40	992.76	1032.49	1012.62	19.87	0.02	1.04
0.10	80.48	19.11	982.04	1062.52	1022.28	40.24	0.04	1.08
0.23	142.99	45.71	955.44	1098.43	1026.93	71.49	0.07	1.15
0.36	207.36	80.57	920.58	1127.94	1024.26	103.68	0.10	1.23
0.51	274.05	133.11	868.05	1142.10	1005.07	137.03	0.14	1.32
0.74	359.31	235.92	765.24	1124.54	944.89	179.65	0.19	1.47
1.00	417.87	350.62	650.53	1068.40	859.46	208.93	0.24	1.64
1.23	448.09	433.19	567.96	1016.06	792.01	224.05	0.28	1.79
1.54	470.03	517.12	484.04	954.07	719.05	235.01	0.33	1.97
1.74	478.07	557.25	443.90	921.97	682.93	239.03	0.35	2.08
2.05	484.81	599.03	402.13	886.94	644.53	242.40	0.38	2.21
2.56	491.85	647.86	353.29	845.14	599.21	245.92	0.41	2.39
3.08	497.11	678.77	322.39	819.49	570.94	248.55	0.44	2.54
3.59	501.45	702.42	298.73	800.18	549.45	250.72	0.46	2.68
4.00	504.17	716.64	284.51	788.68	536.60	252.09	0.47	2.77
4.51	508.23	733.95	267.20	775.42	521.31	254.11	0.49	2.90
5.02	512.42	745.46	255.69	768.11	511.90	256.21	0.50	3.00
6.15	522.35	768.84	232.31	754.66	493.49	261.17	0.53	3.25
7.17	529.49	779.57	221.58	751.07	486.32	264.74	0.54	3.39
8.20	536.88	788.16	212.99	749.87	481.43	268.44	0.56	3.52
9.22	543.50	792.29	208.87	752.36	480.61	271.75	0.57	3.60
10.25	548.71	793.13	208.02	756.73	482.38	274.35	0.57	3.64
11.02	553.40	794.34	206.81	760.21	483.51	276.70	0.57	3.68
12.04	557.98	795.03	206.13	764.11	485.12	278.99	0.58	3.71
13.06	562.09	791.95	209.21	771.30	490.25	281.05	0.57	3.69
14.09	565.80	789.86	211.29	777.09	494.19	282.90	0.57	3.68
15.11	568.82	787.93	213.22	782.05	497.64	284.41	0.57	3.67



CIRCULOS DE ESFUERZOS DE MOHR

ESFUERZO	PARAMETROS DE RESISTENCIA	
	COHESIÓN (kPa)	ANG. DE FRICCIÓN (°)
TOTAL	10	12
EFFECTIVO	11	34

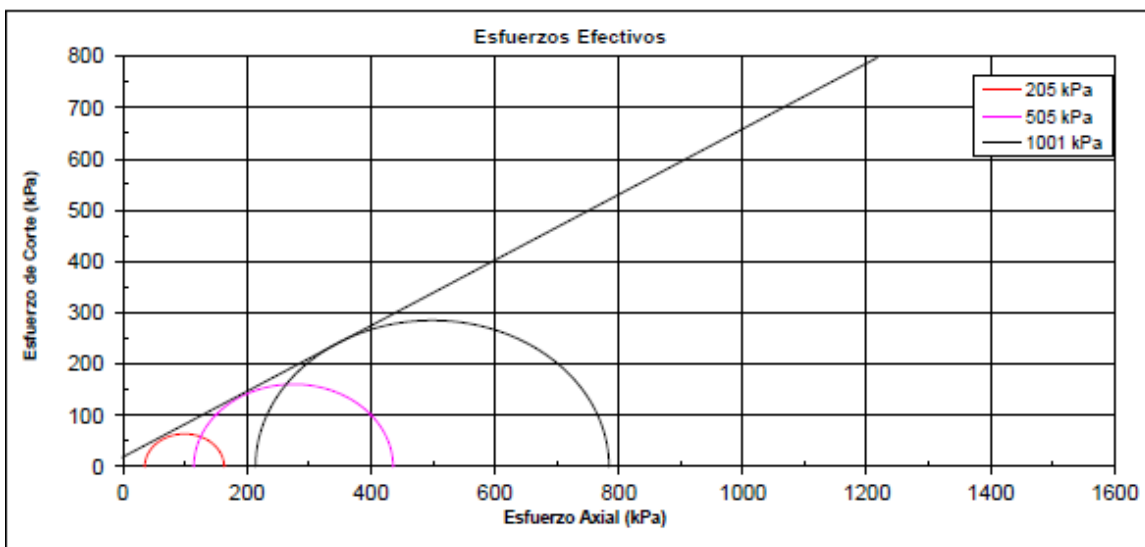
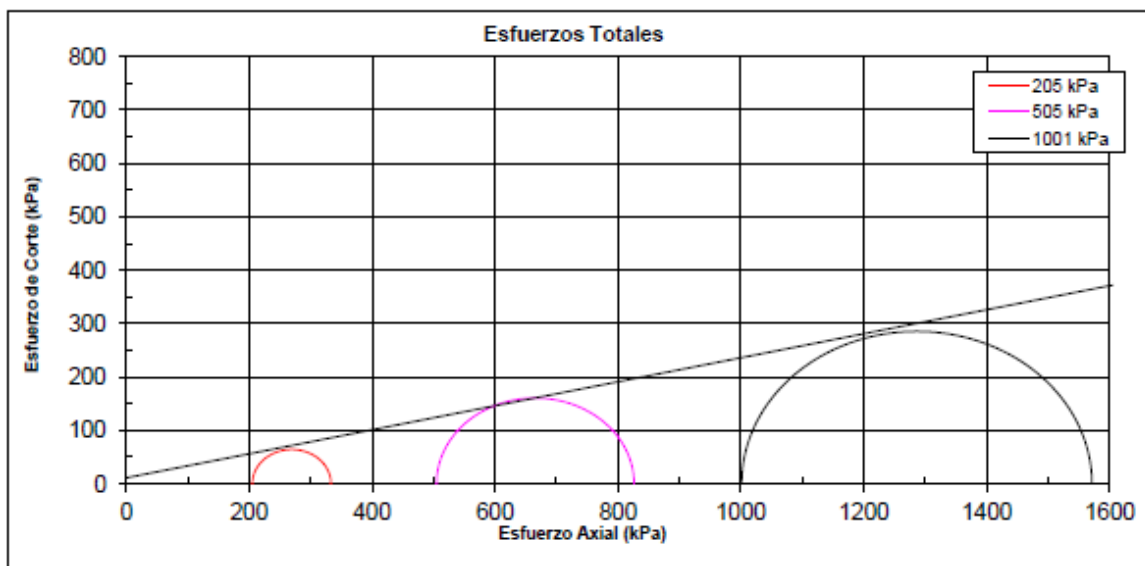
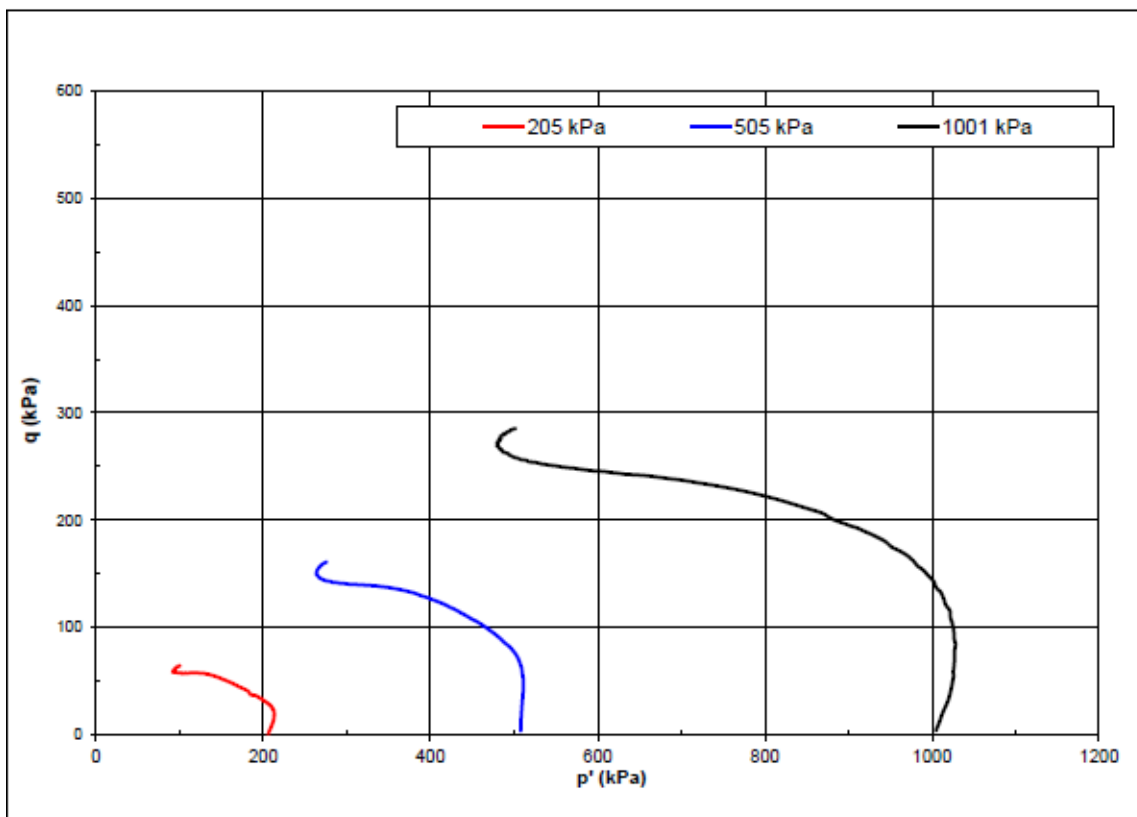
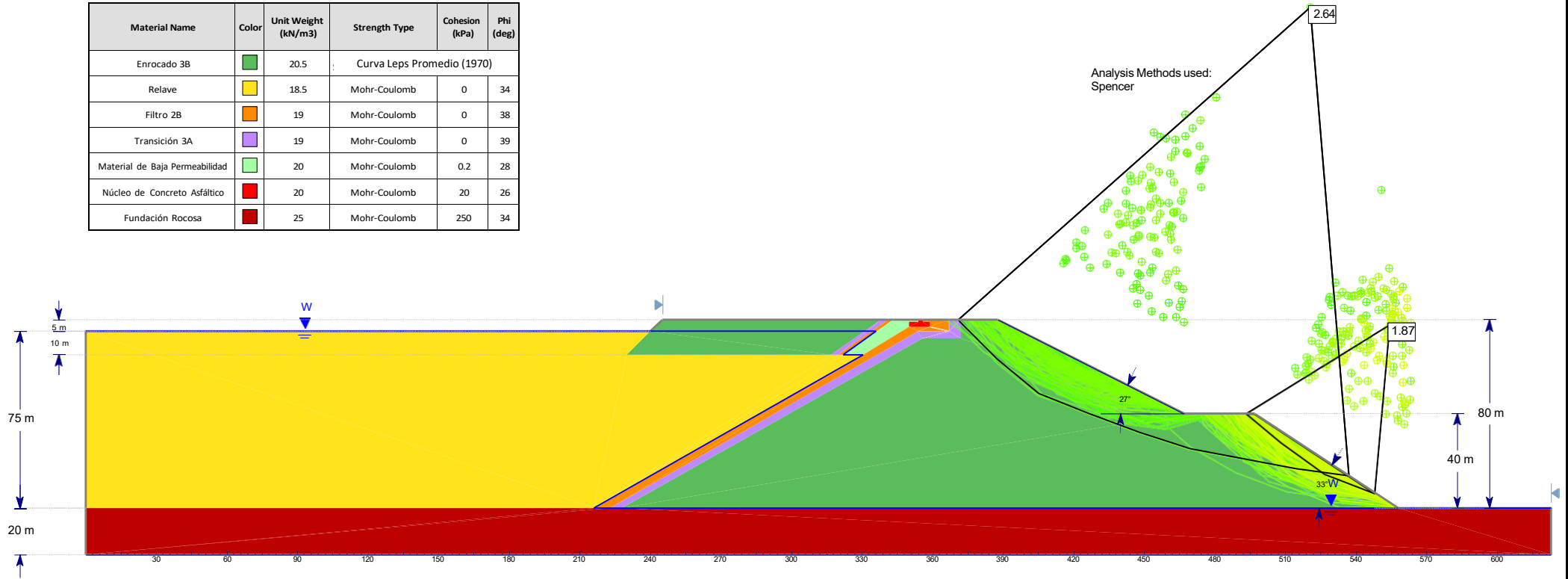


Diagrama p' q

Anexo F. Resultados de Análisis de Estabilidad

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS ESTÁTICO – ETAPA 1 - AGUAS ABAJO

Escala: Sin escala

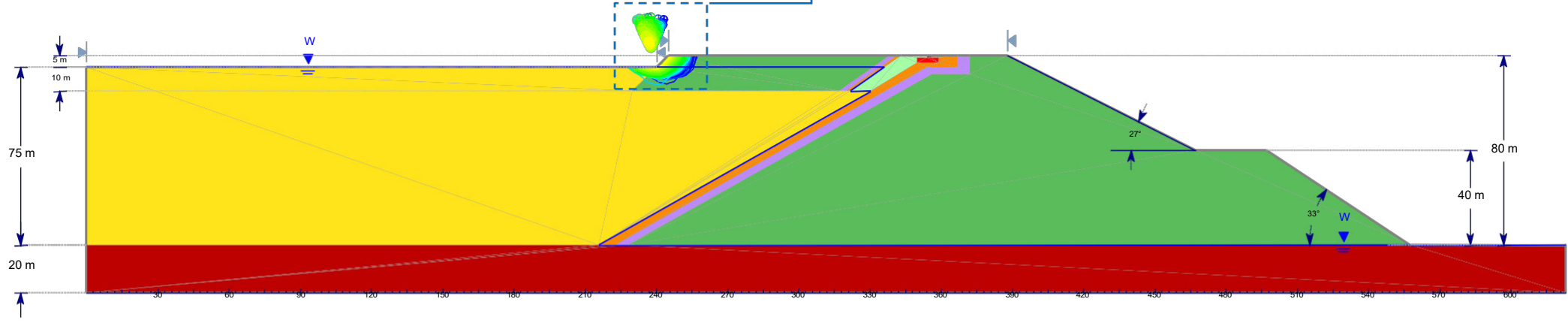
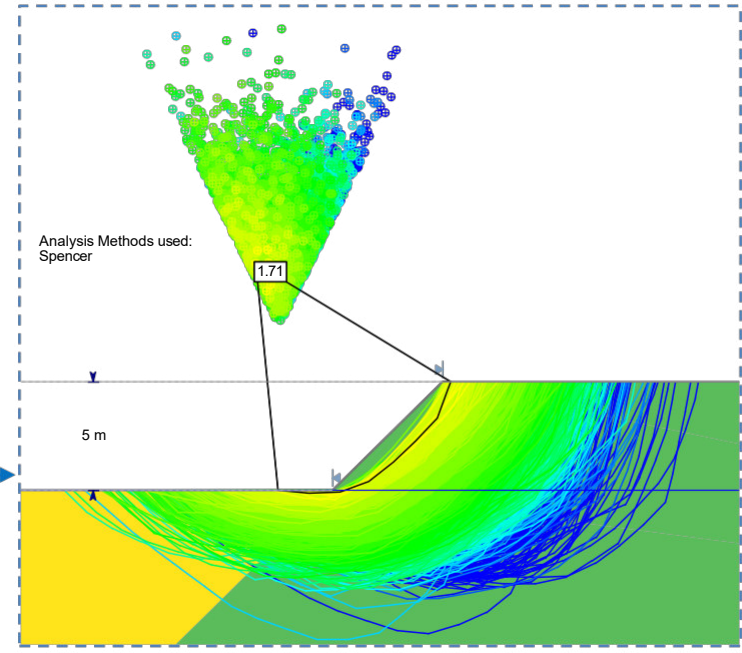
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

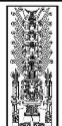
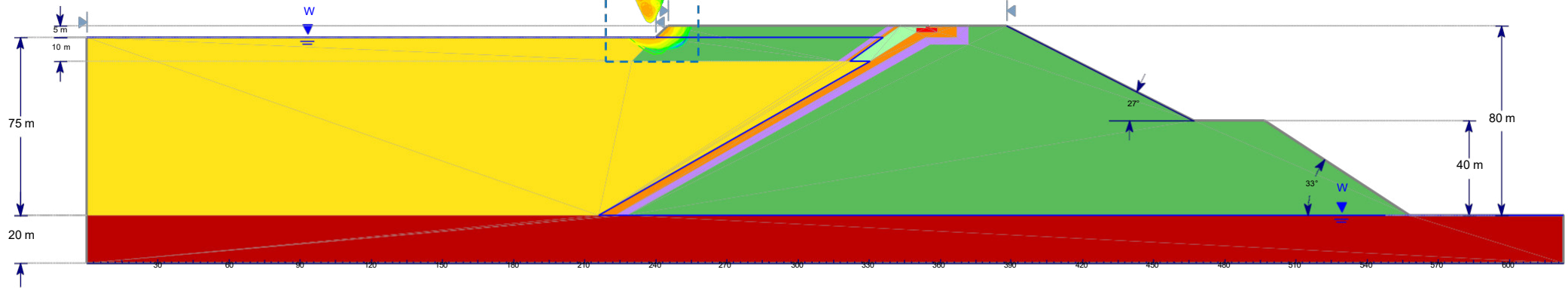
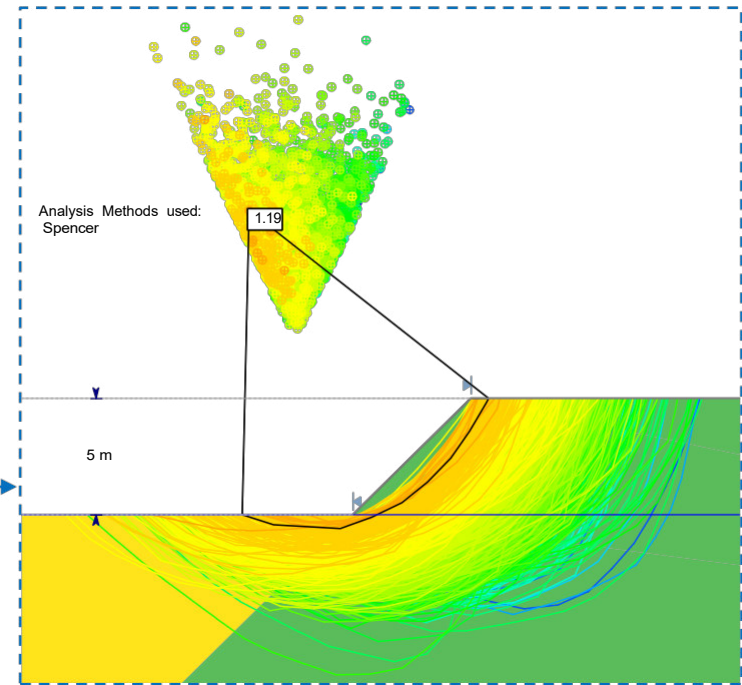
FIGURA:

F1

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO – ETAPA 1 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

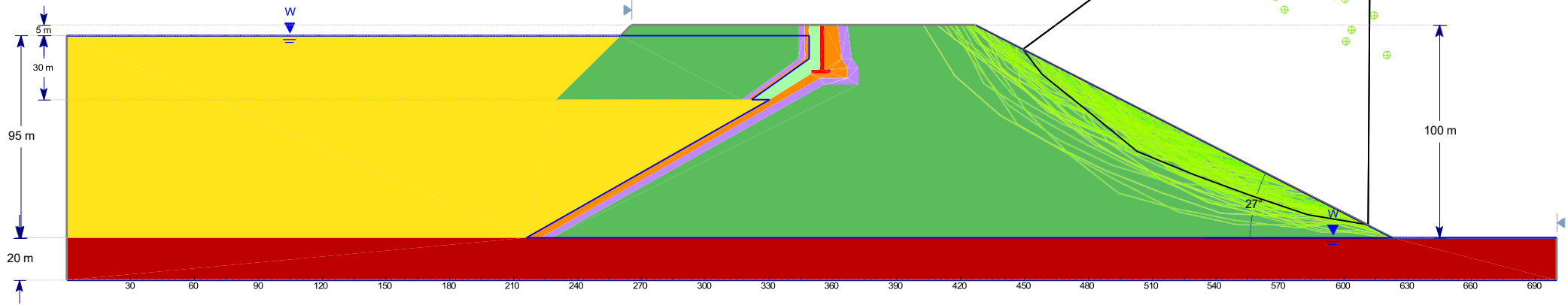
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F4

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS ESTÁTICO – ETAPA 2 - AGUAS ABAJO

Escala: Sin escala

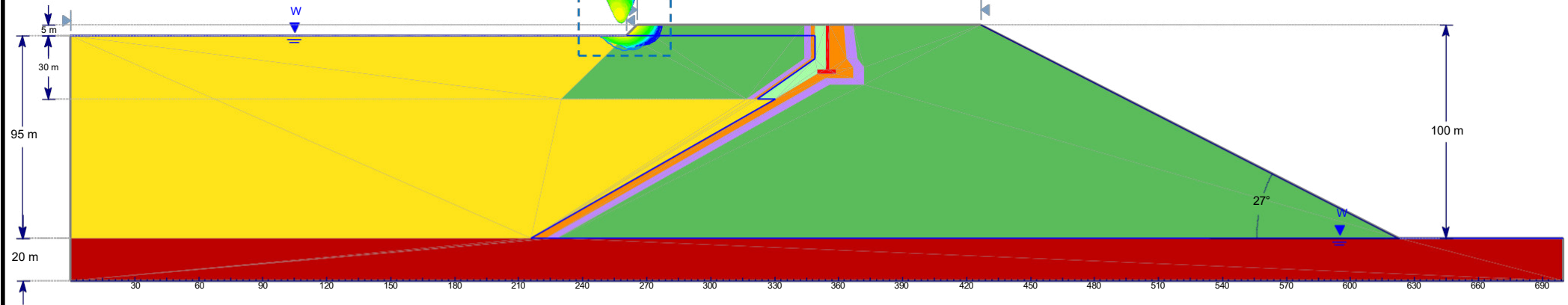
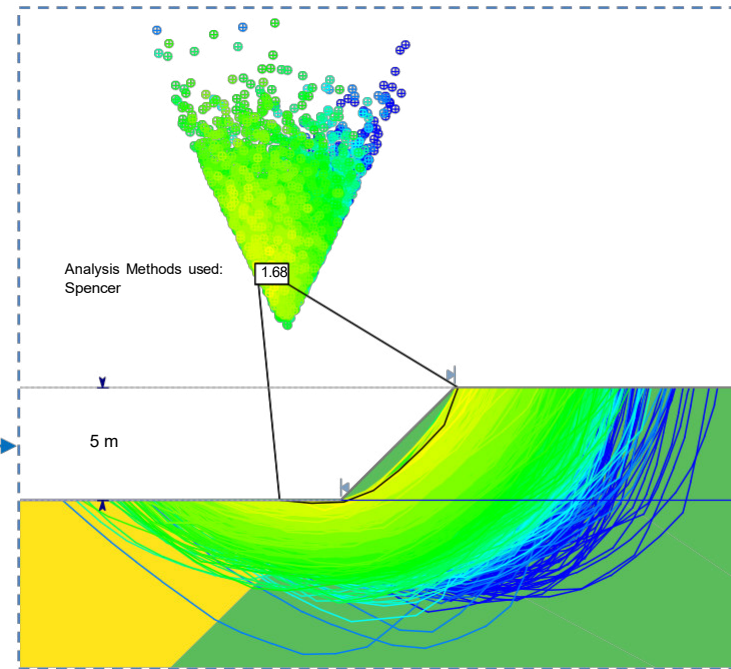
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F5

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS ESTÁTICO – ETAPA 2 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

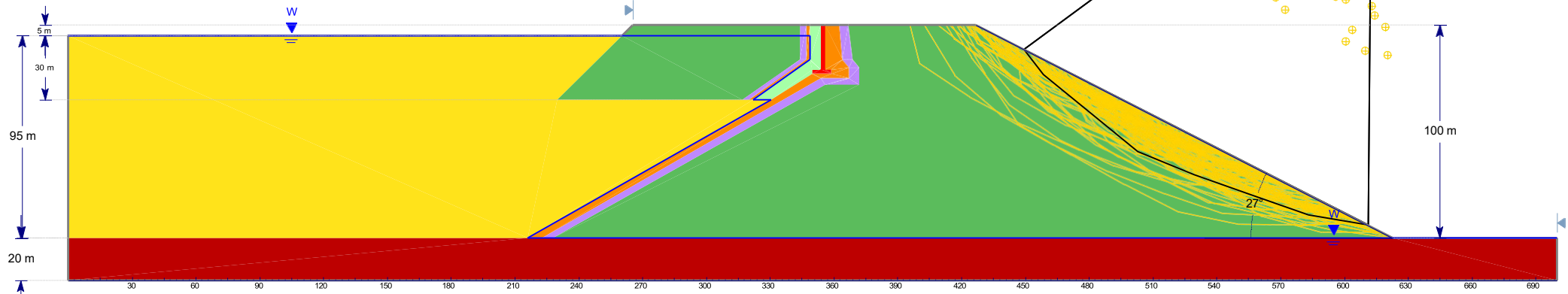
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F6

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Analysis Methods used:
Spencer



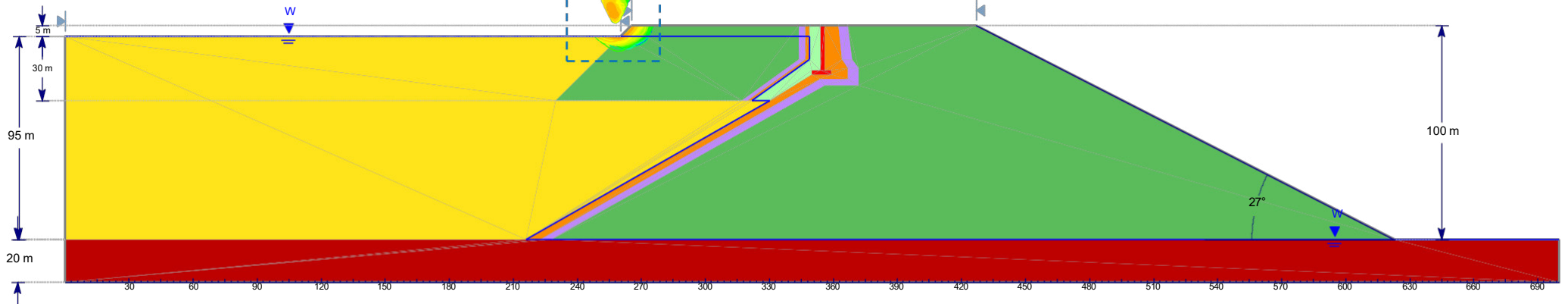
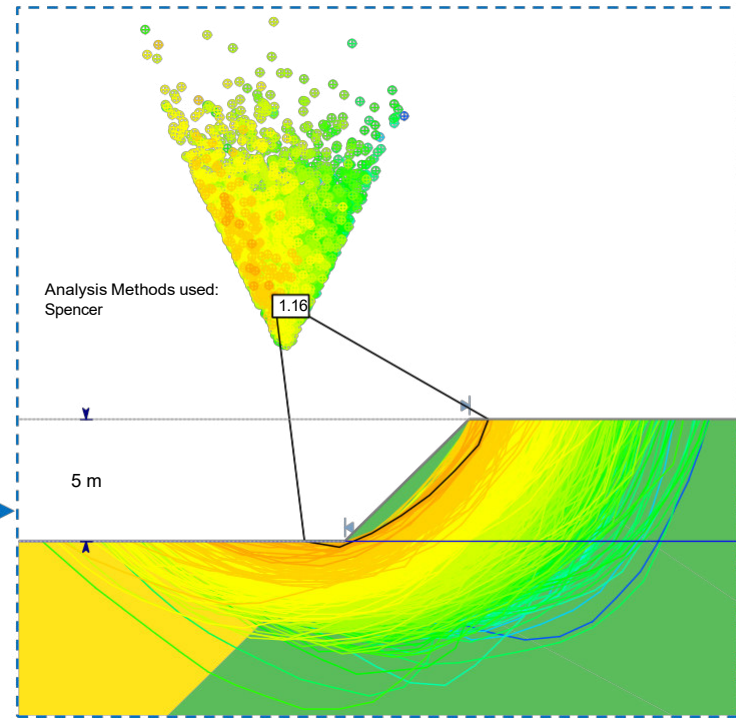
Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO – ETAPA 2 - AGUAS ABAJO

Escala: Sin escala
Fecha: Febrero 2025
Elaborado por: Esteban Maldonado Quispe
FIGURA: F7

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO – ETAPA 2 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

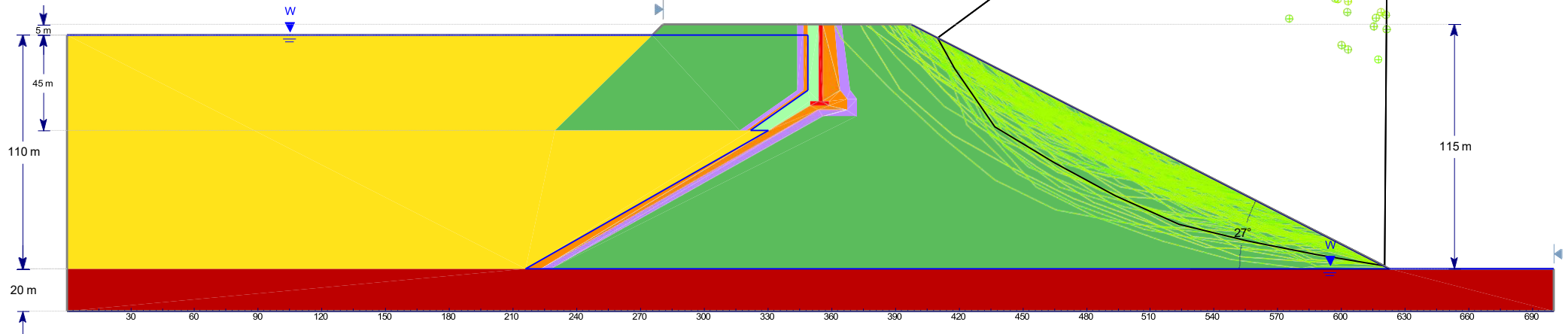
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F8

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS ESTÁTICO – ETAPA 3 - AGUAS ABAJO

Escala: Sin escala

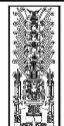
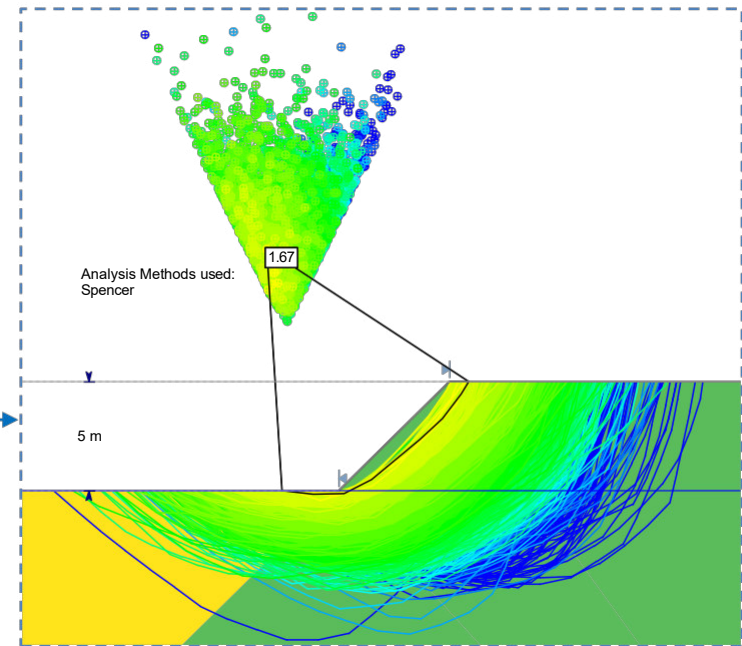
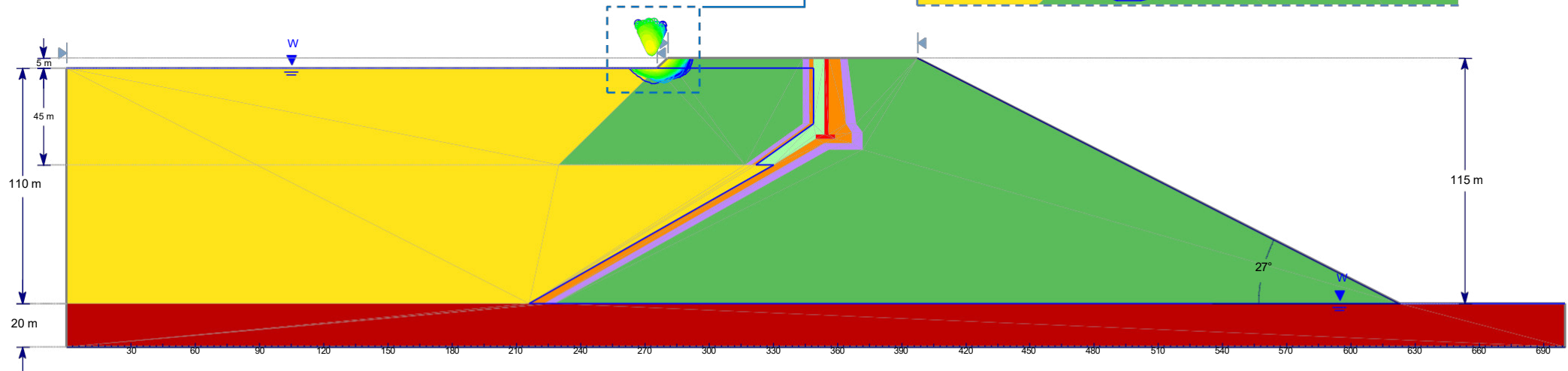
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F9

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS ESTÁTICO – ETAPA 3 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

Fecha: Febrero 2025

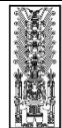
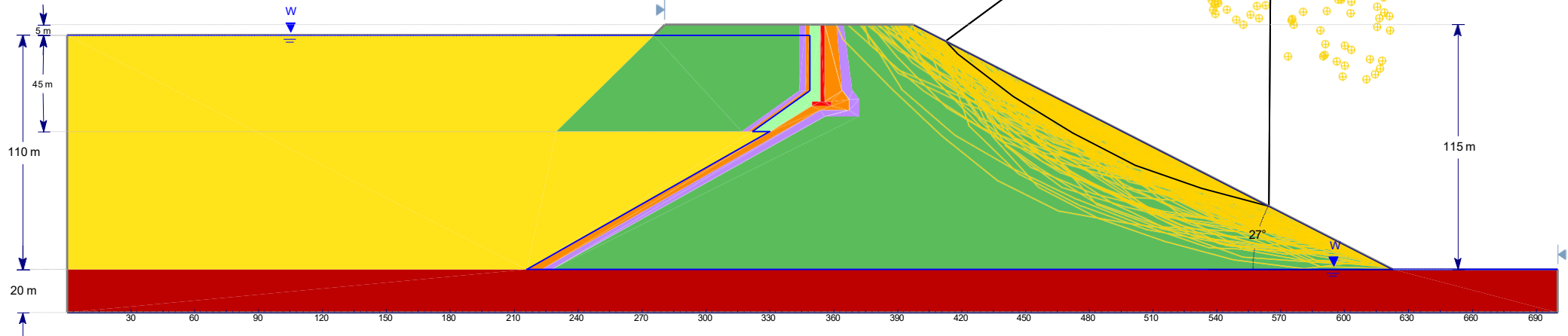
Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F10



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO – ETAPA 3 - AGUAS ABAJO

Escala: Sin escala

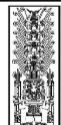
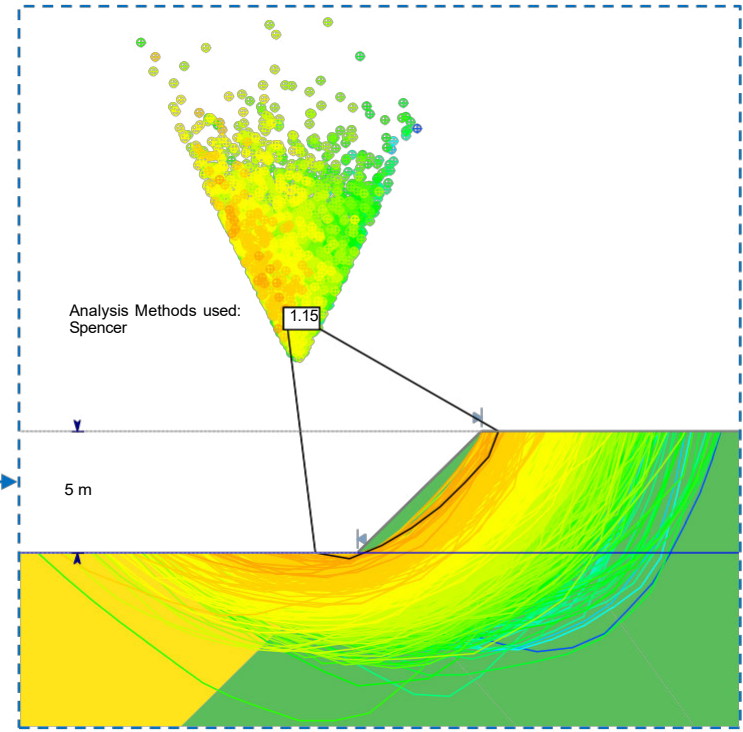
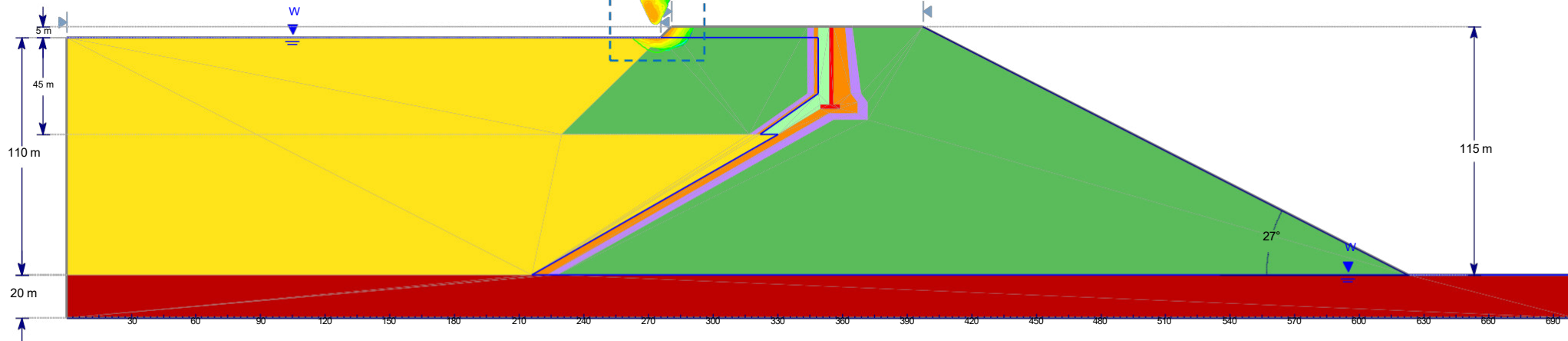
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F11

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO – ETAPA 3 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

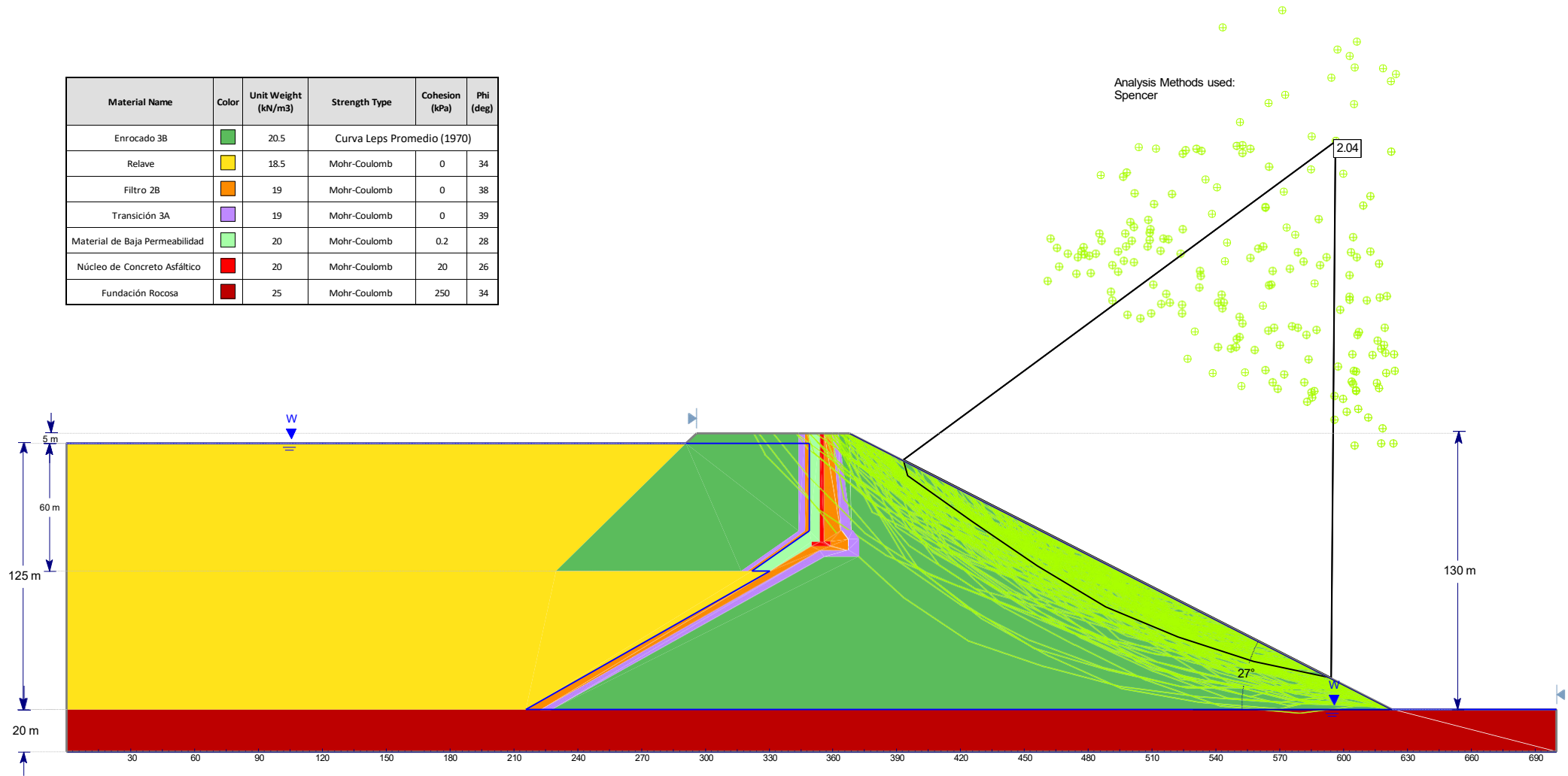
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F12

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS ESTÁTICO – ETAPA 4 - AGUAS ABAJO

Escala: Sin escala

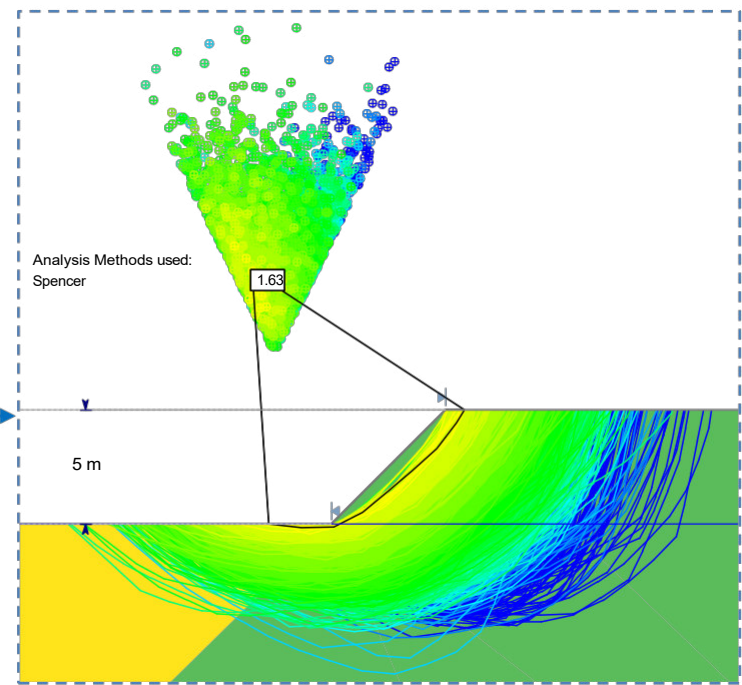
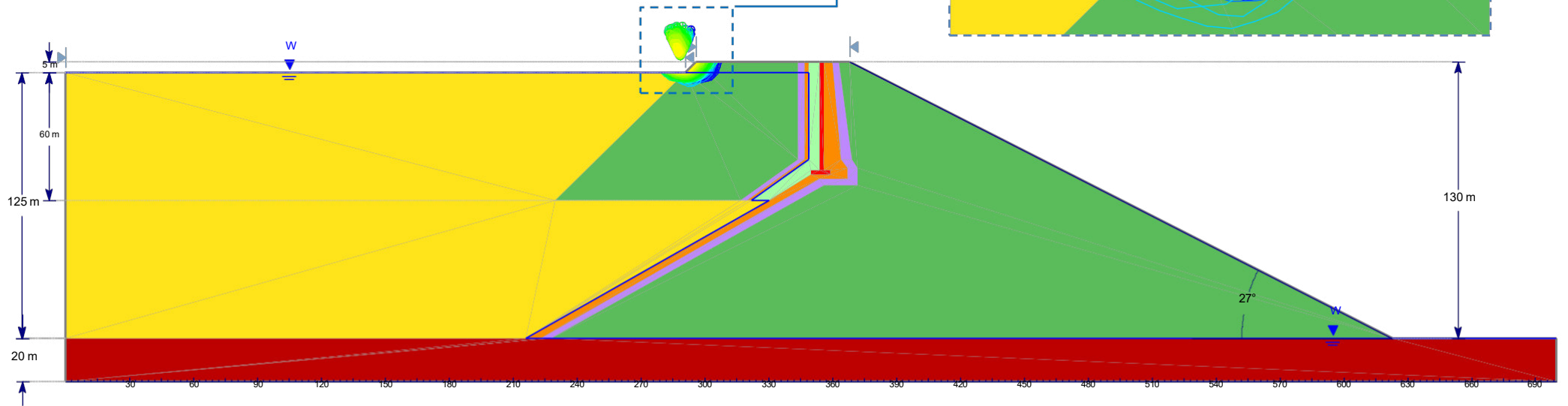
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F13

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS ESTÁTICO – ETAPA 4 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

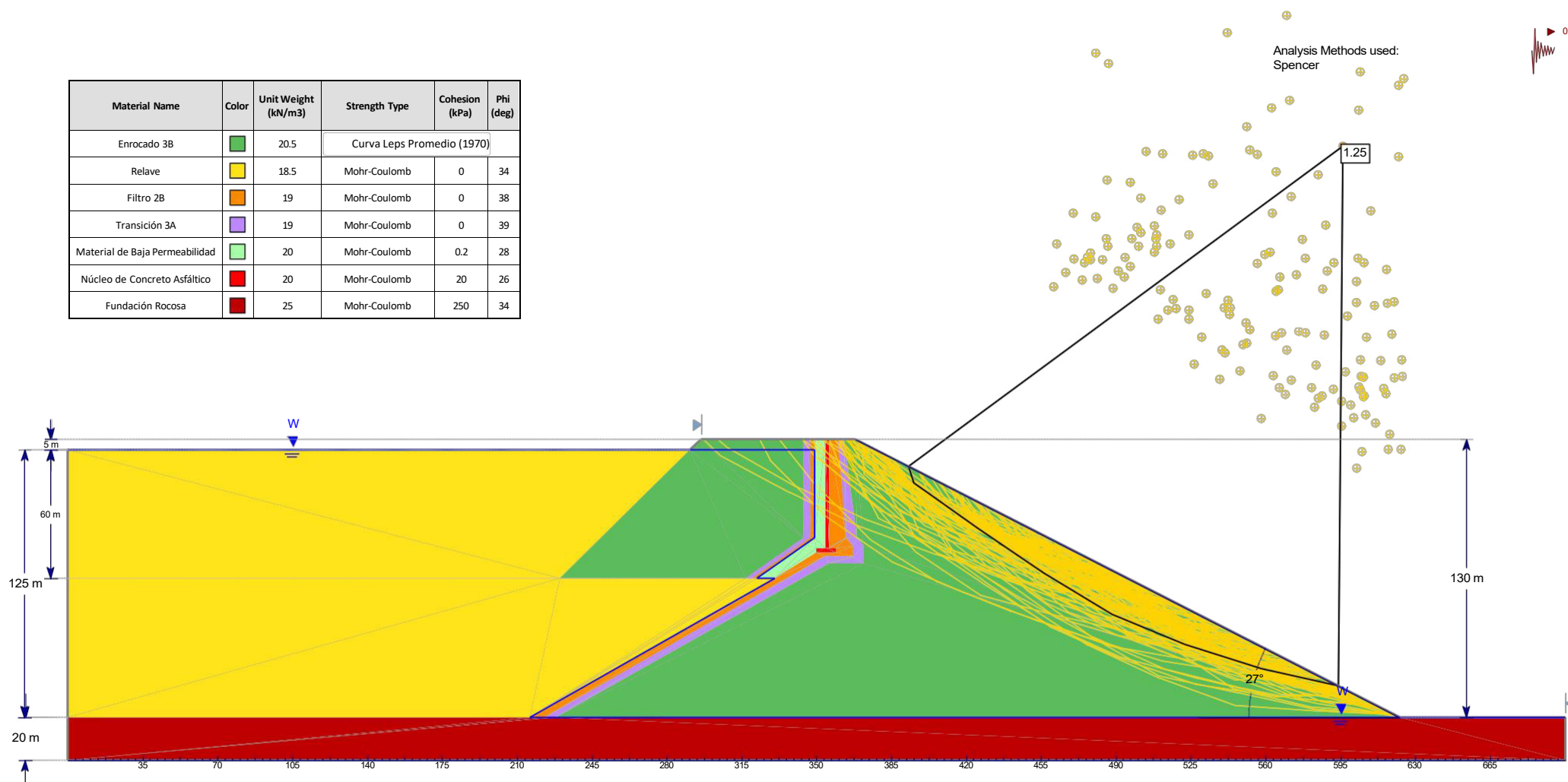
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F14

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO – ETAPA 4 - AGUAS ABAJO

Escala: Sin escala

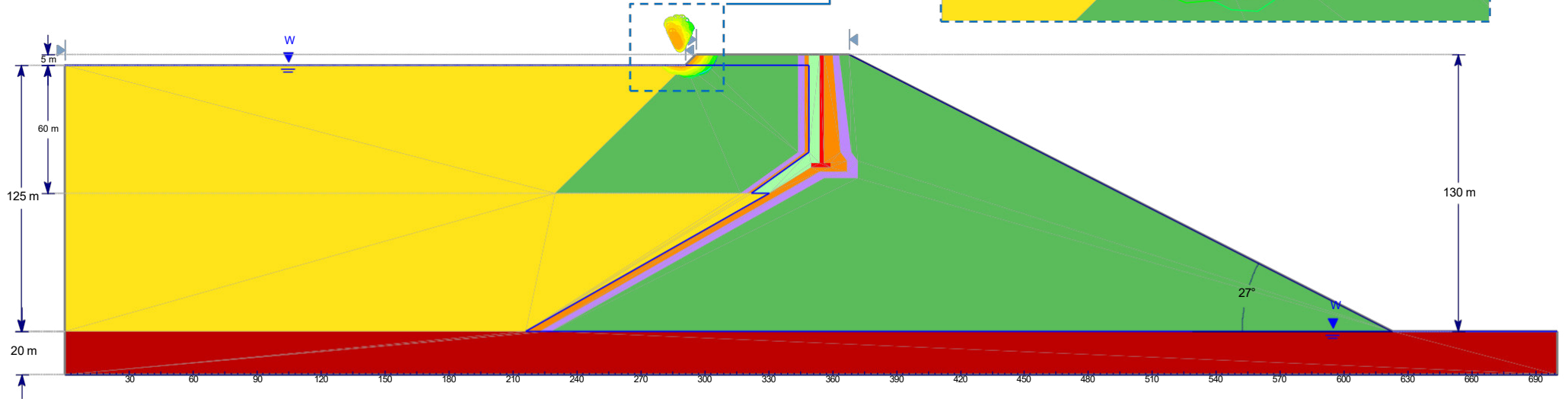
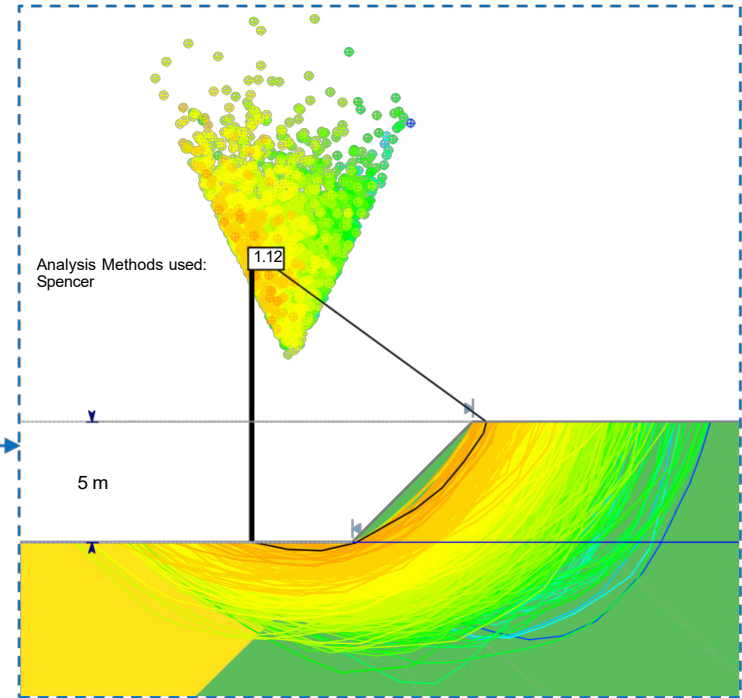
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F15

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Mohr-Coulomb	0	34
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO – ETAPA 4 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

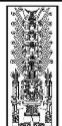
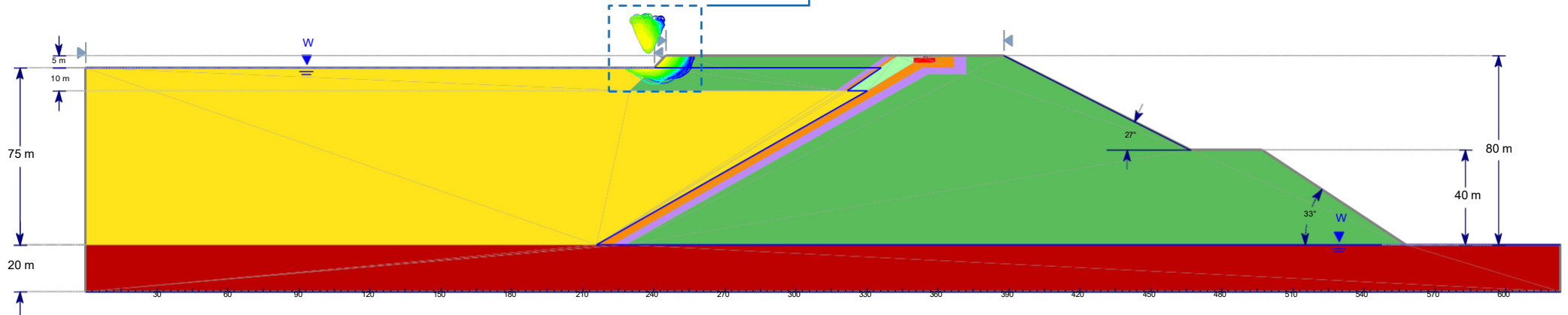
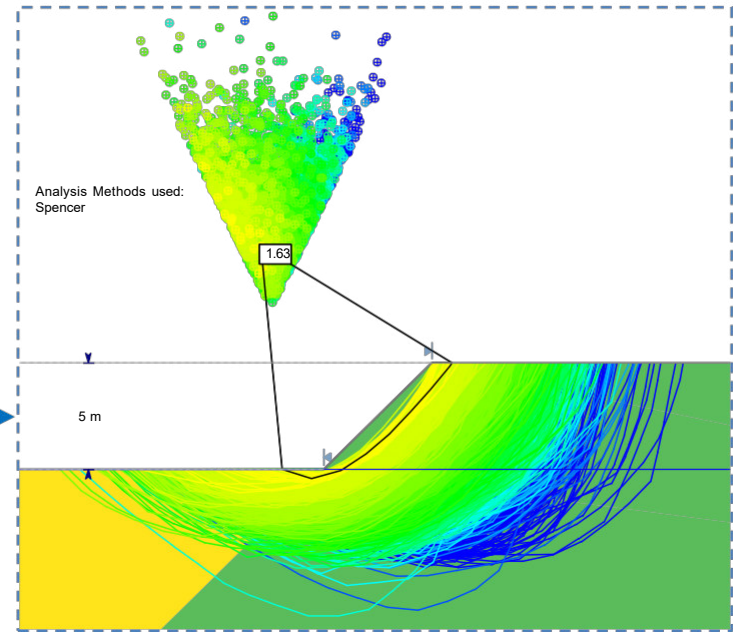
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F16

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Strength=F(overburden)		
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS POST-SÍSMICO – ETAPA 1 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

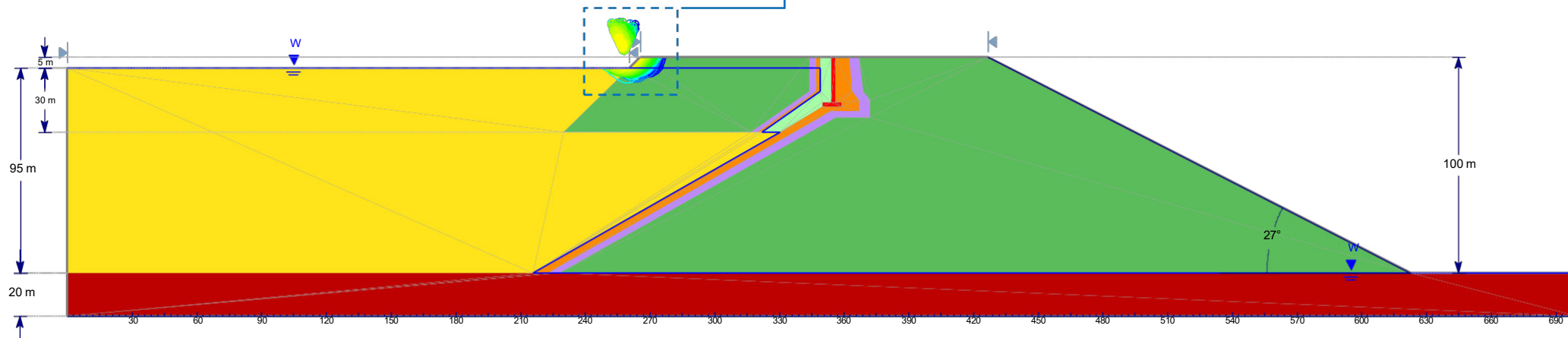
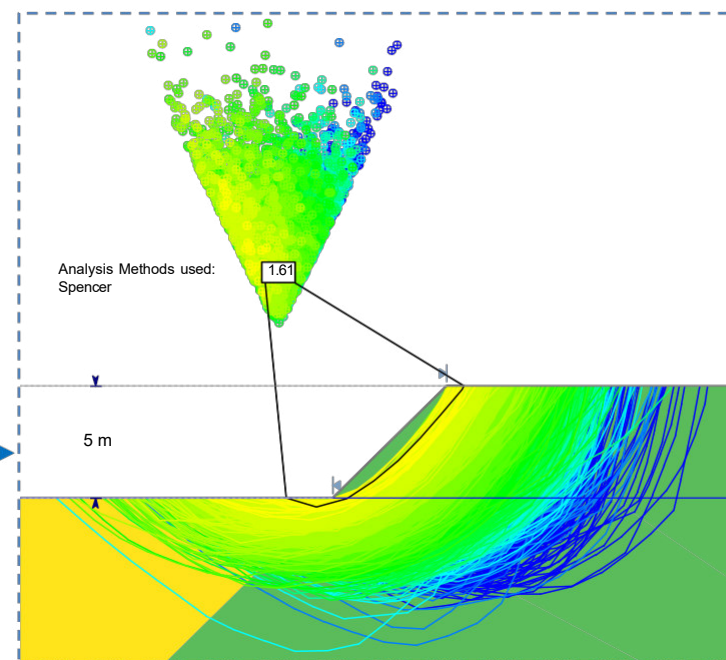
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F17

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Strength=F(overburden)		
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS POST-SÍSMICO – ETAPA 2 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

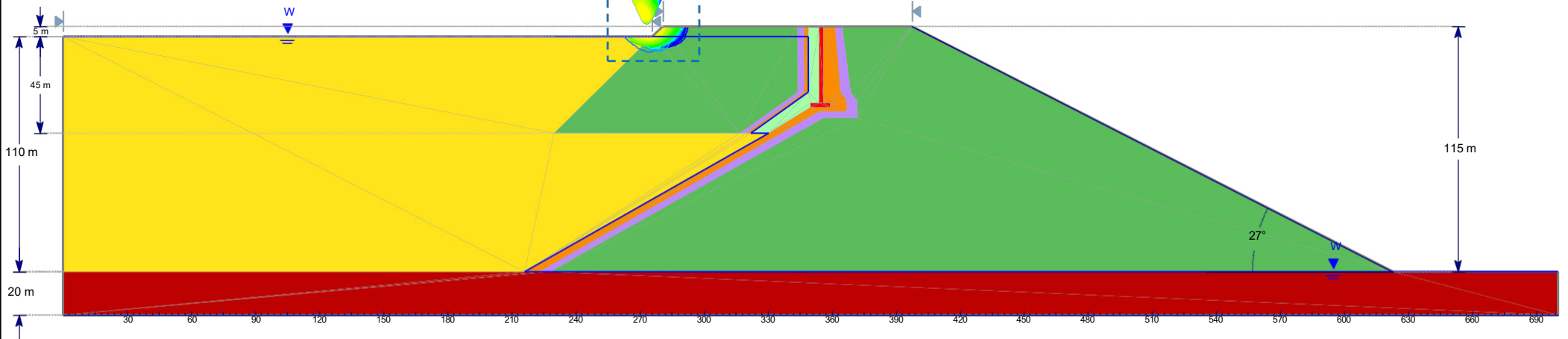
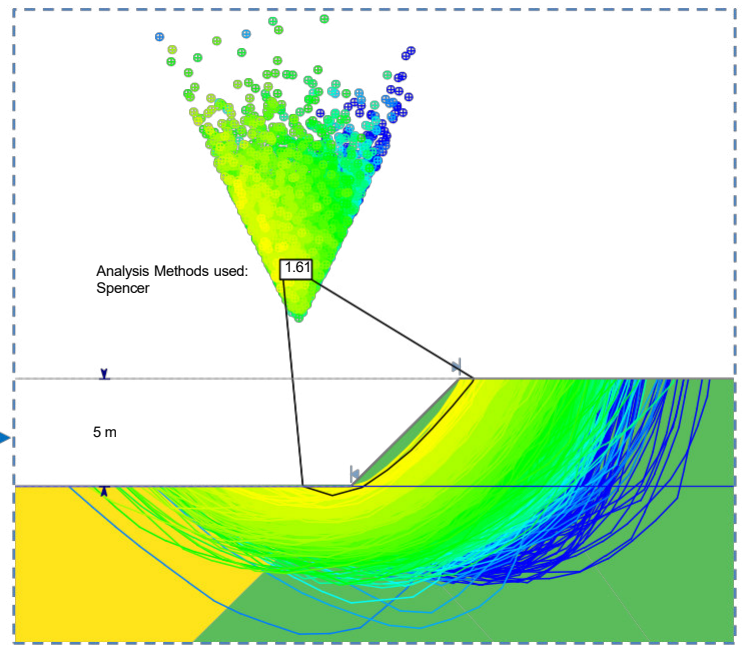
Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F18

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Strength=F(overburden)		
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

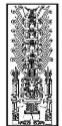
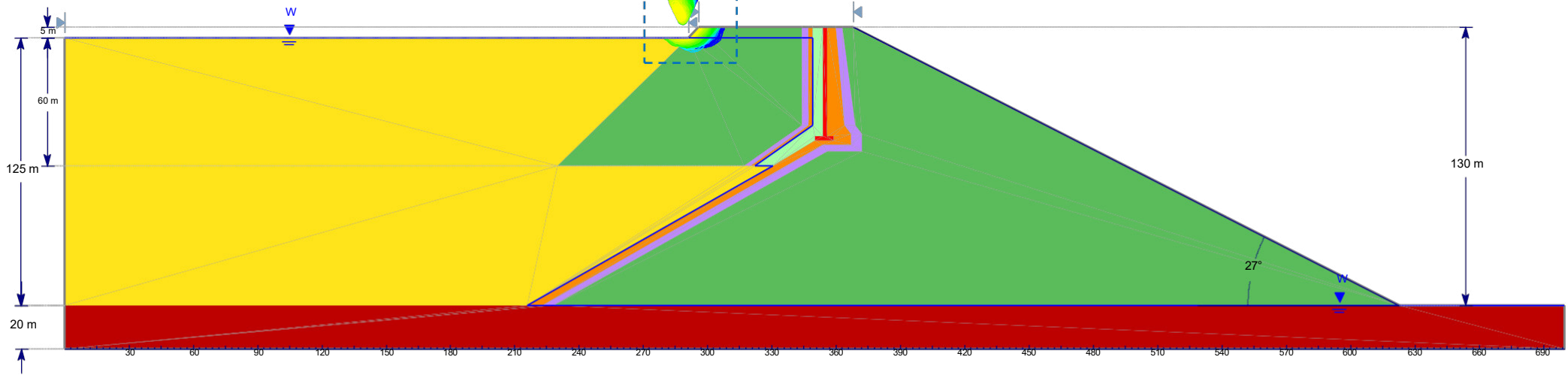
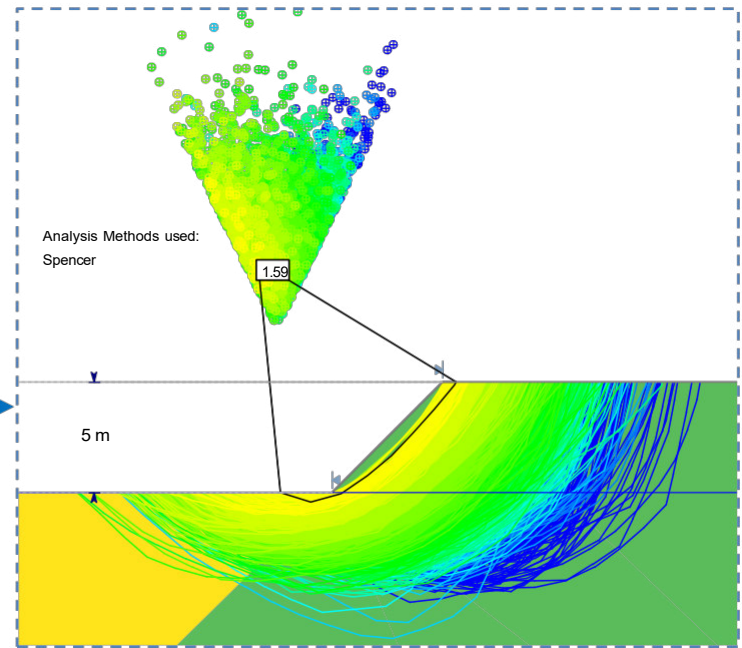
TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS POST-SÍSMICO – ETAPA 3 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala
Fecha: Febrero 2025
Elaborado por:
Esteban Maldonado Quispe
FIGURA:

F19

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Enrocado 3B	Green	20.5	Curva Leps Promedio (1970)		
Relave	Yellow	18.5	Strength=F(overburden)		
Filtro 2B	Orange	19	Mohr-Coulomb	0	38
Transición 3A	Purple	19	Mohr-Coulomb	0	39
Material de Baja Permeabilidad	Light Green	20	Mohr-Coulomb	0.2	28
Núcleo de Concreto Asfáltico	Red	20	Mohr-Coulomb	20	26
Fundación Rocosa	Dark Red	25	Mohr-Coulomb	250	34



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Escuela de Posgrado
Doctorado Ingeniería Civil

TÍTULO:
“IMPACTO DE LA LICUACIÓN DINÁMICA EN LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES EN UNA ZONA SÍSMICA DE LA SIERRA DEL PERÚ”

ANÁLISIS POST-SÍSMICO – ETAPA 4 - AGUAS ARRIBA

Escala: Sin escala

Fecha: Febrero 2025

Elaborado por:
Esteban Maldonado
Quispe

FIGURA:

F20